

Desplazamiento sísmico inelástico de puentes de voladizos sucesivos en Colombia durante
construcción y en condición terminada

Juan David Bravo Rivera

Trabajo de Grado para Optar el título de Maestría en Ingeniero Civil

Director

José Miguel Benjumea Royero

PhD. en Ingeniería Civil y Ambiental

Codirector

Fabián Andrés Consuegra

PhD. En Ingeniería Estructural

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2023

Dedicatoria

Este logro va dedicado a todas aquellas personas que consideran que la ciencia y la academia es la base para estructurar un mejor futuro

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por acompañarme en este proceso
Agradezco a Valeria y a Brayan por brindarme su apoyo en los momentos difíciles
Agradezco al profesor Benjumea por sus enseñanzas
Finalmente, agradezco a Silvia, el amor de mi vida, por ser mi luz en medio de la
oscuridad, por ser mis ojos cuando me desorientaba, por ser mi bastón cuando no
tenía fuerzas. Siempre estaré agradecido contigo. Te amo infinitamente.

Gracias.

Tabla de Contenido

	Pág.
INTRODUCCIÓN	23
1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA Y ANTECEDENTES.....	29
1.1. Respuesta sísmica de puentes de viga cajón durante la construcción por voladizos sucesivos	29
1.2. Respuesta sísmica de otros tipos de puentes durante la construcción por voladizos sucesivos	32
1.3. Enfoques para el modelamiento estructural de puentes	34
2. OBJETIVOS.....	38
2.1. Objetivo General.....	38
2.2. Objetivos Específicos.....	38
3. METODOLOGÍA	39
3.1. Casos de estudio.....	39
3.1.1. Superestructura.....	41
3.1.2. Subestructura.....	44
3.1.3. 3.1.3. Cimentación	47
3.2. Diseño de las columnas.....	49
3.2.1. Análisis de cargas.....	49
3.2.2. Propiedades nominales de los materiales	51
3.2.3. Combinaciones de diseño.....	52
3.2.4. Cálculo del refuerzo de las columnas.....	53
3.2.5. Selección de los registros sísmicos	56

3.3.	Variación del amortiguamiento de los puentes	61
3.4.	Desarrollo de los modelos detallados	62
3.4.1.	Modelamiento estructural.....	62
3.4.2.	Modelos constitutivos de los materiales	66
3.4.3.	Cargas permanentes.....	67
3.5.	Desarrollo de los modelos simplificados	71
3.5.1.	Rigidez de vigas y columnas.....	73
3.5.2.	Rigidez del conjunto cimiento-suelo.....	75
3.5.3.	Matriz de masa	78
3.6.	Análisis estructural.....	80
3.6.1.	Análisis modal, multimodal espectral y lineal cronológico	80
3.6.2.	Análisis no lineal estático pushover	82
3.6.3.	Análisis no lineal cronológico.....	85
4.	RESULTADOS.....	91
4.1.	Registros sísmicos seleccionados	91
4.2.	Respuesta sísmica de los puentes en los modelos detallados	97
4.2.1.	Respuesta sísmica obtenida mediante análisis lineal dinámico y multimodal espectral	97
4.2.2.	Análisis no lineal estático pushover en los modelos MDOF inelásticos.....	111
4.2.3.	Respuesta sísmica de los puentes obtenida mediante análisis no lineal dinámico	115
4.3.	Modelos simplificados	139
4.3.1.	Análisis lineal dinámico y multimodal espectral	142

4.3.2.	Estimación de la respuesta máxima no lineal mediante análisis lineal	160
4.3.3.	Estimación del desplazamiento máximo mediante modelos no lineales 1DOF	173
5.	CONCLUSIONES	195
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	202
	APÉNDICES	207

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1 Rigidez del suelo de cimentación de los puentes.	48
Tabla 2 Propiedades mecánicas nominales del concreto y del acero empleadas para el diseño.	52
Tabla 3 Combinaciones de diseño.	53
Tabla 4 Registros característicos del ambiente geotectónico del área metropolitana.	58
Tabla 5 Parámetros de intensidad sísmica de las componentes horizontales de los 23 registros característicos del ambiente tectónico del área metropolitana de Bucaramanga.	59
Tabla 6 Criterios de calificación para la selección de los registros sísmicos.	60
Tabla 7 Relación de amortiguamiento medida en puentes viga cajón.	62
Tabla 8 Propiedades mecánicas del concreto utilizado para definir los modelos constitutivos. .	66
Tabla 9 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado para definir los modelos constitutivos.	66
Tabla 10 Fuerzas en las secciones 1 y 2 del puente M1 calculadas en el modelo de diseño.	70
Tabla 11 Fuerzas en las secciones 1 y 2 del puente M1 calculadas en OpenSees.	71
Tabla 12 Factores empleados para calcular las variables Ω	77
Tabla 13 Factores de escala para los registros del prototipo M1.	93
Tabla 14 Factores de escala para los registros del prototipo M2.	95
Tabla 15 Factores de escala para los registros del prototipo M3.	96
Tabla 16 Factores de escala para los registros del prototipo M4.	96
Tabla 17 Características dinámicas y desplazamientos ΔD y ΔLDA del puente M1 en condición completa y en las etapas C1 y C2.	98
Tabla 18 Características dinámicas y desplazamientos ΔD y ΔLDA del puente M2 en condición completa y en las etapas C1 y C2.	102
Tabla 19 Características dinámicas y desplazamientos ΔD y ΔLDA del puente M2 en condición completa y en las etapas C1 y C2.	106
Tabla 20 Características dinámicas y desplazamientos ΔD y ΔLDA del puente M4 en condición completa y en las etapas C1 y C2.	110
Tabla 21 Desplazamiento y fuerza cortante de plastificación efectiva de los puentes estudiados.	113
Tabla 22 Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M1 completo y en las etapas C1 y C2.	116
Tabla 23 Demandas de ductilidad máximas del puente M1 completo.	118
Tabla 24 Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M2 completo y en las etapas C1 y C2.	122
Tabla 25 Demandas de ductilidad máximas del puente M2 completo.	123
Tabla 26 Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M3 completo y en las etapas C1 y C2.	128
Tabla 27 Demandas de ductilidad máximas del puente M3 completo.	128

Tabla 28 Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M4 completo y en las etapas C1 y C2.	132
Tabla 29 Demandas de ductilidad máximas del puente M4 completo.	133
Tabla 30 Curvaturas y momentos de plastificación efectivos de los puentes.	137
Tabla 31 Rigidez y masa asignada a los modelos simplificados 1DOF y 1DOFm de los puentes.	141
Tabla 32 Características dinámicas y desplazamientos del puente M1 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	143
Tabla 33 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	145
Tabla 34 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	145
Tabla 35 Características dinámicas y desplazamientos del puente M2 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	148
Tabla 36 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	149
Tabla 37 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	149
Tabla 38 Características dinámicas y desplazamientos del puente M3 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	152
Tabla 39 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	154
Tabla 40 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	154
Tabla 41 Características dinámicas y desplazamientos del puente M4 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	157
Tabla 42 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	158
Tabla 43 Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.	158
Tabla 44 Factores $\alpha K1$ y $\alpha K2$ calculados para cada condición de los puentes estudiados.	161
Tabla 45 Factores $\alpha K3$ calculados para cada condición de los puentes estudiados.	161
Tabla 46 Desplazamientos máximos del puente M1 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	162
Tabla 47 Desplazamientos máximos del puente M2 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	165
Tabla 48 Desplazamientos máximos del puente M3 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	168
Tabla 49 Desplazamientos máximos del puente M4 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	171
Tabla 50 Desplazamientos máximos del puente M1 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.	175

Tabla 51 <i>Desplazamientos máximos del puente M2 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.</i>	180
Tabla 52 <i>Desplazamientos máximos del puente M3 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.</i>	185
Tabla 53 <i>Desplazamientos máximos del puente M4 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.</i>	190

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1 <i>Geometría de los puentes prototipo seleccionados.</i>	40
Figura 2 <i>Longitudes del vano principal de los puentes viga cajón colombianos.</i>	41
Figura 3 <i>Vista en altura y sección transversal de la viga sobre columnas del puente de referencia.</i>	42
Figura 4 <i>Cables de presfuerzo de construcción distribuidos en el tablero de las dovelas.</i>	43
Figura 5 <i>(Superior) cables de presfuerzo de cosido distribuidos en la parte inferior de las dovelas intermedias del vano principal y (inferior) en las dovelas de los extremos.</i>	44
Figura 6 <i>(a) Longitud máxima y (b) factores de proporción, κ, de las columnas de los puentes viga cajón colombianos.</i>	45
Figura 7 <i>Relación entre la altura de las columnas con: (a) el espesor de las paredes y (b) la dimensión de las columnas paralela al eje longitudinal del puente.</i>	46
Figura 8 <i>Dimensiones (en metros) definitivas de las vigas y columnas de los puentes en estudio.</i>	47
Figura 9 <i>Geometría de la cimentación de los puentes. Dimensiones en metros.</i>	48
Figura 10 <i>Coefficiente de aceleración de diseño, C_{sm}.</i>	51
Figura 11 <i>Modelos de diseño de los puentes realizados en el programa Midas Civil v2020.</i>	55
Figura 12 <i>Sección transversal de las columnas de los prototipos.</i>	56
Figura 13 <i>Diagramas de interacción P-M de las columnas del prototipo M1.</i>	56
Figura 14 <i>Técnicas de modelamiento para representar la plasticidad en elementos estructurales.</i>	63
Figura 15 <i>Vista del modelo M3 construido en OpenSees.</i>	65
Figura 16 <i>Relaciones esfuerzo – deformación de los materiales.</i>	67
Figura 17 <i>Estrategia para integrar en el análisis estático computacional las cargas gravitacionales que actúan en los puentes viga cajón durante el proceso constructivo y en condición completa.</i>	68
Figura 18 <i>Fuerzas permanentes aplicadas a los puentes en condición completa modelados en OpenSees.</i>	70
Figura 19 <i>Idealización estructural de los puentes en condición completa.</i>	72
Figura 20 <i>Idealización estructural de los puentes en construcción.</i>	72
Figura 21 <i>Idealización estructural del conjunto cimiento-suelo.</i>	76
Figura 22 <i>Representación del sistema generalizado de 1GDL para una viga en voladizo.</i>	79
Figura 23 <i>Idealización de las curvas de capacidad.</i>	84
Figura 24 <i>Cálculo del factor de modificación de la rigidez a partir de las curvas de capacidad medidas.</i>	87
Figura 25 <i>Modelos de histéresis: (a) EPP, (b) Q-Hyst, y (c) Pivot.</i>	90
Figura 26 <i>Trazas de aceleración de los registros sísmicos seleccionados.</i>	92
Figura 27 <i>Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M1 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.</i>	94

Figura 28 Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M2 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.	95
Figura 29 Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M3 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.	96
Figura 30 Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M4 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.	97
Figura 31 Modos de vibración fundamentales del puente M1 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas(b) C1 y (c) C2	99
Figura 32 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M1, para el sismo #1.	101
Figura 33 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M1, para el sismo #1.	101
Figura 34 Modos de vibración fundamentales del puente M2 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas(b) C1 y (c) C2	103
Figura 35 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M2, para el sismo #1.	104
Figura 36 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M2, para el sismo #1.	104
Figura 37 Modos de vibración fundamentales del puente M3 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas(b) C1 y (c) C2	106
Figura 38 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M3, para el sismo #1.	108
Figura 39 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M3, para el sismo #1.	108
Figura 40 Modos de vibración fundamentales del puente M4 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas(b) C1 y (c) C2	110
Figura 41 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M4, para el sismo #1.	111
Figura 42 Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M4, para el sismo #1.	111
Figura 43 Curvas de capacidad de los puentes en condición completa (a) M1, (b) M2, (c) M3 y (d) M4.	113
Figura 44 Curvas de capacidad de las etapas constructivas de los puentes (a) M1, (b) M2, (c) M3 y (d) M4.	114
Figura 45 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M1 durante el sismo #7 del caso 2.	118
Figura 46 Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M1 completo durante el sismo #7 del Caso 2.	119
Figura 47 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5 del caso 2.	120
Figura 48 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6 del caso 2.	120

Figura 49 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M2 durante el sismo #7 del caso 2.	124
Figura 50 Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M2 completo durante el sismo #7 del Caso 2.	124
Figura 51 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #4 del caso 2.	126
Figura 52 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #3 del caso 2.	126
Figura 53 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M3 durante el sismo #6 del caso 2.	129
Figura 54 Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M3 completo durante el sismo #6 del Caso 2.	129
Figura 55 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1 del caso 2.	130
Figura 56 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3 del caso 2.	130
Figura 57 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M4 durante el sismo #6 del caso 2.	133
Figura 58 Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M4 completo durante el sismo #6 del Caso 2.	134
Figura 59 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5 del caso 2.	135
Figura 60 Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6 del caso 2.	135
Figura 61 Diagramas momento-curvatura de los extremos superior e inferior de las columnas del puente M1 completo.	137
Figura 62 Relaciones de ductilidad de desplazamiento y de curvatura de los puentes en condición completa.	139
Figura 63 Relaciones de ductilidad de desplazamiento y de curvatura de los puentes durante construcción	139
Figura 64 Desplazamiento del puente M1 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.	144
Figura 65 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	146
Figura 66 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	146
Figura 67 Desplazamiento del puente M2 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.	148
Figura 68 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	150
Figura 69 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	151

Figura 70 Desplazamiento del puente M3 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.	153
Figura 71 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	155
Figura 72 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	155
Figura 73 Desplazamiento del puente M4 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.	157
Figura 74 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	159
Figura 75 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.	159
Figura 76 Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	163
Figura 77 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	164
Figura 78 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	164
Figura 79 Desplazamientos del puente M2 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	166
Figura 80 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	166
Figura 81 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	167
Figura 82 Desplazamientos del puente M3 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	169
Figura 83 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	169
Figura 84 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	170
Figura 85 Desplazamientos del puente M4 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	171
Figura 86 Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	172
Figura 87 Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.	172
Figura 88 Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos #4 (arriba) y #6 (abajo) del caso 1.	175
Figura 89 Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #7 (abajo) del caso 2.	177
Figura 90 Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos #1 (arriba) y #2 (abajo) del caso 3.	179

- Figura 91 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante los registros sísmicos #6 (arriba) y #7 (abajo) del caso 1.* 182
- Figura 92 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #7 (abajo) del caso 2.* 183
- Figura 93 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante los registros sísmicos #5 (arriba) y #7 (abajo) del caso 3.* 184
- Figura 94 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 1.* 186
- Figura 95 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 2.* 187
- Figura 96 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 3.* 189
- Figura 97 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante los registros sísmicos #5 (arriba) y #7 (abajo) del caso 1.* 191
- Figura 98 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 2.* 192
- Figura 99 *Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante los registros sísmicos #1 (arriba) y #2 (abajo) del caso 3.* 194

Lista de Apéndices

Apéndice A 208

Apéndice B..... 211

Apéndice C..... 213

Apéndice D 261

Apéndice E..... 308

Apéndice F 355

Apéndice G 402

Apéndice H 409

Apéndice I..... 416

Apéndice J..... 423

Apéndice K 430

Apéndice L..... 440

Apéndice M..... 449

Apéndice N 458

Apéndice O 467

Apéndice P 475

Apéndice Q 483

Apéndice R..... 491

Nomenclatura

a	=	Factor usado para calcular la inercia efectiva de columnas
A_g	=	Área bruta de la sección transversal del elemento
α	=	Factor necesario para definir la rigidez del suelo
α_{K1}	=	Factor 1 de modificación de la rigidez de las columnas
α_{K2}	=	Factor 2 de modificación de la rigidez de las columnas
α_{K3}	=	Factor 3 de modificación de la rigidez de las columnas
α_Q	=	Factor de modificación de la rigidez de descarga del modelo de histéresis QHyst
α_p	=	Termino necesario para calcular los puntos del modelo de histéresis Pivot
b	=	Factor usado para calcular la inercia efectiva de columnas
b_p	=	Dimensión en planta de las columnas paralela al eje longitudinal
β	=	Factor necesario para definir la rigidez del suelo
β_p	=	Termino necesario para calcular los puntos del modelo de histéresis Pivot
$C1$	=	Etapas constructiva para la cual se ha construido el 50% de los voladizos
$C2$	=	Etapas constructiva para la cual se ha construido el 100% de los voladizos
CR	=	Fuerzas inducidas por las deformaciones en el concreto debido a las cargas permanentes
CV	=	Coeficiente de variación
d	=	Diámetro de los pilotes
δ	=	Factor necesario para definir la rigidez del suelo
DC	=	Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales
DW	=	Peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones
Δ_D	=	Demanda de desplazamiento espectral
Δ_{LDA}	=	Desplazamiento promedio calculado mediante análisis lineal dinámico
Δ_{NLDA}	=	Promedio de los desplazamientos máximos de los puentes durante los registros sísmicos calculados mediante análisis no lineal dinámico
Δ_Y	=	Desplazamiento longitudinal de plastificación efectivo de la Idealización 1
Δ'_Y	=	Desplazamiento longitudinal de plastificación efectivo de la Idealización 2
Δ_u	=	Desplazamiento último de las columnas
Δ_y	=	Desplazamiento longitudinal asociado a la primera fluencia del acero de las columnas
Δ_m	=	Desplazamiento asociado al cortante de máxima resistencia de las curvas de capacidad de los puentes

ECM	=	Error cuadrático medio
E_c	=	Módulo de elasticidad del concreto
EQ	=	Acción sísmica
E_s	=	Módulo de elasticidad del acero corrugado
ε_{cu}	=	Deformación última de diseño del concreto
ε	=	Factor necesario para definir la rigidez del suelo
F	=	Factor de escala de los registros sísmicos
f_s	=	Fuerza restauradora del análisis no lineal dinámico
f'_c	=	Resistencia a la compresión del concreto
f_{pu}	=	Esfuerzo de rotura del acero de presfuerzo
f_{py}	=	Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero corrugado
ϕ	=	Factor necesario para definir la rigidez del suelo
Φ	=	Matriz de formas modales de los sistemas de múltiples grados de libertad
Φ_y	=	Curvatura asociada a la primera fluencia del acero de las columnas
Φ_Y	=	Curvatura de plastificación efectiva
Φ_{NLDA}	=	Promedio de las curvaturas máximas de las columnas de los puentes durante los registros sísmicos calculadas mediante análisis no lineal dinámico
g	=	Aceleración de la gravedad
γ	=	Peso específico del concreto
γ_p	=	Factor de mayoración de las cargas de diseño
γ_{EQ}	=	Factor de mayoración de las cargas sísmicas de diseño
Γ	=	Coeficientes de participación modal
H	=	Longitud de columnas
h	=	Altura desde la base hasta el centroide de las vigas cabecal
$H1$	=	Componente horizontal 1 de los registros sísmicos
$H2$	=	Componente horizontal 2 de los registros sísmicos
H_p	=	Longitud de pilotes
h_g	=	Menor altura de las vigas
H_g	=	Mayor altura de las vigas
η	=	Factores de contribución espectral
I_{eff}	=	Inercia efectiva de la sección transversal del elemento
I_g	=	Inercia bruta de la sección transversal del elemento
K_{T1}	=	Pendiente inicial de las curvas de capacidad
K_{T2}	=	Pendiente de la línea secante con el desplazamiento promedio calculado mediante análisis no lineal dinámico en la curva de capacidad
K_2	=	Rigidez lateral del conjunto cimiento-suelo
K_{r3}	=	Rigidez rotacional del conjunto cimiento-suelo
K'_2	=	Rigidez rotaciones del conjunto cimiento-suelo expresada en desplazamientos laterales de los puentes.
K	=	Matriz de rigidez de los puentes
K_c	=	Matriz de rigidez de las columnas
K_v	=	Matriz de rigidez de las vigas

K_f	=	Matriz de rigidez del conjunto cimiento-suelo
κ	=	Factor de proporción entre columnas
L	=	Longitud del vano principal de los puentes
LL	=	Carga viva vehicular
λ	=	Matriz de dirección de los grados de libertad
m	=	Matriz de masa que actúa en los puentes
$m(x)$	=	Función de la masa de los voladizos
$M1$	=	Puente #1 de la investigación
$M2$	=	Puente #2 de la investigación
$M3$	=	Puente #3 de la investigación
$M4$	=	Puente #4 de la investigación
Me	=	Mediana aritmética
M_w	=	Magnitud de momento de los registros sísmicos
M_y	=	Momento asociado a la primera fluencia del acero de las columnas
$\tilde{m}$	=	Masa de los grados de libertad verticales
m_e	=	Masa lateral equivalente para los sistemas de un grado de libertad
μ_Δ	=	Ductilidad de desplazamiento
μ_Φ	=	Ductilidad de curvatura
n	=	Número de grados de libertad
$\#$	=	Longitud del vector de periodos y aceleraciones de los espectros
p	=	Fuerza externa que actúa en los sistemas de un grado de libertad inelásticos
P	=	Carga axial actuante en las columnas
$P1$	=	Punto que controla la rigidez de descarga en el modelo de histéresis de Pivot
PP	=	Punto de pivote que controla la rigidez de recarga en el modelo de histéresis de Pivot
PS	=	Fuerzas inducidas por el tensionamiento de los cables
PGA	=	Aceleración pico efectiva del suelo durante el registro sísmico
PGV	=	Desplazamiento pico efectivo del suelo durante el registro sísmico
PGD	=	Velocidad pico efectiva del suelo durante el registro sísmico
R	=	Coeficiente de modificación de la respuesta sísmica para el diseño
R^2	=	Coeficiente de determinación
R_{JB}	=	Distancia más cercana desde la estación hasta la proyección en planta de la falla
R_{Rup}	=	Distancia más cercana desde la estación hasta el plano de falla
ρ_c	=	Densidad del concreto
ρ_l	=	Cuantía de refuerzo longitudinal
ρ_{sh}	=	Cuantía de refuerzo transversal
ρ_s	=	Densidad del suelo de cimentación
s	=	Separación centro a centro entre pilotes
S_a	=	Pseudo-aceleración de diseño
S_{d1}	=	Pseudo-aceleración espectral asociada a un periodo de un segundo
S_{ds}	=	Pseudo-aceleración espectral en la meseta del espectro de diseño
SH	=	Fuerzas inducidas por las deformaciones de tipo Shrinkage en el concreto

σ	=	Desviación estándar
T	=	Periodo del modo predominante de vibración
$t_{5-95\%}$	=	Tiempo que tarda en liberarse el 90% de la energía de los sismos
t_p	=	Espesor de las paredes de las columnas
T_r	=	Periodo de retorno del evento sísmico de diseño
u	=	Desplazamientos de las columnas
u_m	=	Máximo desplazamiento experimentado por los puentes
V_Y	=	Cortante longitudinal de plastificación efectivo de la idealización 1
V'_Y	=	Cortante longitudinal de plastificación efectivo de la idealización 2
V_y	=	Cortante longitudinal asociado a la primera fluencia del acero de las columnas
V_m	=	Máximo cortante que resisten los puentes
V_s	=	Velocidad de onda de cortante del suelo
V_{s30}	=	Velocidad de onda de cortante del suelo en los últimos 30 m
v_m	=	Velocidad máxima en los sistemas de un grado de libertad
ω	=	Frecuencia angular
Ω_i	=	Variable necesaria para definir la rigidez del suelo
$\bar{X}$	=	Promedio aritmético
χ	=	Factor necesario para definir la rigidez del suelo
ξ	=	Relación de amortiguamiento viscoso
Y_i	=	Pseudo aceleración del espectro de diseño asociada al i-esimo periodo
$\hat{Y}_i$	=	Pseudo aceleración espectral del registro asociada al i-esimo periodo
$\psi(x)$	=	Función de forma del modo fundamental de vibración de los voladizos
z	=	Deflexiones de los voladizos de los puentes

Resumen

Título: Desplazamiento sísmico inelástico de puentes de voladizos sucesivos en Colombia durante construcción y en condición terminada*

Autor: Juan David Bravo Rivera**

Palabras Clave: Puentes viga cajón, construcción por voladizos, análisis dinámico no lineal, OpenSees, Matlab, un grado de libertad.

Descripción:

Los puentes viga cajón colombianos se encuentran expuestos a riesgo sísmico considerable puesto que varias regiones de este país han sido clasificadas como zonas de amenaza sísmica moderada a alta. Esta condición demanda el uso de metodologías de análisis precisas y detalladas para estimar el comportamiento sísmico de puentes durante la etapa de diseño. El análisis dinámico no lineal es la metodología más refinada para estimar la respuesta inelástica de estructuras. No obstante, su alto costo computacional impide que su uso se pueda extender a la práctica. Por esta razón, en esta investigación se evaluaron dos metodologías simplificadas, computacionalmente eficientes, basadas en sistemas de un grado de libertad (SDOF) para determinar los desplazamientos sísmicos inelásticos de cuatro puentes de viga cajón en la condición completa y durante dos etapas constructivas. La primera consistió en sistemas elásticos sobre los cuales se modificó la rigidez a flexión de las columnas. La segunda consistió en modelos inelásticos que permiten estimar la respuesta cíclica del puente mediante las reglas de histéresis elástico-perfectamente plástico (EPP), Q-Hysteretic (QHyst), Pivot y Pivot3Linear. Este enfoque se implementó solo para la condición completa de los puentes. Los modelos simplificados se validaron mediante modelos detallados de OpenSees. Los resultados mostraron que es posible estimar los desplazamientos sísmicos inelásticos de puentes viga cajón empleando modelos SDOF elásticos con una precisión de hasta 20% para los puentes completos y de hasta 30% para las etapas constructivas. Mediante los modelos simplificados inelásticos se encontró que cuando los puentes completos presentan una demanda de ductilidad de desplazamiento (μ) menor a 1.5, el modelo Pivot3Linear proporciona desplazamientos máximos con diferencias menores a 12%, mientras que para valores de $\mu > 1.5$ el modelo de histéresis Pivot proporciona desplazamientos con diferencias menores a 10%, respecto a aquellos calculados en el modelo de referencia.

* Trabajo de Grado de Maestría

** Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Ingeniería Civil. Director: José Miguel Benjumea Royero, PhD. Codirector: Fabián Andrés Consuegra Gómez, PhD.

Abstract

Title: Inelastic seismic displacements of continuous rigid-frame bridges built in Colombia during construction and in complete condition.

Author: Juan David Bravo Rivera **

Key words: Continuous rigid-frame bridges; balanced cantilever construction, nonlinear dynamic analysis, OpenSees, Matlab, Single degree of freedom.

Description:

Colombian continuous rigid-frame bridges are exposed to considerable seismic risk since several regions of this country have been classified as moderate to high seismic hazard zones. This condition demands the use of accurate and detailed analysis methodologies to estimate the seismic response of bridges during the design stage. Nonlinear dynamic analysis is the most refined methodology for estimating the inelastic response of structures. However, its high computational cost prevents its use from being extended to practice. For this reason, in this research, two simplified, computationally efficient methodologies based on single-degree-of-freedom (SDOF) systems were evaluated to determine the inelastic seismic displacements of four continuous rigid-frame bridges in the complete condition and during two construction stages. The first consisted of elastic systems on which the flexural stiffness of the columns was modified. The second consisted of inelastic models that allow estimation of the cyclic response of the bridge using the elastic-perfectly plastic (EPP), Q-Hysteretic (QHyst), Pivot and Pivot3Linear hysteresis rules. This approach was implemented only for the bridges in complete condition. The simplified models were validated using detailed OpenSees models. The results showed that it is possible to estimate inelastic seismic displacements of continuous rigid-frame bridges using elastic SDOF models with an accuracy of up to 20% for bridges in complete condition and up to 30% for construction stages. Using the simplified inelastic models, it was found that when bridges in complete condition present a displacement ductility demand (μ) less than 1.5, the Pivot3Linear model provides maximum displacements with differences of less than 12%, while for μ values >1.5 the Pivot hysteresis model provides displacements with differences of less than 10%, with respect to those calculated in the reference model.

* M.Sc. Thesis

** Physic-Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering School. Master in Civil Engineering. Director: José Miguel Benjumea Royero, PhD. Codirector: Fabián Andrés Consuegra Cómez, PhD.

Introducción

Los puentes de vigas cajón contruidos mediante el método de voladizos sucesivos son ampliamente utilizados en países donde los corredores viales necesitan atravesar zonas montañosas o largos cuerpos de agua, puesto que su proceso constructivo les permite adaptarse a este tipo de condiciones topográficas. Esta tipología ha tenido fuerte acogida en Colombia, puesto que gran parte del país está comprendido por las ramificaciones de la cordillera de los Andes, por donde pasan la mayoría de las carreteras principales (*Mapa de Carreteras de Colombia*, n.d.). En una investigación realizada por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS, 2009), varias zonas aledañas a la cordillera de los Andes fueron clasificadas como zonas de riesgo sísmico alto y moderado debido a la presencia de numerosas fallas geológicas activas (Paris & Romero, 1993). Esto implica que parte de la infraestructura vial, incluyendo los puentes viga cajón, se encuentran expuestos ante un nivel de amenaza sísmica considerable (Salgado-Gálvez et al., 2015).

Además de los niveles de amenaza sísmica al que se encuentran expuestos los puentes viga cajón en Colombia, existe evidencia científica que ha dejado al descubierto la vulnerabilidad que presentan los puentes contruidos por voladizos sucesivos durante eventos sísmicos. Por ejemplo, En el año 1999 el puente atirantado de dos vanos *Chi-Lu*, que estaba siendo contruido por voladizos sucesivos, presentó daños moderados en las columnas y daño severo en el tablero durante el sismo de Chi-Chi en Taiwán, de magnitud de momento (M_w) 7.7 (Chang et al., 2012). Chang et al. (Chang et al., 2004) investigaron las causas de las fallas ocurridas en este puente mediante análisis no lineal cronológico empleando modelos de elementos finitos. A partir de los resultados, los autores indicaron que los daños se presentaron por el comportamiento asimétrico

del puente durante el evento debido a la instancia constructiva en la que se encontraba. A raíz de este suceso, Wilson & Holmes (Wilson & Holmes, 2007), Benjumea & Chio (Benjumea & Chio Cho, 2013) y Suarez (Suarez, 2016a) compararon mediante análisis lineal elástico la respuesta sísmica en la condición completa (es decir, luego de completar la construcción de la estructura) y en varias etapas constructivas de un puente atirantado, un puente extradosado y un puente viga cajón, respectivamente. Estos puentes fueron diseñados o analizados con las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD y la Norma Colombiana de diseño de Puentes de 1995 (AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica), 1995). Los autores modelaron los puentes en la condición completa y posteriormente calcularon las fuerzas en las pilas y en el tablero inducidas por un sismo con probabilidad de excedencia anual de 0.21%. Después, modelaron los puentes en su última etapa constructiva y calcularon la probabilidad de excedencia sísmica que induciría en construcción las mismas fuerzas previamente calculadas durante la condición de diseño. Los resultados de estas investigaciones mostraron que efectivamente los puentes construidos por voladizos sucesivos pueden ser más vulnerables sísmicamente en construcción que en la condición completa, al haberse presentado mayores demandas de fuerzas sísmicas en construcción asociadas a eventos sísmicos con probabilidades de excedencia anual mayores a la del sismo de diseño (en otras palabras, sismos de menor intensidad y mayor recurrencia anual). Integrando los niveles de amenaza sísmica al que se encuentran expuestos los puentes en Colombia y su vulnerabilidad, se infiere que los puentes colombianos pueden presentar altos niveles de riesgo asociado a daños durante eventos sísmicos.

A partir del año 2007, en las especificaciones de diseño de puentes de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (AASHTO (American association of State Highway and Transportation Officials), 2007) se estableció que los puentes

temporales o aquellos que permanezcan en construcción durante un periodo no mayor a cinco años deben ser analizados empleando un factor de reducción para el espectro de aceleración de diseño para determinar las fuerzas sísmicas. el cual debe ser reducido por un factor no mayor de dos, debido al menor tiempo de exposición al que permanecen los puentes durante el proceso constructivo respecto a su etapa de servicio. Esta condición se sigue manteniendo en la última versión del AASHTO LRFD (AASHTO, 2017) y ha sido adoptada por la Guía de Especificaciones para el Diseño Sísmico de Puentes de AASHTO (AASHTO, 2011), el Eurocódigo (CTN 140 - Eurocódigos estructurales, 2018) y la Norma Colombiana de diseño de puentes (CCP-14) (AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica), 2014a).

Con el avance de la ingeniería se han desarrollado varias técnicas para estudiar el comportamiento sísmico de los puentes incluyendo sus instancias constructivas, las cuales convencionalmente se ejecutan a través de modelos numéricos de elementos finitos en donde las estructuras se representan mediante sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF, siglas en inglés para Multi Degree of Freedom). El análisis no lineal dinámico (NLDA, siglas en inglés para Non-Linear Dynamic Analysis) es conocido como la alternativa más refinada para el análisis de estructuras, debido a su capacidad de representar la relación no lineal entre las fuerzas y los desplazamientos que se presentan en cualquier estructura en el dominio del tiempo (Zong et al., 2016a)(Dhakal et al., 2006), en contraste con otros enfoques que asumen comportamiento elástico de la estructura. No obstante, por el alto costo computacional que demanda implementar NLDA, en las oficinas de diseño generalmente se opta por metodologías más eficientes, pero menos detalladas, como el análisis modal espectral o lineal dinámico (LDA, por sus siglas en inglés Linear Dynamic Analysis). Esto último también se soporta en que la metodología de diseño del CCP-14

está enfocada a la estimación de fuerzas sísmicas de diseño y no en los desplazamientos, para lo cual basta con los análisis menos detallados.

Una alternativa para reducir el costo computacional del NLDA es la de reducir la cantidad de grados de libertad de los modelos. Cuando la respuesta sísmica de los puentes está controlada por el primer modo de vibración y el aporte de los modos de vibración superiores es relativamente bajo, estas estructuras se pueden representar mediante sistemas de un grado de libertad (SDOF, siglas en inglés para Single Degree of Freedom) (Prado, 2014). Existen múltiples características de los puentes que pueden incidir sobre sus propiedades y respuesta dinámica, y que a su vez pueden propiciar al aumento en la contribución de modos de vibración superiores. Una de ellas está relacionada con la irregularidad en la longitud de las columnas. A medida que aumenta la irregularidad en altura de los puentes, aumenta su rigidez, lo que a su vez propicia la reducción de los periodos y porcentajes de participación del primer modo de vibración longitudinal y transversal (Aboutorabian & Dehkordi, 2020). Otra característica que influye sobre el comportamiento dinámico de los puentes es la rigidez del suelo. Investigaciones como la desarrollada por Dicleli et al. (Dicleli et al., 2004) han demostrado que al incluir la rigidez del conjunto cimiento-suelo en los modelos numéricos de los puentes se alteran los porcentajes de participación de la masa de los modos de vibración respecto a los calculados en modelos empotrados, lo que a su vez modifica la respuesta sísmica calculada.

Existe evidencia científica que sugiere que es posible aproximar con suficiente precisión la respuesta sísmica de puentes viga cajón en la condición completa mediante modelos SDOF. Por ejemplo, Zong et al. (Zong et al., 2016b) y Lin et al. (Lin et al., 2020) ensayaron en mesas vibratorias dos puentes a escala 1:15 y 1:10 de vigas continuas con conexiones rígidas, el primero de dos vanos de 90 m y el segundo de tres vanos uno principal de 70 m y dos adyacentes de 40 m.

Ambos puentes eran regulares en altura y tenían columnas de longitud 48 m y 30 m, respectivamente. Los autores encontraron que la respuesta sísmica en sentido longitudinal de los puentes ensayados estaba controlada por el primer modo de vibración. Chen et al. (Chen & Guan, 2020) desarrollaron un modelo numérico de un puente viga cajón de tres vanos de 30 m y columnas de 50 m y 45 m. En el modelo, los autores asumieron empotramientos perfectos en la base de las columnas y apoyos simples en los extremos del tablero. Mediante el modelo numérico del puente los autores calcularon los porcentajes de participación de masa de los tres primeros modos de vibración longitudinales, encontrando que los modos de vibración superiores presentaron contribuciones de masa modal acumulada de 11%, mientras que mediante el primer modo de vibración se capturó casi el 90% de la masa.

A pesar de los resultados de los trabajos mencionados anteriormente, es prematuro generalizar que la respuesta sísmica de los puentes viga cajón en la condición completa se puede reproducir mediante sistemas SDOF puesto que en dichos trabajos no se han integrado variables como la flexibilidad del suelo o la irregularidad en altura, las cuales pueden incidir sobre el comportamiento dinámico de los puentes y por consiguiente sobre su respuesta sísmica. Además, un trabajo desarrollado por Suarez (Suarez, 2016c), quien realizó a través de modelos numéricos la caracterización dinámica de un puente viga cajón en la condición completa y durante 11 etapas constructivas, sugiere que la respuesta sísmica de estos puentes durante construcción no se puede reproducir mediante sistemas SDOF, puesto que la contribución de modos superiores se incrementa a medida que avanza la construcción de los voladizos.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, en este trabajo se plantea la pregunta de investigación: ¿se puede determinar con suficiente precisión la respuesta sísmica de puentes viga

cajón contruidos por voladizos sucesivos mediante modelos simplificados de fácil ejecución integrando los efectos del tipo de cimentación y la configuración estructural?

Para dar respuesta a la pregunta de investigación se evaluaron dos metodologías simplificadas basadas en sistemas SDOF para realizar el análisis modal espectral, lineal dinámico y no lineal dinámico de cuatro puentes viga cajón hipotéticos en la condición completa y durante dos etapas constructivas. Ambas metodologías se implementaron en el software Matlab® (MathWorks, n.d.). La primera consistió en el desarrollo de sistemas elásticos sobre los cuales se modificó la rigidez a flexión de las columnas. La segunda consistió en el desarrollo de sistemas inelásticos que integran modelos de histéresis que representan la relación fuerza – desplazamiento de los puentes durante los ciclos de carga y descarga inducidos por los movimientos sísmicos. Los resultados de los modelos simplificados se compararon contra los resultados obtenidos en un modelo MDOF desarrollado en el software OpenSees (McKenna et al., 2010). Este último tipo de modelo es referido a la largo del trabajo como “modelo detallado”.

En los siguientes capítulos del documento se presenta la fundamentación teórica y los antecedentes del tema de investigación (Cap. 3), seguidos de los objetivos (Cap. 4) y la metodología implementada (Cap. 5). Luego, en el Capítulo 6 se presentan y abordan los resultados. Al final del documento se presentan las principales conclusiones de la investigación.

1. Fundamentación teórica y antecedentes

En este capítulo se describen los resultados de la revisión bibliográfica realizada en torno al estudio de la respuesta sísmica de puentes contruidos por voladizos sucesivos y los modelos simplificados desarrollados para calcular la respuesta sísmica de puentes.

1.1. Respuesta sísmica de puentes de viga cajón durante la construcción por voladizos sucesivos

Jin et al. (Jin et al., 2013) evaluaron el desempeño sísmico durante en la condición completa y durante varias etapas constructivas de un puente viga cajón de tres vanos (70 m, 140 m y 70 m) soportados en dos pilas huecas de 45 m. Para esto, los autores realizaron NLDA en modelos computacionales de elementos finitos. Estos modelos incluyeron los efectos de la interacción suelo-estructura y un modelo de plastificación concentrada con relación momento-rotación trilineal. Aunque los autores manifiestan haber realizado análisis no lineal cronológico, en la metodología no especifican el método de selección de registros ni las características de estos. Además, no se describe el tipo de modelado que utilizaron para incluir los efectos del suelo. Los resultados de esta investigación muestran que en la etapa previa al cierre de los voladizos se presentan fuerzas mayores a las que se presentan en su condición terminada. Adicionalmente, al incluir los efectos del suelo, los momentos en las pilas se reducen evitando en algunos casos que incurran en comportamiento no lineal.

Por otro lado, Suarez (Suarez, 2016b) evaluó la vulnerabilidad sísmica de un puente viga cajón unicelular de cuatro vanos (85 m, 170 m, 170 m y 85 m) con tres pilas rectangulares huecas de altura 42 m, 47 m y 47 m, localizado en una zona de alta amenaza sísmica en Colombia, con coeficiente de aceleración $A_a = 0.25 g$. El análisis se realizó para el puente completo y para las etapas constructivas mediante un procedimiento modal espectral, empleando el espectro de diseño del Código Colombiano de Puentes (CCP-95). Los resultados mostraron que, al analizar a los puentes mediante el mismo nivel de amenaza sísmica, en la etapa constructiva previa al cierre de los voladizos se presentaron fuerzas en las pilas tres veces mayores a las que se presentan en la estructura terminada, mientras que en el tablero se presentó un aumento en las fuerzas hasta de 7 veces.

Yang et al. (Yang et al., 2016) estudiaron la vulnerabilidad del puente Labajin durante 27 etapas constructivas ante réplicas sísmicas. Este puente está localizado en la provincia de Yingjing, China y tiene una altura y longitud máxima de 182.6 m y 200 m, respectivamente. En esta investigación se definieron cinco estados de daño: agrietamiento, primera plastificación, daño leve, daño severo y colapso. Los autores realizaron un estudio de atenuación para calcular los valores de aceleración máxima del terreno (PGA, siglas en inglés para Peak Ground Acceleration) durante réplicas sísmicas con fuente en el sitio en donde se encuentra el puente y posteriormente calcularon la fragilidad sísmica del puente asociada al incremento de PGA, mediante análisis no lineal dinámico incremental en el programa OpenSees. Finalmente, ponderaron la probabilidad de que se presenten diferentes estados de daño a lo largo de todo el proceso constructivo. En este trabajo se evidenció que durante la última etapa constructiva las réplicas sísmicas pueden causar una probabilidad de ocurrencia de agrietamiento de 100%, pero una probabilidad de ocurrencia de estados de daño más críticos inferior al 5%. Al ponderar el daño a lo largo del proceso constructivo,

los autores encontraron que durante las réplicas existe una probabilidad de 40% de que ocurra agrietamiento, 20% de que ocurra plastificación en las columnas y 18% de que ocurra daño leve. Los estados de daño crítico y colapso no fueron representativos, indicando que las réplicas sísmicas no representan un peligro para los puentes viga cajón durante construcción.

Chiotan y Morlova (Chiotan & Morlova, 2017) evaluaron la respuesta sísmica de un puente viga cajón durante construcción mediante análisis lineal espectral y cronológico, empleando siete acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de diseño. Los resultados de este trabajo muestran que el promedio de las fuerzas y los desplazamientos obtenidos con los siete registros fue cercano al obtenido con el espectro de respuesta. Sin embargo, a pesar de que los registros fueron espectralmente equivalentes, hubo casos donde se presentaron fuerzas y desplazamientos hasta 20% mayores a las calculadas con el espectro.

Recientemente, Shin et al. (Shin et al., 2020) estudiaron la vulnerabilidad sísmica de un puente viga cajón de tres vanos (120 m, 220 m y 120 m) y dos pilas huecas (88 m y 85 m) durante cinco etapas constructivas. En este trabajo se eligió a la ductilidad de desplazamiento como la medida de daño, cuyos niveles se calcularon mediante análisis no lineal estático en el software Midas Civil. Después realizaron análisis no lineal cronológico triaxial en el programa Opensees. En total se seleccionaron 10 registros sísmicos cercanos a la falla que contenían pulsos de velocidad. Los registros se seleccionaron con valores de PGA entre 0.2 y 0.8 en unidades de aceleración de la gravedad (g). A partir de los diferentes valores de PGA se construyeron curvas de análisis dinámico incremental monitoreando los desplazamientos y la ductilidad de las pilas y posteriormente, implementaron el método de correlación de Park-Ang mejorado a partir de los desplazamientos de la pila. Los resultados de esta investigación revelaron que los puentes viga cajón de gran altura pueden sufrir daño severo (sin colapso) durante la construcción por voladizos

sucesivos ante sismos importantes de fuente cercana. Además, se evidenció que la base de las pilas es la zona con mayor daño. Este daño tuvo mayor correlación con la medida de intensidad PGV/PGA, donde PGV son las siglas en inglés para Peak Ground Velocity”.

1.2. Respuesta sísmica de otros tipos de puentes durante la construcción por voladizos sucesivos

Chang et al. (Chang et al., 2004) investigaron las causas de las fallas ocurridas en el puente atirantado de dos vanos *Chi-Lu* en la ciudad de Chi-Chi, Taiwán, cuando el puente se vio sometido al evento sísmico Chi-Chi (1999, M_w 7.7). Los autores realizaron tres modelos computacionales de elementos finitos con diferentes condiciones de apoyo de las vigas: (1) simplemente apoyado en ambos extremos, pero incluyendo la rigidez de los topes sísmicos laterales, (2) simplemente apoyado en un extremo, incluyendo la rigidez de los topes sísmicos laterales y el otro extremo libre y (3) simplemente apoyado en uno de los extremos y el otro libre. Los modelos fueron analizados bajo seis registros sísmicos de fuente cercana propios del evento de Chi-Chi y mediante análisis no lineal dinámico evaluaron el desempeño sísmico de la estructura. A partir de los resultados los autores indicaron que los daños ocurridos en la estructura real se presentaron por el comportamiento asimétrico que experimentó el puente durante el evento sísmico, puesto que en los modelos (2) y (3) las vigas presentaron fuerzas cortantes y momentos biaxiales superiores a los que se presentaron en el modelo (1), así como mayores momentos flectores en la base de la pila.

Wilson y Holmes (Wilson & Holmes, 2007) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de un puente atirantado en la condición completa y en cinco etapas constructivas, ante 12 registros sísmicos de fuente lejana mediante análisis lineal cronológico, los cuales fueron escalados hasta alcanzar una velocidad pico efectiva de 0.25 m/s, con la finalidad de equiparar su intensidad sísmica con la de

un sismo con probabilidad de excedencia anual de 0.21% para la ciudad de Vancouver, Canadá. Mediante estos registros sísmicos, los autores realizaron modelos computacionales de los puentes en condición completa y calcularon las fuerzas en las pilas y el tablero. Posteriormente calcularon la probabilidad de excedencia sísmica que induciría en la última etapa de construcción las mismas fuerzas previamente calculadas para el puente completo. Los resultados de este trabajo mostraron que en construcción se pueden presentar fuerzas iguales a las que se presentan en la condición completa ante sismos de menor intensidad, puesto que, los valores de probabilidad de excedencia anual se encontraron dentro del rango 0.35% y 20%, llegando a superar incluso la probabilidad de excedencia anual del sismo de diseño.

Benjumea y Chio (Benjumea & Chio Cho, 2013) emplearon una metodología similar a la de Wilson y Holmes (Wilson & Holmes, 2007) para estudiar la vulnerabilidad sísmica de un puente extradadosado durante construcción y al cabo de 50 años de la puesta en servicio. El análisis se realizó mediante un procedimiento modal espectral, aplicando a la estructura completa y durante las etapas constructivas fuerzas sísmicas calculadas a partir un espectro de respuesta asociado a una aceleración horizontal del terreno de 0.22 g y suelo de rigidez intermedia. Para las etapas constructivas se redujeron las ordenadas del espectro a la mitad. Los resultados arrojaron probabilidades de excedencia anual entre 0.35% y 0.71%, llegando a sobrepasar la probabilidad de excedencia sísmica con la que se analizan a las estructuras durante construcción (0.5% en 5 años), siendo los cables extradadosados y las torres los elementos con mayor tendencia a presentar fuerzas internas mayores en construcción que en la condición completa.

Yady et al. (Yadi et al., 2018) estudiaron los efectos sísmicos direccionales en la respuesta sísmica de un puente atirantado a escala 1:160 mediante pruebas en una mesa vibratoria. El puente se ensayó para siete registros sísmicos en tres direcciones horizontales independientes:

longitudinal, transversal y a 45 grados respecto del eje longitudinal. Los resultados de esta investigación mostraron que el modo predominante de vibración es el primer modo en la dirección en estudio cuya relación de amortiguamiento fue menor al 5%. Adicionalmente, los autores encontraron que los escenarios de desplazamiento más críticos para las pilas fueron los sismos longitudinales y transversales, mientras que para las vigas fueron los sismos a 45 grados.

1.3. Enfoques para el modelamiento estructural de puentes

El CCP-14, en el artículo 4.5.1, establece que los modelos matemáticos con los que se predice la respuesta sísmica de puentes deben incluir las cargas, la geometría, el comportamiento esperado del material de la estructura y las características de respuesta de la cimentación. Existen varios métodos de análisis estructural, como los métodos clásicos de fuerzas y desplazamientos, diferencias finitas y elementos finitos. El método de elementos finitos es reconocido como la técnica de modelado más precisa en la actualidad, puesto que su formulación matemática se soporta a partir de ensayos experimentales (Zong et al., 2016a), (Prado, 2014).

Generalmente, los programas de análisis estructural basados en elementos finitos disponen de tres tipos de elementos para modelar las estructuras, los cuales se presentan a continuación de forma ascendente en función de su nivel de detalle:

- Elementos lineales de tipo barra (1D).
- Elementos de tipo área o cascaron (2D).
- Elementos solidos (3D).

Si bien los elementos unidimensionales ofrecen menor nivel de detalle, estos son los más utilizados tanto en la investigación científica como en la práctica de la ingeniería puesto que mediante ellos se pueden obtener resultados satisfactorios de fuerzas y desplazamientos de sistemas y componentes estructurales, y los tiempos de cómputo suelen ser menores que los de los modelos que involucran los otros tipos de elementos finitos. Aun así, al ejecutar análisis no lineal cronológico en modelos con elementos barra se puede tener tiempos de cómputo elevados o incluso puede que simplemente el método numérico no encuentre solución al problema. Esta ha sido una de las razones por las cuales el análisis no lineal cronológico no es empleado con frecuencia en las oficinas de diseño (Mackie & Scott, 2019).

Varios investigadores han desarrollado metodologías simplificadas para estudiar el comportamiento no lineal de puentes. Chen et al. (Chen et al., 2018) desarrollaron un procedimiento simplificado de fácil ejecución para estudiar la respuesta sísmica no lineal de puentes con pilas altas, en términos de demandas de fuerzas, desplazamientos y curvaturas en los elementos. El método idealiza a la estructura como un modelo de péndulo invertido concentrando la masa de la superestructura en la parte superior y distribuyendo a lo largo de la altura del elemento pequeñas porciones de la masa de la pila. Además, integra el mecanismo de plastificación concentrada mediante un resorte lineal cuya rigidez se calcula iterativamente a partir de la demanda sísmica que puede experimentar la estructura. Los pasos que se deben seguir para ejecutar el procedimiento son los siguientes:

- Se calculan los parámetros que describen el comportamiento de los tres primeros modos de vibración [coeficientes de participación (Γ) y vector de forma modal (Φ)].
- Se calcula la relación momento-curvatura de la sección de la pila donde se va a ubicar la rótula plástica y se calcula la rigidez rotacional efectiva.

- Se calculan los coeficientes de aceleración espectral y las respectivas fuerzas cortantes y momentos flectores máximos para cada modo.
- Se calcula el coeficiente de modificación de la respuesta sísmica (R) para el primer modo de vibración como la fuerza resultante sobre la fuerza de plastificación.
- Si $R < 1$, significa que la estructura se encuentra en el rango lineal. Si $R > 1$, la fuerza cortante y el momento flector calculados se deben dividir por R . Entonces, se debe recalcular la ductilidad y la nueva rigidez rotacional equivalente del resorte.

Chen et al. (Chen et al., 2018) aplicaron el procedimiento descrito a un puente viga cajón con uniones libres de rotación entre las pilas y la superestructura y pilas huecas de sección variable, bajo la acción de 14 registros sísmicos (7 de fuente cercana y 7 de fuente lejana). Posteriormente compararon los resultados del análisis simplificado contra los obtenidos mediante análisis no lineal cronológico en el software Opensees. Los resultados mostraron que el modelo simplificado presentó diferencias máximas de fuerza cortante, momento flector y curvatura de la sección en la base de las pilas de 15%, 28% y 10%, respectivamente. Aunque estas diferencias son relativamente altas, la diferencia promedio de fuerzas a lo largo de la altura de las columnas del puente es inferior al 10%, por lo que el procedimiento simplificado resulta efectivo.

Chen et al. [23] mejoraron el procedimiento descrito anteriormente permitiendo la inclusión de más mecanismos de plastificación y una selección más apropiada de los modos de vibración. En el procedimiento mejorado, extendieron la aplicación del método a puentes viga cajón con conexiones rígidas entre la superestructura y las columnas, incluyendo la rigidez del espaldar de los estribos y la rigidez del suelo mediante resortes lineales. Los resultados del nuevo procedimiento fueron satisfactorios. Para el caso del puente con conexiones rígidas se presentaron

diferencias promedio de fuerzas y desplazamientos en las pilas menores a 10%, diferencias máximas de fuerza cortante de 20% y diferencias máximas de momento flector de 13%.

A pesar de la precisión de los modelos descritos anteriormente, por medio de ellos no es posible estudiar las fuerzas ni los desplazamientos inelásticos en el dominio del tiempo. Una alternativa para resolver problemas no lineales cronológicos se presenta en Chopra [55, Ch. 7]. Este método es aplicable a sistemas de un grado de libertad, SDOF, cuya relación fuerza-desplazamiento se puede definir a partir de ciclos de carga y descarga elastoplásticos. Este principio se adoptó en este trabajo para desarrollar los modelos simplificados inelásticos que se discutirán en las siguientes secciones.

2. Objetivos

2.1. Objetivo General

Evaluar el desplazamiento sísmico de las pilas de puentes viga cajón durante la construcción por voladizos sucesivos y en condición terminada mediante análisis no lineal cronológico en modelos computacionalmente eficientes, integrando los efectos de la relación de amortiguamiento (ξ), el tipo de cimentación y la geometría de la estructura.

2.2. Objetivos Específicos

- Desarrollar una técnica de modelado simplificado computacionalmente eficiente, para determinar la respuesta sísmica de puentes viga cajón en condición terminada.
- Desarrollar una técnica de modelado simplificado computacionalmente eficiente, para determinar la respuesta sísmica de puentes viga cajón durante la construcción por voladizos sucesivos.
- Analizar los efectos de la relación de amortiguamiento (ξ), el tipo de cimentación y la configuración estructural sobre los desplazamientos sísmicos inelásticos en las pilas de puentes viga cajón durante construcción y en condición terminada.

3. Metodología

En este capítulo se explica el procedimiento que se desarrolló para definir la geometría y la distribución de refuerzo de las columnas de los puentes objeto de estudio. También se describe la metodología empleada para seleccionar los registros sísmicos usados en los análisis LDA y NLDA, y la construcción de los modelos detallados y los modelos simplificados.

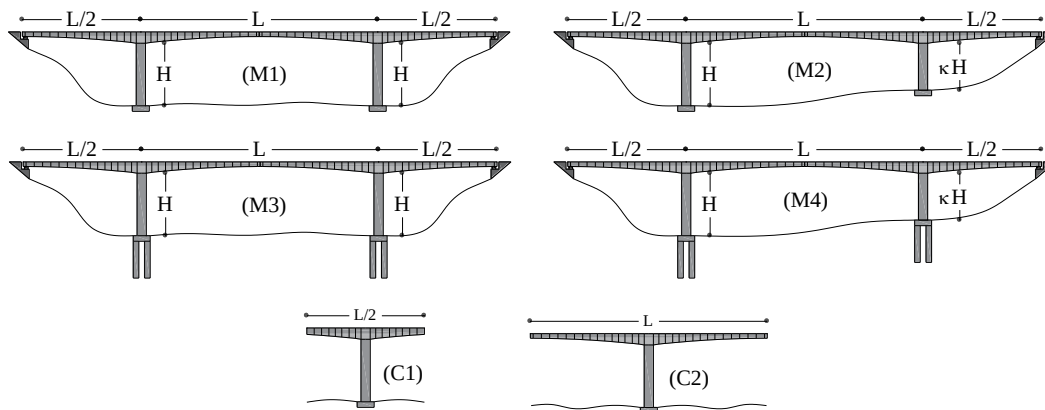
3.1. Casos de estudio

En esta investigación se estudiaron cuatro puentes ($M1$, $M2$, $M3$ y $M4$) de tipología viga cajón contruídos por el método de voladizos sucesivos, los cuales se presentan esquemáticamente en la Figura 1. La superestructura de los puentes tiene tres vanos, el principal de longitud (L) y dos adyacentes de longitud ($L/2$) que se apoyan en sus extremos sobre estribos tipo silla de concreto reforzado. Para todos los puentes se asumió que la longitud de la junta de expansión en los estribos es suficiente para que no ocurra contacto entre la viga y el muro espaldar del estribo, de modo tal que la interacción puente-estribo-suelo de relleno no fue incluida en el estudio. Además, se despreció la fricción que puede ocurrir en los aparatos de apoyos de las vigas. Las columnas de los puentes son rectangulares y huecas, y el efecto de la variación de su longitud se investigó mediante dos configuraciones: puentes con longitudes de columnas (H) iguales y puentes con columnas de diferente altura cuya proporción se representa mediante un factor (κ). Para estudiar los efectos de la rigidez del conjunto cimiento – suelo en la respuesta sísmica de los puentes, los apoyos de las

columnas se modelaron numéricamente mediante empotramientos perfectos en los modelos de los puentes $M1$ y $M2$ y mediante la incorporación de la rigidez del conjunto cimiento-suelo en los $M3$ y $M4$. En estos dos últimos puentes, las columnas se apoyan sobre el suelo mediante cuatro pilotes de cimentación unidos por un dado de cimentación. Cada uno de los puentes descritos se estudiaron en la condición completa y durante dos etapas constructivas $C1$ y $C2$, las cuales corresponden al 50% y 100% del avance de la construcción balanceada de las vigas en voladizo (Figura 1). Las dimensiones de las vigas, columnas y elementos de cimentación de los puentes se determinaron preliminarmente a partir de las características geométricas típicas de 28 puentes viga cajón construidos en Colombia entre los años 1975 y 2020 (Anexo A). Las dimensiones seleccionadas se discuten a continuación.

Figura 1

Geometría de los puentes prototipo seleccionados.

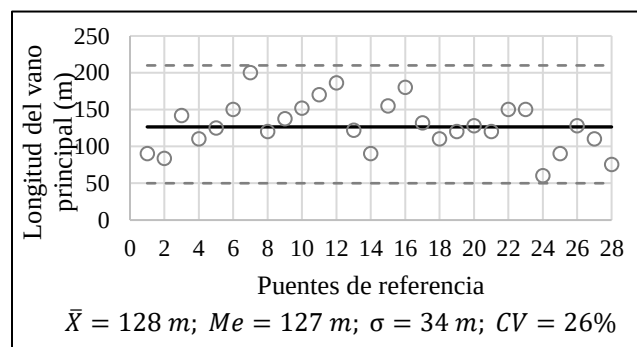


3.1.1. Superestructura

En la Figura 2 se presenta la distribución de las longitudes de vano principal que presentan los puentes colombianos de referencia (puntos grises). La línea negra representa la media de los datos y las líneas punteadas delimitan el rango dentro del cual los datos analizados se consideran representativos. El límite superior de este rango se determinó como la suma entre el tercer cuartil de los datos más 1.5 veces el rango intercuartílico y el límite inferior como la resta del primer cuartil de los datos menos 1.5 veces el rango intercuartílico. En la parte inferior de la figura se presenta la media ($\bar{X}$), mediana (Me), desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación (CV) de los datos. Según los resultados, la media de los datos ($\bar{X}$) no es una buena opción para ser seleccionada como longitud representativa debido a la alta dispersión ($CV > 25\%$). Como consecuencia, se seleccionó la mediana (Me) como el dato representativo de luz principal de los puentes ($L = 127\text{m}$).

Figura 2

Longitudes del vano principal de los puentes viga cajón colombianos.

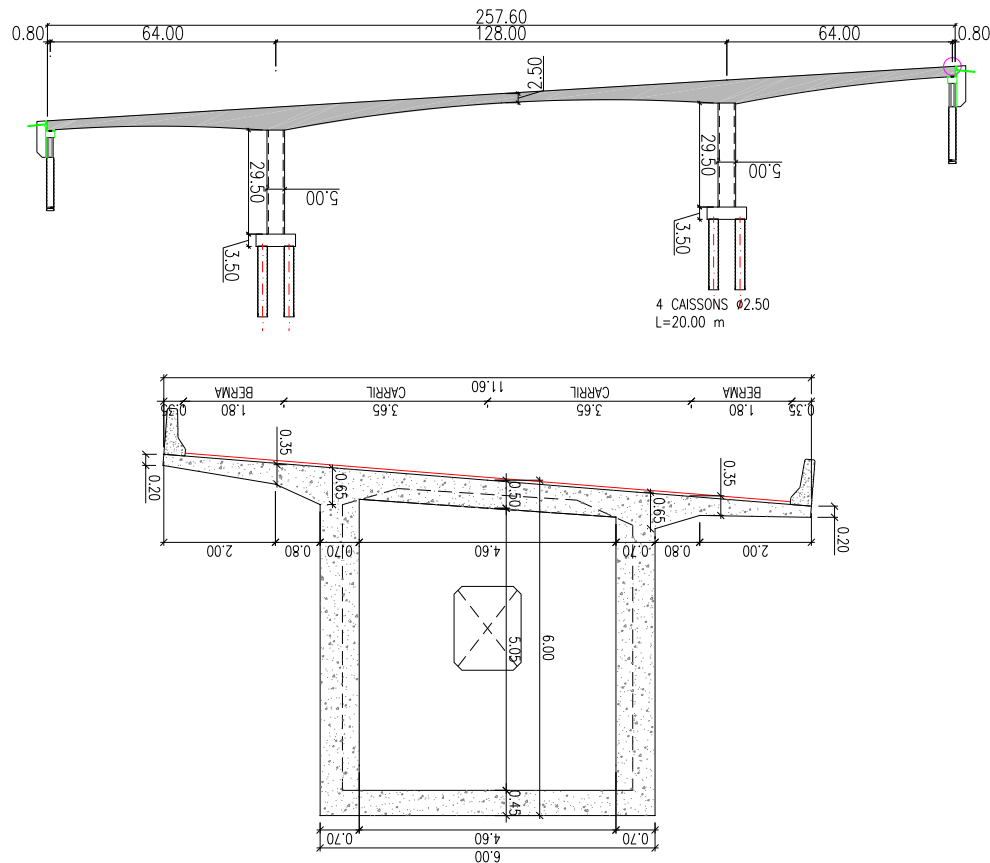


Puesto que el diseño de la superestructura no hacía parte del alcance de este proyecto, se analizaron los puentes con longitudes cercanas a $L = 127 \text{ m}$ para tomar la geometría de la

superestructura de uno de ellos. A partir del análisis se detectó que el puente #13 del tramo II del proyecto Túnel del Toyo (Figura 3) era una buena opción para ser usado como referencia. Este puente tiene una longitud total de 256 m distribuida en luces de 64, 128 y 64 m. El puente presenta una pendiente longitudinal de 6% y una leve curvatura en planta. Sin embargo, para esta investigación se asumió como recto en planta y en altura.

Figura 3

Vista en altura y sección transversal de la viga sobre columnas del puente de referencia.



La superestructura del puente está conformada por una viga de sección cajón de 11.6 m de ancho, cuya altura varía parabólicamente desde $A=6.15$ m en la zona de apoyo sobre las columnas

hasta $a=2.5$ m en el centro de luz. Esto se traduce en relaciones L/a y L/A de 51.2 y 20.8, respectivamente, que son típicas de esta tipología estructural (Valle-Pascual et al., 2017). El tablero cuenta con dos barreras de seguridad de 0.35 m de ancho, dos bermas de 1.8 m y dos carriles de 3.65 m (Figura 3). La superestructura tiene 30 cables de construcción tensados a 3800 kN sobre cada una de las pilas (Figura 4) y 22 cables de cosido tensados a 2400 kN; 14 en el centro de luz y 4 en cada extremo (Figura 5).

Figura 4

Cables de presfuerzo de construcción distribuidos en el tablero de las dovelas.

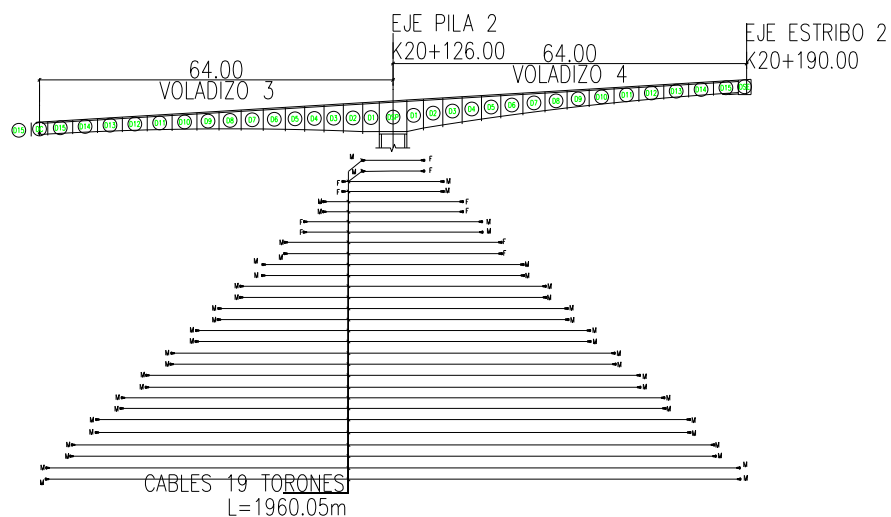
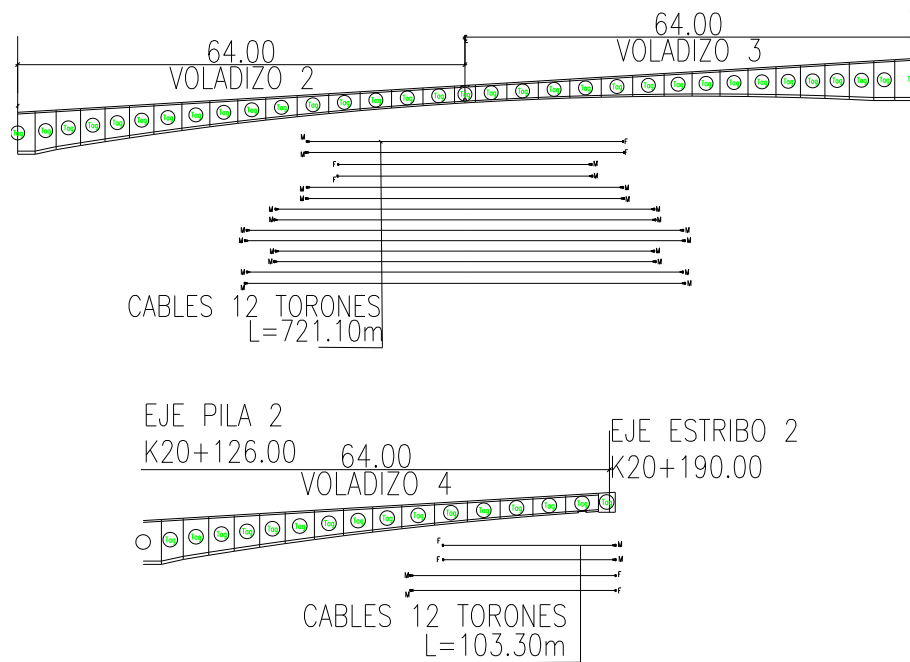


Figura 5

(Superior) cables de presfuerzo de cosido distribuidos en la parte inferior de las dovelas intermedias del vano principal y (inferior) en las dovelas de los extremos.

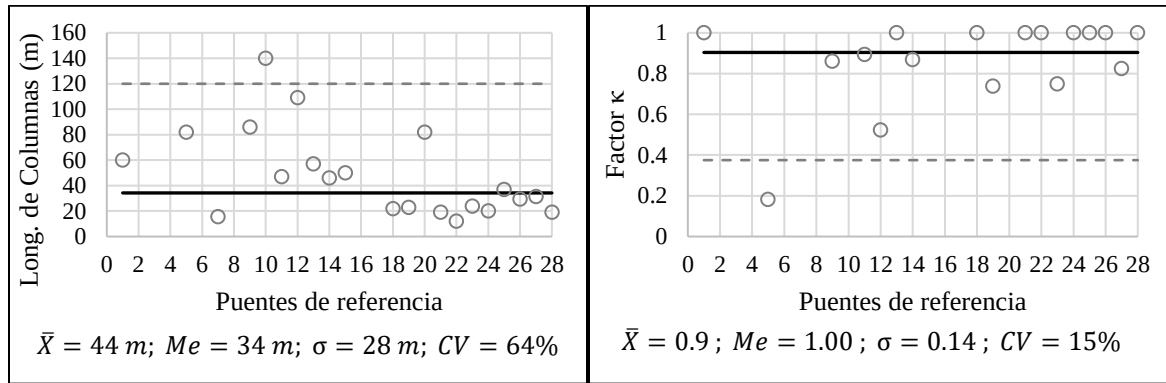


3.1.2. Subestructura

Las longitudes de las columnas de los puentes de referencia también presentaron un coeficiente de variación significativamente alto (Figura 6a), razón por la cual también se seleccionó la mediana de los datos como el dato representativo de esta característica. La Figura 6b presenta los factores de proporción κ calculados entre las longitudes de las columnas de los puentes de referencia. Para esta característica la media y la mediana de los datos fueron iguales a 0.9 y 1.0, respectivamente, lo cual indica que la mayoría de los puentes analizados presentan alturas de columnas similares. Para estudiar la influencia de la variación en la altura de las columnas sobre la respuesta sísmica de los puentes se seleccionó un $\kappa = 0.75$, el cual corresponde al percentil 25 de los datos analizados.

Figura 6

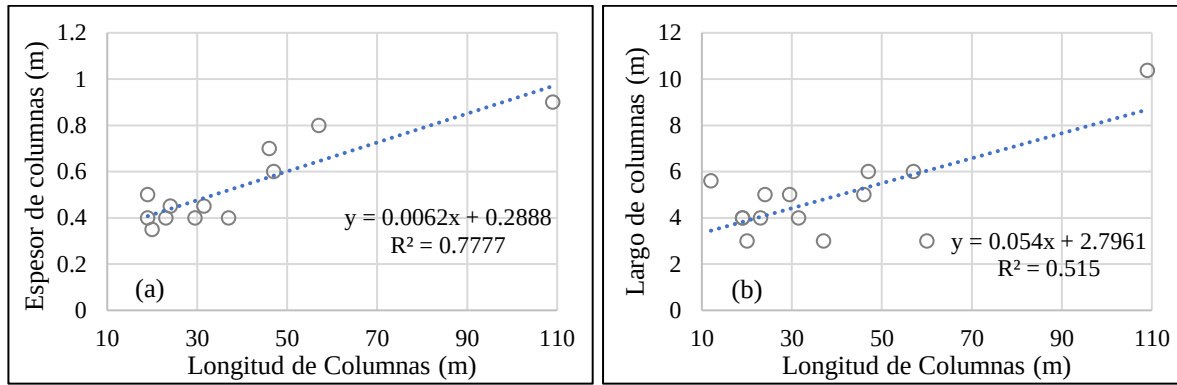
(a) Longitud máxima y (b) factores de proporción, κ , de las columnas de los puentes viga cajón colombianos.



La dimensión en planta de las columnas perpendicular al eje longitudinal del puente, que en adelante se llamará ancho, se asumió igual al ancho de la parte inferior de las vigas del puente (igual a 6.0 m). El espesor de las paredes (t_p) y la dimensión en planta de las columnas paralela al eje longitudinal (b_p) se definieron según la relación existente entre la longitud de las columnas de los puentes de referencia con estos parámetros. Para ambos casos se realizó una regresión lineal cuyas funciones aparecen en las gráficas de la Figura 7 con su respectivo coeficiente de determinación (R^2).

Figura 7

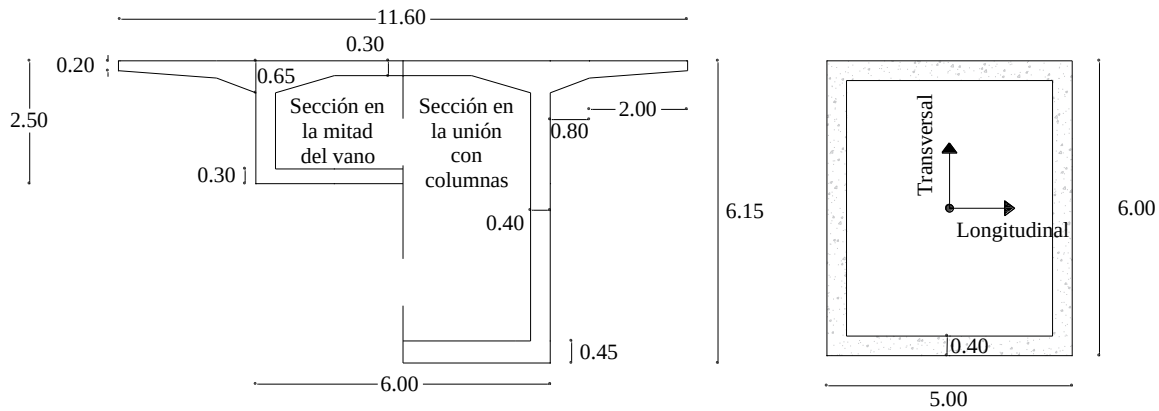
Relación entre la altura de las columnas con: (a) el espesor de las paredes y (b) la dimensión de las columnas paralela al eje longitudinal del puente.



Este coeficiente es un indicador del ajuste entre la línea de tendencia y los datos de la población. Si el coeficiente R^2 es mayor a 0.9, la línea de tendencia explica con suficiente precisión la dispersión de los datos. Note que en ambas figuras el coeficiente R^2 está por debajo de este umbral, lo que indica que las ecuaciones no proporcionan dimensiones representativas de los puentes. A pesar del resultado anterior, se decidió emplear estas ecuaciones teniendo en cuenta que la intención en esta etapa de la investigación fue definir la geometría de los puentes. Al remplazar la longitud de columnas seleccionadas ($H = 34$ m y $H = 25.5$ m) en las ecuaciones de las gráficas se obtienen valores de t_p y b_p iguales a 0.5 m y 4.7 m, respectivamente. Estas dimensiones se utilizaron como dimensiones iniciales para los modelos de diseño de los prototipos. Más adelante, en la etapa de diseño (Sec. 5.2), los valores de t_p y b_p se cambian a 0.4 m y 5.0 m, respectivamente. En la Figura 8 se presenta un esquema de la sección transversal de las vigas y de las columnas de los puentes.

Figura 8

Dimensiones (en metros) definitivas de las vigas y columnas de los puentes en estudio.



3.1.3. 3.1.3. Cimentación

La geometría de la cimentación y la rigidez del suelo de los puentes se adoptó según los planos y estudios geotécnicos del puente de referencia. El suelo de cimentación es tipo C, según la clasificación del CCP-14, cuyos valores de densidad (ρ_s) y valores de onda de cortante (V_s) son iguales a $\rho_s = 1835 \text{ kg/m}^3$ y $V_s = 180 \text{ m/s}$. La cimentación consiste en cuatro pilotes de 2.5 m de diámetro y 20 m de longitud, unidos por un dado de cimentación de espesor 3.5 m y dimensiones en planta de 11.2 m. En los modelos que involucran la rigidez lateral del conjunto cimiento – suelo, esta se representó mediante resortes elásticos espaciados cada metro a lo largo de los pilotes, mientras que la rigidez vertical debido a la compresión del suelo y a la fricción que este ejerce sobre los pilotes se concentró en la punta (Instituto Nacional de Vías (INVIAS), 2012). En la Figura 9 se presenta un esquema en planta de la geometría de la cimentación de los puentes y en la Tabla 1 los valores de la rigidez del suelo.

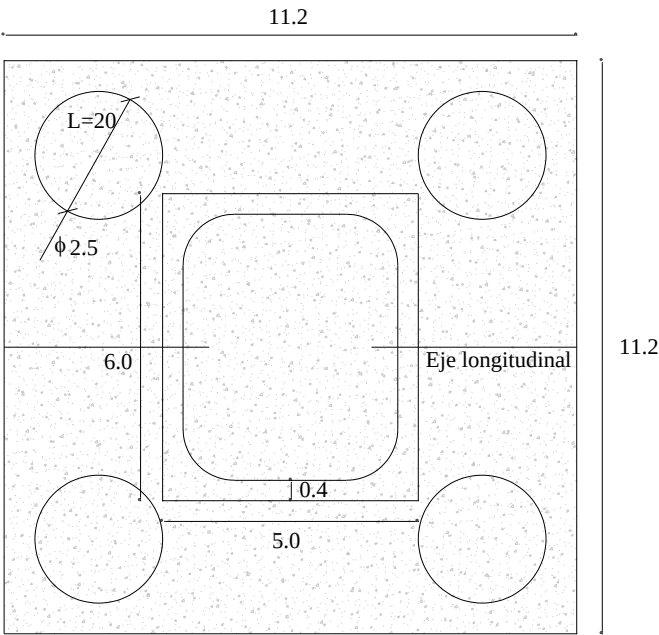
Tabla 1

Rigidez del suelo de cimentación de los puentes.

Profundidad (m)	Orientación	Rigidez (kN/m)	Profundidad (m)	Orientación	Rigidez (kN/m)
0	Lateral	0	11	Lateral	377500
1	Lateral	38750	12	Lateral	417500
2	Lateral	75000	13	Lateral	450000
3	Lateral	102500	14	Lateral	480000
4	Lateral	137500	15	Lateral	525000
5	Lateral	172500	16	Lateral	550000
6	Lateral	205000	17	Lateral	575000
7	Lateral	240000	18	Lateral	600000
8	Lateral	275000	19	Lateral	620000
9	Lateral	305000	20	Lateral	635000
10	Lateral	340000	20	Vertical	10223278

Figura 9

Geometría de la cimentación de los puentes. Dimensiones en metros.



3.2. Diseño de las columnas

Para incorporar el comportamiento inelástico de las columnas en los modelos computacionales es necesario contar con la distribución de refuerzo longitudinal y transversal de estos elementos. Lo anterior implica que es necesario realizar el diseño de las columnas de los puentes en estudio. El diseño de las columnas de los puentes se realizó siguiendo las especificaciones del CCP-14 (AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica), 2014b).

3.2.1. Análisis de cargas

Las acciones que se estudiaron para la estimación de las fuerzas de diseño fueron las siguientes:

Acciones permanentes

Las acciones permanentes que se incluyeron en el diseño fueron: peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (*DC*), el peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones (*DW*), las fuerzas debidas a retracción y flujo plástico (*SH* y *CR*) y las fuerzas secundarias debidas a pretensado (*PS*). La carga *DW* se asumió igual a 21.3 kN/m y se distribuyó uniformemente a lo largo de la superestructura. Dentro de este grupo de carga se incluyó el peso de la capa de rodamiento y las barreras del puente. Para este análisis se emplearon pesos específicos del concreto y del pavimento de 24 y 22.5 kN/m³, respectivamente. Los efectos reológicos, retracción y fluencia del concreto se analizaron durante el proceso constructivo y durante la vida útil de los puentes (75 años), asumiendo una humedad relativa media del 80%. Para su evaluación se emplearon los artículos 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3 del CCP-14.

Acciones transitorias

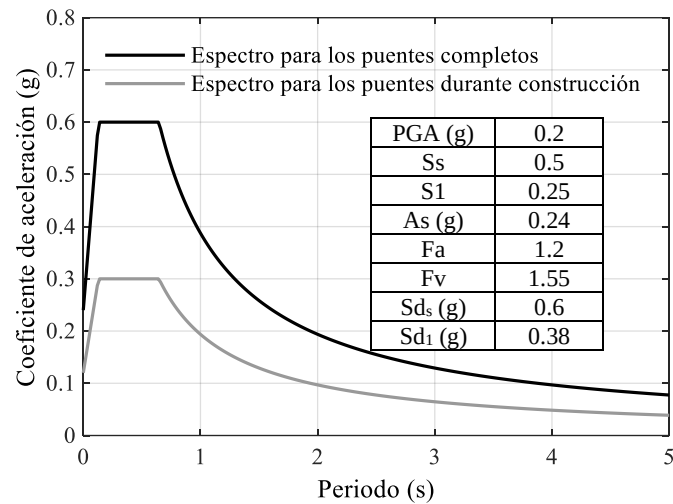
Para el diseño de las columnas se incluyeron la carga viva vehicular (LL) y la acción sísmica (EQ). Para la carga LL se hizo el cálculo del número de carriles efectivos y su respectivo factor de presencia múltiple. Posteriormente se distribuyó uniformemente la carga de carril de 10.3 kN/m y se definió el camión de diseño. Adicionalmente, las fuerzas resultantes fueron amplificadas debido a efectos dinámicos (IM) en un 33%, según se especifica en el numeral 3.6.2.1 del CCP-14.

La acción sísmica se calculó con el coeficiente de aceleración de diseño asociado a un sismo con una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años (periodo de retorno, T_r , igual a 1033 años) y a una relación de amortiguamiento viscoso de 5%. Se asumió que los puentes están localizados en Bucaramanga, Colombia, sobre suelo tipo C. Adicionalmente, se asumió que los puentes se encuentran dentro de la categoría de puentes esenciales. En la Figura 10 se presenta el espectro de diseño para los puentes en condición completa y durante construcción, junto con los parámetros empleados para calcularlos (factores de sitio de diseño, factores de amplificación y coeficientes S_{ds} y S_{d1}). El espectro para los puentes en construcción se calculó dividiendo las ordenadas del espectro de los puentes completos mediante un factor igual a dos, siendo este el mayor factor de reducción recomendado por el CCP-14.

Las fuerzas en los elementos debido a la acción sísmica se calcularon mediante análisis elástico multi modal espectral, combinando los resultados de los diferentes modos de vibración mediante el método combinación cuadrática completa. Las fuerzas sísmicas se dividieron mediante dos factores de modificación de respuesta sísmica (R) para el diseño de las columnas, a saber, $R = 2.0$ para el análisis en sentido transversal y $R = 3.5$ para el análisis en sentido longitudinal. Así mismo, las fuerzas sísmicas resultantes del análisis en cada dirección se combinaron para tener en cuenta los efectos de ortogonalidad.

Figura 10

Coeficiente de aceleración de diseño, C_{sm} .



3.2.2. Propiedades nominales de los materiales

En la Tabla 2 se presentan las propiedades nominales del acero de refuerzo y del concreto que se utilizaron para el diseño de los prototipos. Las propiedades mecánicas de los materiales y sus estados de esfuerzos y deformaciones límites se adoptaron según las recomendaciones del CCP-14 y de las especificaciones de diseño del proyecto de referencia.

Tabla 2

Propiedades mecánicas nominales del concreto y del acero empleadas para el diseño.

Concreto	
Elemento	Propiedad
Vigas	$f'_c = 42 \text{ MPa}$
Columnas	$f'_c = 35 \text{ MPa}$
Dado de cimentación	$f'_c = 28 \text{ MPa}$
Pilotes	$f'_c = 28 \text{ MPa}$
Peso específico	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$
Deformación última de diseño	$\varepsilon_{cu} = 0.003$
Acero (G60)	
Esfuerzo de fluencia	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Tendones de baja relajación	
Esfuerzo de fluencia	$f_{py} = 1670 \text{ MPa}$
Esfuerzo de rotura	$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

3.2.3. Combinaciones de diseño

Las combinaciones de cargas usadas para calcular las fuerzas de diseño se presentan en la Tabla 3. Esta tabla es una adaptación de la tabla 3.4.1-1 del CCP-14. Los factores γ_p pueden tomar los valores que se especifican en la parte posterior. Para cada combinación se evaluaron todos los escenarios posibles en función de cada factor γ_p .

Tabla 3*Combinaciones de diseño.*

Combinación Estado límite	<i>DC</i>	<i>LL</i>	<i>EQ</i>
	<i>DW</i>		
	<i>PS</i>		
	<i>CR</i>		
	<i>SH</i>		
Resistencia I	γ_P	1.75	-
Resistencia II	γ_P	1.35	-
Resistencia III	γ_P	-	-
Resistencia IV	γ_P	-	-
Resistencia V	γ_P	1.35	-
Evento Extremo I	γ_P	γ_{EQ}	1.00
Evento Extremo II	γ_P	0.50	-
Servicio I	1.00	1.00	-
Servicio II	1.00	1.30	-
Servicio III	1.00	0.80	-
Servicio IV	1.00	-	-
Fatiga I	-	1.50	-
Fatiga II	-	0.75	-
Tipo de carga	Load Factor γ_P		
	Máximo	Mínimo	
<i>DC</i>	1.25	0.90	
DC: Solo aplica a Resistencia IV	1.50	0.90	
<i>DW</i>	1.5	0.65	

3.2.4. Cálculo del refuerzo de las columnas

La estimación de las fuerzas internas en los elementos de los puentes debido a las cargas aplicadas se determinó empleando el software Midas Civil v2020 ® (Midasoft, n.d.). Las vigas, columnas y pilotes se modelaron como elementos tipo barra y los dados de cimentación como elementos de tipo área (Figura 11). Los resultados obtenidos en Midas Civil sirvieron para validar los modelos de referencia de OpenSees. Las columnas de los puentes se diseñaron para resistir las solicitaciones de fuerza cortante y flexo-compresión en la condición completa y en las etapas constructivas *C1* y *C2*. Inicialmente se realizó la verificación de esbeltez de las columnas. Posteriormente, a partir del artículo 5.7.4.7.2 del CCP-14, se verificó que el método simplificado de diseño de esfuerzos rectangulares fuera aplicable.

Posteriormente, a lo largo de las secciones de las columnas se distribuyeron 180 barras 25M equivalentes a una cuantía longitudinal de 1.18%. A esta sección se le calculó la superficie de interacción por flexo-compresión biaxial y se verificó que todas las solicitaciones se encontraran dentro de la superficie de resistencia reducida. Para el diseño a cortante se tuvo en cuenta el aporte de resistencia del concreto que para este caso fue suficiente para resistir la totalidad de las fuerzas cortantes de diseño. Aun así, se asignaron barras transversales 12M equivalentes a una cuantía volumétrica cercana a 2% (Figura 12), la cual es una cuantía mayor a la mínima requerida. Esta decisión obedece a una práctica constructiva convencional que se observó en los planos de los puentes colombianos que sirvieron de referencia.

En la Figura 13 se presentan las curvas de interacción de las columnas del puente *M1* y los puntos correspondientes a las solicitaciones inducidas por las combinaciones de carga en la condición completa y para las etapas constructivas *C1* y *C2*. Note que todos los puntos se encuentran dentro de las curvas de interacción confirmando que esta configuración de acero es suficiente para resistir las fuerzas internas en las columnas. Esta misma sección se implementó para las columnas de los puentes restantes puesto que su cuantía de refuerzo longitudinal es cercana a los valores mínimos que se especifican en el CCP-14 y satisface las solicitaciones inducidas por las combinaciones de diseño (Anexo B).

Figura 11

Modelos de diseño de los puentes realizados en el programa Midas Civil v2020.

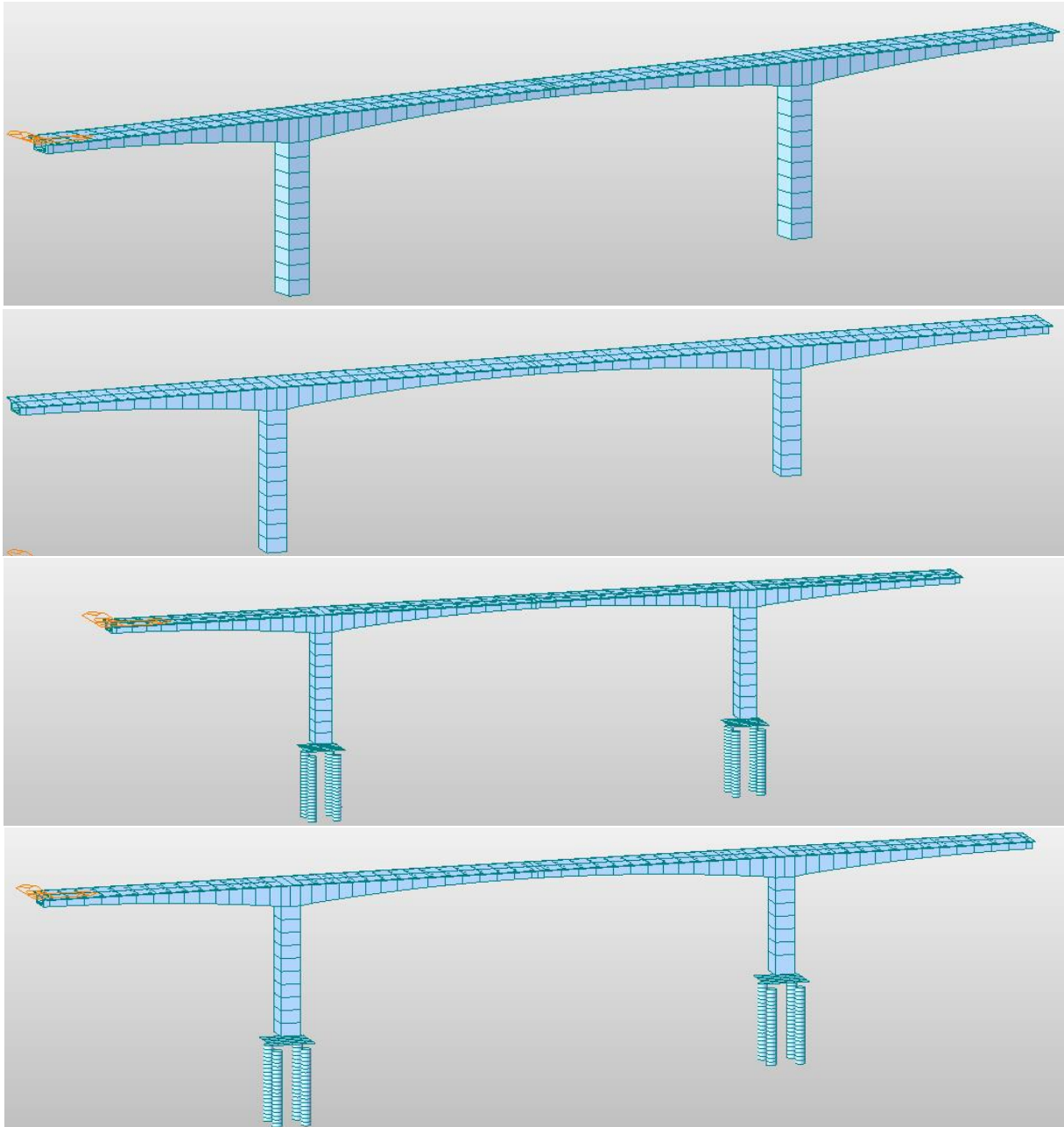
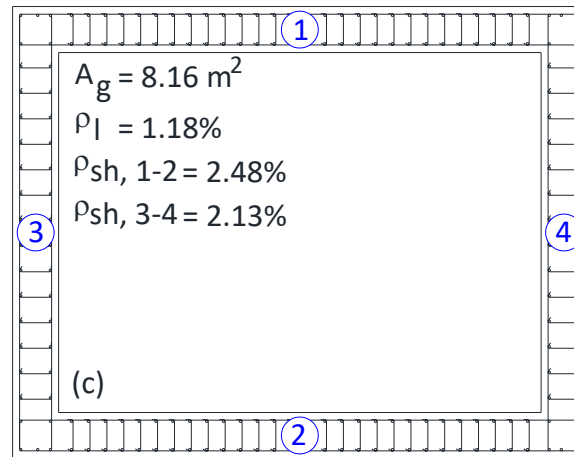
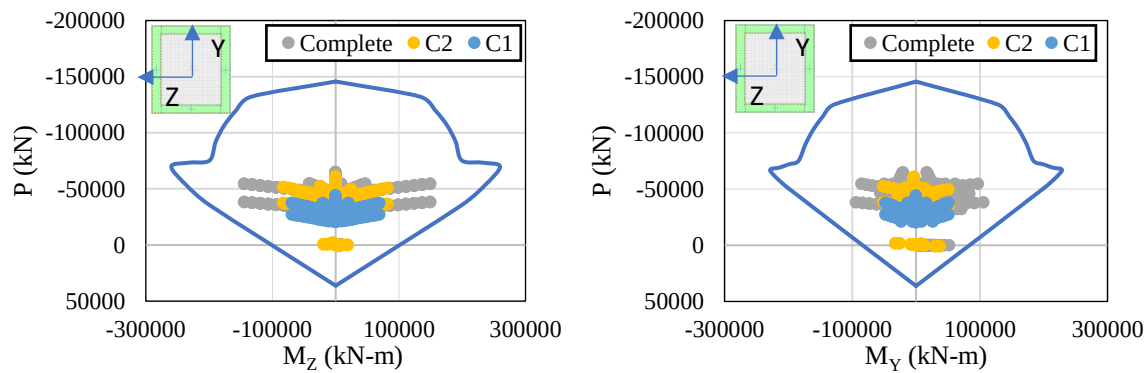


Figura 12

Sección transversal de las columnas de los prototipos.

**Figura 13**

Diagramas de interacción P-M de las columnas del prototipo M1.



3.2.5. Selección de los registros sísmicos

El artículo 4.7 del CCP-14 especifica que los registros sísmicos que se utilicen para realizar análisis dinámico deben tener características que sean representativas del entorno sísmico y de las condiciones locales del sitio. Esto incluye; entorno tectónico, magnitud de terremotos, tipo de falla,

distancia entre la fuente y el sitio y características del suelo. En el año 2001, el Instituto Colombiano de Geología y Minería (INGEOMINAS) publicó un reporte en donde se describen características sismogeotectónicas (aspectos geológicos, resultados de exploraciones geofísicas y geotectónicas del subsuelo, y la respuesta sísmica del subsuelo) del área metropolitana de Bucaramanga (INGEOMINAS, 2001). A partir de funciones de atenuación alimentadas con registros sísmicos ocurridos en la zona entre los años 1995 – 2000, INGEOMINAS concluyó que las fallas geológicas cercanas a Bucaramanga en donde se pueden originar sismos compatibles con el espectro de diseño de edificaciones vigente para la fecha en la que se elaboró el documento [sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (T_r de 475 años)] corresponden a la falla frontal de los llanos orientales, de tipo vertical, y a la falla Bucaramanga – Santa Marta, de tipo inversa transcurrete. Según el reporte, para la falla Frontal de los Llanos Orientales se encontró que eventos con magnitudes entre 6.9 - 7.3 y distancias al sitio de 60 - 80 km son compatibles con el nivel de amenaza sísmica. De igual manera para la falla Bucaramanga – Santamarta, un escenario sísmico compatible con el espectro de respuesta sería un evento con magnitudes entre 5.6 - 6.0 y distancia de la fuente al sitio entre 13 - 25 km.

Con base en la información suministrada por INGEOMINAS (INGEOMINAS, 2001), se seleccionaron 23 registros sísmicos de la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) cuyas características se presentan en las Tablas 4 y 5. Los primeros ocho registros son eventos que según el reporte de INGEOMINAS pueden ser característicos del ambiente geotectónico del área metropolitana de Bucaramanga; los restantes se seleccionaron de acuerdo con el tipo de mecanismo de las fallas Bucaramanga – Santa Marta y Los Llanos Orientales y de los rangos de velocidades de onda de corte para un perfil de suelo tipo C, tal como se define en el CCP-14.

Tabla 4*Registros característicos del ambiente geotectónico del área metropolitana.*

Nº	Nombre del terremoto	Año	Estación	$t_{5-95\%}$ (s)	M_w	Mecanismo	R_{JB} (km)
1	Helena Montana	1935	Carroll College	2.5	6.0	strike slip	2.1
2	Mammoth Lakes	1980	Long Valley Dam	8.4	5.9	strike slip	10.3
3	Coalinga	1983	Oil Fields Fire Station	8.5	5.8	Reverse	6.3
4	Whittier Narrows	1987	Mt Wilson	9.8	6.0	R. Oblique	14.5
5	Umbria Marche	1997	Nocera Umbra	4.7	6.0	Normal	8.3
6	Montenegro Yugoslavia	1979	Herceg Novi	12.1	7.1	Reverse	23.6
7	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #1	6.5	6.9	R. Oblique	8.8
8	Cape Mendocino	1992	Butler Valley Station	11.1	7.0	Reverse	43.8
9	Duzce Turkey	1999	Mudurnu	16.4	7.1	strike slip	34.3
10	Chi-Chi	1999	TCU011	18.0	7.6	R. Oblique	74.4
11	Friuli Italy	1976	Tolmezzo	4.9	6.5	Reverse	15.0
12	Iwate Japan	2008	Yamauchi Tsuchibuchi	9.9	6.9	Reverse	25.6
13	Northridge	1994	Santa Susana Ground	8.3	6.7	Reverse	1.7
14	Sierra Madre	1991	Cogswell Dam	3.7	5.6	Reverse	17.8
15	Chuetsu	2007	Iizuna Mure	8.4	6.8	Reverse	66.1
16	Basso Tirreno	1978	Patti	8.9	6.0	strike slip	14.6
17	Lazio-Abruzzo	1984	Cassino Sant' Elia	11.9	5.8	Normal	20.0
18	Parkfield	1966	Temblor pre-1969	5.5	6.2	strike slip	16.0
19	Santa Barbara	1978	SB Courthouse	7.5	5.9	R. Oblique	0.0
20	Livermore	1980	Del Valle Dam	12.1	5.8	strike slip	23.9
21	Coalinga	1983	Parkfield	12.0	6.4	Reverse	26.2
22	Whittier Narrows	1987	LA - Figueroa St	8.6	6.0	R. Oblique	6.0
23	Loma Prieta	1989	SF - Cliff House	10.2	6.9	R. Oblique	78.6

$t_{5-95\%}$ tiempo que tarda en liberarse el 90% de la energía del sismo. M_w magnitud de momento del sismo.
 R_{JB} distancia más cercana desde la estación hasta la proyección en planta de la falla.

Una vez conformada la carpeta de los registros sísmicos, se implementó el método numérico de Newmark (1959) (Newmark, 1959) para construir los espectros de respuesta de pseudo aceleración de las 46 señales (23 de cada componente horizontal, $H1$ y $H2$). Los espectros de respuesta calculados se escalaron mediante un factor (F) de tal manera que el error entre el espectro de respuesta del registro y el espectro de respuesta de diseño del CCP-14 (Figura 10) fuera mínimo en un intervalo de periodos de $0.5T$ y $2.0T$, donde T es el periodo del modo predominante de vibración de los puentes. Durante este proceso fue necesario condicionar el límite superior del intervalo de interés hasta 3.72 s, periodo calculado según la ecuación (1), la cual está presente en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10) (AIS, 2010). Lo

anterior se hizo debido a que el espectro de diseño del CCP-14 no contempla el cambio de concavidad de las pseudo-aceleraciones para estructuras de periodos superiores al límite de periodos largos (T_L), lo que implica una sobreestimación en las demandas de pseudo-aceleración y de desplazamientos de diseño (Bommer et al., 2000).

Tabla 5

Parámetros de intensidad sísmica de las componentes horizontales de los 23 registros característicos del ambiente tectónico del área metropolitana de Bucaramanga.

Nº	R_{Rup} (km)	V_{s30} (m/sec)	PGA (g)	$H1$ PGV (cm/s)	PGD (cm)	PGA (g)	$H2$ PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	2.9	593.4	0.2	5.9	1.4	0.2	13.8	1.4
2	18.1	537.2	0.5	12.4	1.8	0.2	13.2	2.6
3	11.1	474.2	0.2	17.1	3.4	0.2	16.4	3.6
4	22.7	680.4	0.1	4.6	0.7	0.2	4.8	0.4
5	8.9	428.0	0.5	32.6	2.4	0.4	28.2	2.7
6	25.6	585.0	0.2	14.0	1.4	0.3	13.4	1.6
7	9.6	1428.1	0.4	33.6	8.0	0.5	32.4	15.6
8	45.4	525.3	0.2	15.2	4.5	0.1	17.0	4.6
9	34.3	535.2	0.1	10.3	8.8	0.1	17.5	14.9
10	75.2	471.1	0.1	22.1	25.1	0.1	25.6	9.2
11	15.8	505.2	0.4	22.8	4.6	0.3	30.5	5.2
12	28.4	561.6	0.3	10.5	7.8	0.3	17.1	7.0
13	16.7	715.1	0.2	15.9	6.4	0.3	16.9	5.7
14	22.0	680.4	0.3	9.6	0.9	0.3	14.9	2.1
15	68.3	526.1	0.3	22.4	3.5	0.2	21.0	4.7
16	17.4	441.3	0.1	6.0	0.6	0.2	15.2	2.3
17	24.4	436.8	0.1	11.2	1.9	0.1	7.8	1.2
18	16.0	527.9	0.4	22.2	5.6	0.3	15.4	3.1
19	12.2	515.0	0.1	7.7	2.0	0.2	16.3	3.1
20	25.0	403.4	0.1	11.6	2.6	0.3	15.4	5.2
21	27.7	384.3	0.2	15.1	3.3	0.1	8.6	2.3
22	16.5	364.9	0.1	10.0	1.0	0.2	13.1	2.1
23	78.7	614.6	0.1	11.4	3.7	0.1	20.1	5.2

$H1$ y $H2$ son las componentes horizontales de los registros sísmicos. R_{Rup} es la distancia más cercana desde la estación hasta el plano de falla. V_{s30} es la velocidad de onda de cortante del suelo en los últimos 30 m. PGA , PGV y PGD son la aceleración, velocidad y desplazamiento pico efectivo del suelo.

$$T_L = 2.4F_V \quad (1)$$

El error entre los espectros se calculó mediante el método del error cuadrático medio (*ECM*) cuya expresión matemática se presenta en la ecuación (2). En esta ecuación el símbolo # representa el número de datos, $\hat{Y}_i$ y Y_i son la pseudo aceleración espectral calculada para el registro sísmico y para el espectro de diseño asociada al i -ésimo periodo, respectivamente. La selección de los siete registros se basó en un criterio de calificación de 0 a 5 que se asignó a los factores de escala y a los *ECMs* calculados sobre los registros de los prototipos en condición completa y en las etapas constructivas. Las calificaciones que lograron estos parámetros en las diferentes condiciones de los puentes se sumaron, seleccionando así los siete registros con la calificación más alta (Tabla 6). Con la necesidad de uniformizar el análisis, los siete registros sísmicos seleccionados a partir de los intervalos de periodos del puente *M1* y sus etapas constructivas *C1* y *C2* se utilizaron para los análisis de los otros puentes. Los factores de escala y los *ECMs* de estos siete registros se recalcularon para todos los puentes restantes.

$$ECM = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{\#} (\hat{Y}_i - Y_i)^2 \quad (2)$$

Tabla 6

Criterios de calificación para la selección de los registros sísmicos.

Factores	<i>ECMs</i>	Calificación
$0.5 < F \leq 2.0$	$ECM \leq 0.005$	5
$0.3 < F \leq 0.5, 2.0 < F \leq 3.0$	$0.005 < ECM \leq 0.01$	3
$3.0 < F \leq 4.0$	$0.01 < ECM \leq 0.015$	1
$F > 4.0, F < 0.3$	$ECM > 0.015$	0

3.3. Variación del amortiguamiento de los puentes

La relación de amortiguamiento (ξ) es un parámetro relacionado con la disipación de energía de las estructuras durante cargas dinámicas y su magnitud depende del nivel de daño que tales cargas inducen sobre los materiales (Chopra, 1995). Actualmente, la mayoría de los códigos para el diseño sísmico no reconocen la variación en el amortiguamiento respecto al nivel de daño que experimentan los materiales durante eventos sísmicos y, por lo general, recomiendan emplear un valor de ξ igual a 5%. Según la tabla 11.2.1 de (Chopra, 1995), para estructuras de concreto reforzado los valores de amortiguamiento esperados durante sismos que inducen grietas considerables sin cedencia en el acero se encuentra entre 3-5%. Mediante experimentación numérica se ha demostrado que en la respuesta sísmica de los puentes viga cajón en la condición completa y durante las etapas constructivas se espera la aparición de grietas en el concreto sin que esto involucre incursión inelástica significativa en el refuerzo longitudinal (Shin et al., 2020; Yang et al., 2016). Esto implica que emplear valores de amortiguamiento iguales a 5% para el análisis sísmico puede ser conservador a la hora de estimar los desplazamientos sísmicos de estos puentes.

Los resultados de pruebas de vibración ambiental y vibración forzada de baja intensidad ((Hernandez et al., 2020)(Min & Santos, 2017)(Panetsos et al., 2008)(Ntotsios et al., 2009)(Sümerkan et al., 2019)) realizadas en puentes viga cajón han demostrado que la relación de amortiguamiento es menor a 5% ante este nivel de exposición, e incluso, dicho parámetro puede ser menor durante construcción que en la condición completa. Según los resultados de los estudios (Tabla 7), el amortiguamiento para los modos de vibración longitudinales de puentes viga cajón completos es cercano a 1.8%, mientras que para los puentes en construcción puede ser menor de 1%. En función de los valores de ξ medidos, en este trabajo se analizaron dos casos de amortiguamiento: el caso 1 consistió en el típico valor de amortiguamiento de 5% para los puentes

en todas sus condiciones (en construcción y completa), mientras que en el caso 2 se emplearon relaciones de amortiguamiento de 1% y 2% para los puentes en construcción y en condición completa, respectivamente. Lo anterior, con la finalidad de estudiar los efectos de la variación de la relación de amortiguamiento sobre la demanda de desplazamientos inelásticos.

Tabla 7

Relación de amortiguamiento medida en puentes viga cajón.

Condición del puente	Modo	Relaciones de amortiguamiento (%)		
		(Hernandez et al., 2020)	(Panetsos et al., 2008)	(Ntotsios et al., 2009)
Construcción	Vertical	0.68 – 1.14	0.25 – 0.43	No medida
	Transversal	0.57 – 1.26	0.40 – 1.27	No medida
	Longitudinal	0.63 – 1.32	0.18 – 0.42	No medida
Completo	Vertical	0.91 – 0.93	No medida	0.40 – 0.70
	Transversal	0.90 – 1.90	No medida	0.8 – 5.9
	Longitudinal	1.35 – 1.50	No medida	1.8

3.4. Desarrollo de los modelos detallados

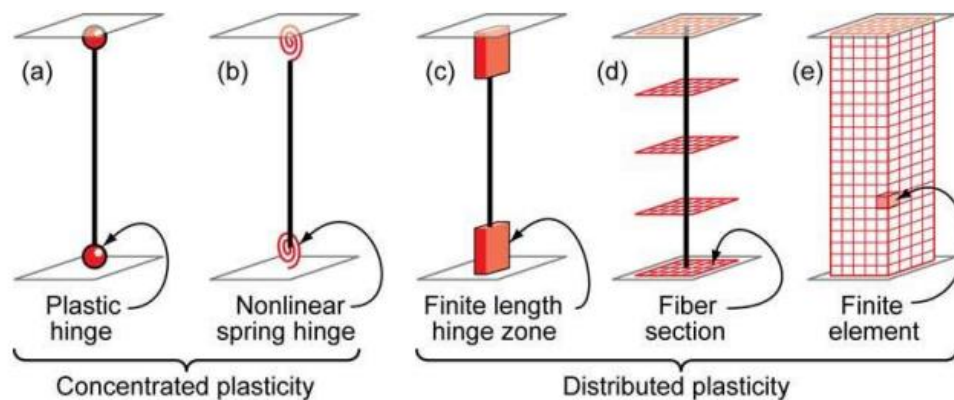
3.4.1. Modelamiento estructural

Para simular numéricamente la respuesta inelástica de estructuras a través de programas de elementos finitos es necesario representar a los elementos mediante modelos de plasticidad que logren reproducir el daño que se genera debido a las fuerzas internas. En la Figura 14 se presentan cinco técnicas de modelamiento para simular la respuesta inelástica de vigas y columnas de concreto reforzado. Estos modelos están ordenados de izquierda a derecha en función de su nivel de rigurosidad y precisión. Los modelos más simples son los de plastificación concentrada que consisten en elementos lineales con rotulas plásticas o resortes que captan las deformaciones

inelásticas en el punto donde se localizan. Estos modelos a su vez son los más eficientes computacionalmente. Los modelos más rigurosos son los de plasticidad distribuida ya que por medio de ellos es posible verificar los esfuerzos a nivel de material a lo largo de todo el análisis. Dentro de este grupo de modelos se encuentran los elementos con zonas de plasticidad finitas, el modelo de fibras y los elementos finitos de plasticidad continua (Deierlein et al., 2010).

Figura 14

Técnicas de modelamiento para representar la plasticidad en elementos estructurales.



Nota. Adaptado de (Deierlein et al., 2010).

En este trabajo se construyeron dos modelos de referencia MDOF de cada puente para estimar la respuesta sísmica: un modelo con elementos elásticos y otro que combina elementos elásticos e inelásticos para reproducir la respuesta inelástica del sistema. Este modelo se denota como modelo MDOF inelástico. Los modelos de los puentes se realizaron en el software libre OpenSees (McKenna et al., 2010), el cual cuenta con varias alternativas para modelar elementos estructurales y las relaciones constitutivas de los materiales bajo cargas cíclicas.

Para los modelos MDOF elásticos, las vigas y columnas se modelaron mediante elementos de tipo *ElasticBeamColumn*, cuya formulación matemática depende de las propiedades

geométricas de las secciones de los elementos y del módulo de elasticidad del concreto. Con el fin de emular el daño sísmico en las columnas, la inercia bruta de las columnas (I_g) se multiplicó por el factor de reducción (α_{K1}) calculado mediante la ecuación (3), el cual depende del módulo de elasticidad del concreto (E_c) y del momento (M_y) y la curvatura (Φ_y) asociadas al instante en el que ocurre la primera fluencia del acero. Los valores de M_y y Φ_y se obtuvieron de los diagramas momento – curvatura de las columnas, calculados en OpenSees.

$$\alpha_{K1} = \frac{M_y}{E_c I_g * \Phi_y} \quad (3)$$

Para los modelos MDOF inelásticos se asumió que las vigas permanecen elásticas y que solo las columnas podrían incursionar en el rango plástico. OpenSees dispone de dos elementos de plasticidad para representar numéricamente estos elementos, *DisplacementBeamColumn* y *ForceBeamColumn*. Ambos elementos permiten reproducir la respuesta inelástica en fibras localizadas distribuidas en su longitud. Por su parte, el elemento basado en desplazamientos sigue el principio de los elementos finitos en donde se interpolan las deformaciones de las secciones a partir de un campo de desplazamientos aproximado en donde la distribución de la curvatura se asume lineal, mientras que los elementos basados en fuerzas se basan en la habilidad de resolver las deformaciones en las secciones debido a las fuerzas internas en los elementos a partir de una solución exacta del equilibrio. Ambos modelos tienen la capacidad de predecir las fuerzas y deformaciones internas en los elementos. Sin embargo, una de las ventajas del modelo *ForceBeamColumn* se debe a la menor cantidad de puntos de integración requeridos para proporcionar resultados precisos, lo que se traduce en menor costo computacional. Por lo anterior,

las columnas de los modelos MDOF inelásticos de este trabajo se modelaron mediante elementos de tipo *ForceBeamColumn*.

Las relaciones constitutivas de los materiales se presentan en la sección 1.5.2. Cada columna se representó numéricamente mediante 10 elementos sobre los cuales se asignaron tres puntos de integración con algoritmo de solución *Gauss-Lobatto*. Las vigas y las columnas se localizaron en el centroide de las secciones y se conectaron mediante elementos rígidos de tipo *RigidLink*. En todos los modelos se ignoraron las deformaciones unitarias cortantes en las vigas y columnas y los efectos debido a la pérdida de adherencia del refuerzo en las conexiones. En los modelos que involucran la rigidez del conjunto cimiento – suelo, el dado de cimentación se modeló mediante un elemento de tipo *ElasticTimoshenkoBeam*, el cual permite reproducir las deformaciones en el elemento debido a las fuerzas cortantes. Los pilotes se simularon con elementos *ElasticBeamColumn* y el suelo mediante elementos *zeroLength* cuya relación fuerza-deformación (Tabla 1) se definió mediante la relación constitutiva *Elastic-uniaxialMaterial* disponible en OpenSees. En La Figura 15 se presenta un esquema del modelo en OpenSees del puente *M3* en la condición completa.

Figura 15

Vista del modelo M3 construido en OpenSees.



3.4.2. Modelos constitutivos de los materiales

En las Tablas 8 y 9 se presentan las propiedades mecánicas del concreto confinado (CONF) y no confinado (UNCF) y las del acero de refuerzo usado en las columnas. Para el acero se utilizaron las propiedades mínimas del acero ASTM A706 Grado 60 especificadas en la Tabla 8.4.2-1 de la Guía AASHTO LRDF Para el Diseño Sísmico de Puentes (AASHTO (American association of State Highway and Transportation Officials), 2011). La resistencia esperada del concreto y la deformación última del concreto no confinado se tomó como $1.3f'_c$ y 0.005, tal como sugiere AASHTO (2011) (AASHTO (American association of State Highway and Transportation Officials), 2011).

Tabla 8

Propiedades mecánicas del concreto utilizado para definir los modelos constitutivos.

Parámetro	UNCF	CONF
Resistencia esperada del concreto (MPa)	45.50	68.25
Deformación unitaria asociada a la resistencia esperada	0.0020	0.007
Resistencia de aplastamiento (MPa)	0.00	52.38
Deformación asociada a la resistencia de aplastamiento	0.0050	0.0202
Resistencia a la tracción (MPa)	0.00	0.00
Módulo de elasticidad (GPa)	31.70	31.70

Tabla 9

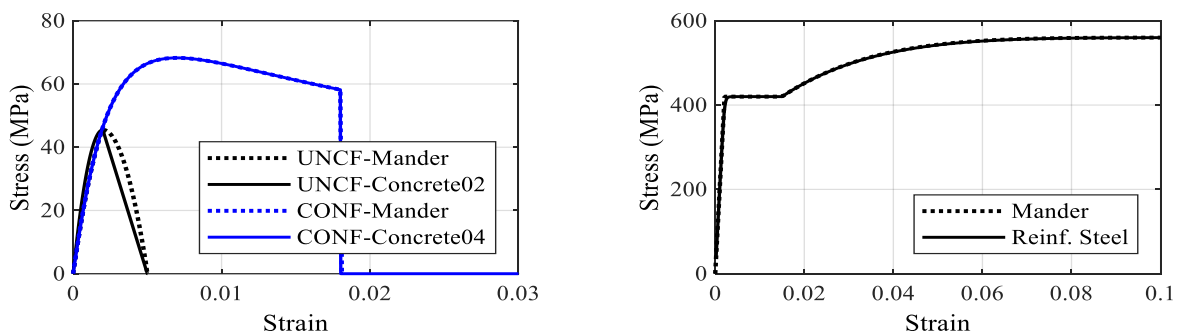
Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado para definir los modelos constitutivos.

Parámetro	Acero
Esfuerzo de fluencia (MPa)	420
Deformación unitaria de fluencia	0.0021
Deformación unitaria al inicio del endurecimiento	0.015
Resistencia última (MPa)	560
Deformación unitaria última	0.12
Módulo de elasticidad (GPa)	200
Módulo tangente al inicio del endurecimiento (GPa)	7

Dentro de la biblioteca de materiales del programa OpenSees se encuentran varios modelos constitutivos para definir las relaciones esfuerzo – deformación. En esta investigación se utilizaron los modelos *Concrete02* para el concreto no confinado, *Concrete04* para el concreto confinado y *Reinforcing Steel* para el acero. Adicionalmente, con el fin de comparar las relaciones constitutivas de OpenSees, se construyeron analíticamente dichas relaciones usando las propiedades de los materiales (Tablas 8 y 9) y el modelo propuesto por Mander et al. (Mander et al., 1988) para el concreto confinado y no confinado y el de Mander (Mander, 1983) para el acero de refuerzo. Como se observa en la Figura 16, las diferencias entre las respuestas obtenidas de OpenSees y los modelos analíticos son despreciables.

Figura 16

Relaciones esfuerzo – deformación de los materiales.



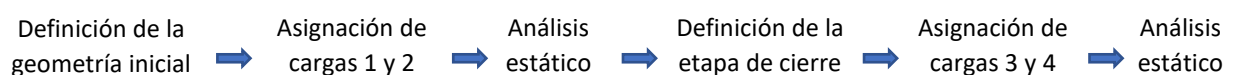
3.4.3. Cargas permanentes

Para realizar análisis sísmico no lineal es necesario incluir las cargas permanentes en los modelos, pues estas fuerzas actúan simultáneamente con el sismo. Sobre las columnas de los puentes viga cajón actúan cuatro tipos de carga que modifican el estado de fuerzas internas: (1) las cargas gravitacionales acumuladas a lo largo del proceso constructivo, (2) la carga de la dovela de cierre, (3) el tensionamiento de los cables de continuidad y (4) el peso propio de la carpeta de

rodamiento y de las instalaciones. Es importante tener en mente que los dos primeros tipos de carga ocurren cuando el puente es un sistema isostático con las columnas y vigas en voladizos y los dos siguientes cuando el puente es un sistema hiperestático, luego del cierre. En un sentido estricto, un modelo computacional para un puente viga cajón debe tener la capacidad de simular la evolución de las fuerzas internas que se desarrollan en los elementos a lo largo de su construcción y en la condición terminada. En ese sentido, se intentó simular estas condiciones de carga en un solo modelo en el programa OpenSees siguiendo el algoritmo lógico de la Figura 17. Se realizaron varias pruebas con diferentes estrategias de modelamiento, pero no se logró desarrollar un modelo que integrara las cuatro acciones de las dos diferentes configuraciones estructurales, puesto que al ejecutar el análisis estático el programa OpenSees por defecto asume que en la última configuración estructural definida es donde actúan todas las cargas. Esto conlleva a un error en la estimación de las fuerzas internas puesto que los casos de carga 1 y 2 actúan cuando la estructura se encuentra en condición isostática y por lo tanto las fuerzas que se desarrollan serán diferentes a si se aplican en el puente completo (condición hiperestática). A raíz de este hallazgo, se abandonó la idea de calcular e integrar las fuerzas internas de las columnas para las dos configuraciones y todo el análisis de cargas permanentes se realizó para la configuración completa de los puentes.

Figura 17

Estrategia para integrar en el análisis estático computacional las cargas gravitacionales que actúan en los puentes viga cajón durante el proceso constructivo y en condición completa.

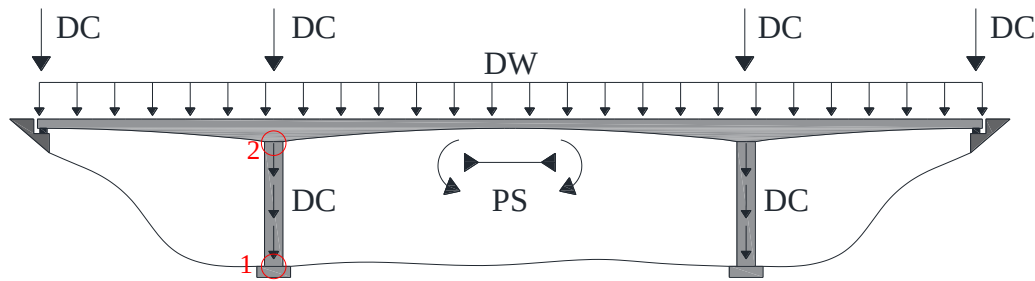


En la Figura 18 se muestran las fuerzas que se aplicaron a los puentes en la condición completa. Los momentos y axiales PS representan las fuerzas de preesfuerzo y los momentos flectores generados por la excentricidad entre la altura del eje neutro de las secciones de las vigas y la localización de los cables. La fuerza distribuida DW representa el peso propio de los acabados de la superestructura (carpeta de rodamiento e instalaciones) y las fuerzas distribuidas y puntuales DC corresponden al peso propio de las columnas y de la superestructura, respectivamente. Esta última se aplicó de manera puntual para evitar que se desarrollen momentos flectores y fuerzas cortantes en las columnas, el cual es el comportamiento típico de las fuerzas internas de las columnas durante la construcción balanceada de las vigas.

Los momentos que se generan en las columnas debido a la instalación de la dovela de cierre no se tuvieron en cuenta debido a la dificultad de modelamiento. En la Tabla 10 se muestran los momentos flectores (M_c) y la carga axial (A_c) en las secciones 1 y 2 de las columnas del puente $M1$ (Figura 18) calculados mediante el modelo de diseño. Observe que el momento flector debido a la carga muerta fue de aproximadamente 7.500 kN-m. Como se mostrará en la sección 6.2.3.5, el momento de plastificación efectivo de las secciones de las columnas (M_Y) es superior a 200.000 kN-m. Es decir, que el momento flector generado por la instalación de la dovela de cierre representa menos de 4% del momento de plastificación efectivo, condición para la cual el puente permanece en el rango lineal de material. Por lo tanto, es de esperarse que la decisión de no incluir el momento generado en las columnas por la dovela de cierre no afecte significativamente los resultados.

Figura 18

Fuerzas permanentes aplicadas a los puentes en condición completa modelados en OpenSees.

**Tabla 10**

Fuerzas en las secciones 1 y 2 del puente M1 calculadas en el modelo de diseño.

Sección	Fuerza	Fuerzas obtenidas del modelo de diseño			
		DC	DW	PS	Total
1	M_c (kN-m)	-7327	-7274	14093	-508
	A_c (kN)	-41098	-2373	155	-43316
2	M_c (kN-m)	7473	12439	-14621	5291
	A_c (kN)	-34400	-2373	155	-36618

En la Tabla 11 se presentan las fuerzas internas M_c y A_c de las secciones 1 y 2 de las columnas del puente M1 (Figura 18) calculadas mediante el modelo MDOF elástico de OpenSees. Al comparar los resultados de las Tablas 10 y 11 se encontró que las fuerzas M_c debido a DC presentan diferencias de hasta 80%. Esto era de esperarse puesto que en OpenSees no se está incluyendo el efecto de desbalance por la dovola de cierre. No obstante, tal como se mencionó anteriormente, el mayor momento flector debido a esta sollicitación (aproximadamente 7500 kN-m) representa menos de 4% del momento de plastificación efectivo, por lo que estos momentos no van a representar una fuente de error considerable en el análisis no lineal. Adicionalmente, para la carga DC las diferencias en las fuerzas axiales en las columnas fueron menores a 1%, siendo esta la fuerza interna que más incidencia tiene en los resultados de la respuesta no lineal de los

puentes. En cuanto al momento flector generado por *DW* y *PS*, se presentaron diferencias menores a 3% y 8%, respectivamente, por lo cual, sumado a lo anterior se puede corroborar que las estrategias que se emplearon para la asignación de cargas en OpenSees son una buena aproximación respecto al modelo de diseño.

Tabla 11

Fuerzas en las secciones 1 y 2 del puente M1 calculadas en OpenSees.

Sección	Fuerza	Modelo de OpenSees			
		<i>DC</i>	<i>DW</i>	<i>PS</i>	Total
1	M_c (kN-m)	-1356	-7794	13504	4355
	A_c (kN)	-40718	-2380	33	-43064
2	M_c (kN-m)	2378	12255	-15833	-1201
	A_c (kN)	-34687	-2380	33	-37034

3.5. Desarrollo de los modelos simplificados

Los modelos simplificados se desarrollaron a partir de sistemas MDOF, a saber, uno de 23 grados de libertad (Figura 19a) para los puentes en condición completa y de 14 grados de libertad (Figura 20a) para los puentes en construcción. En estos sistemas MDOF, las columnas y las vigas se representaron numéricamente mediante elementos tipo barra siguiendo la teoría clásica de vigas de Euler-Bernoulli, asumiendo que el comportamiento de los materiales es elástico - lineal, homogéneo e isotrópico. Siguiendo este principio se construyó la matriz de rigidez de cada elemento. Las uniones entre las vigas y las columnas se representaron mediante elementos rígidos que comparten los mismos grados de libertad rotacionales en sus extremos (grados de libertad de color azul en las Figuras 19a y 20a). El sistema cimentación-suelo se representó como un elemento barra cuyos términos de rigidez asociados a los grados de libertad libres (18 a 23 en la Figura 19a y 12 a 14 en la Figura 20a) se calcularon a partir de funciones de impedancia propuestas por

(Carbonari et al., 2018) (en la sección 5.6.2 se detalla este procedimiento). En los modelos en donde no se integró la rigidez del sistema cimentación-suelo se restringieron los grados de libertad de la cimentación.

Figura 19

Idealización estructural de los puentes en condición completa.

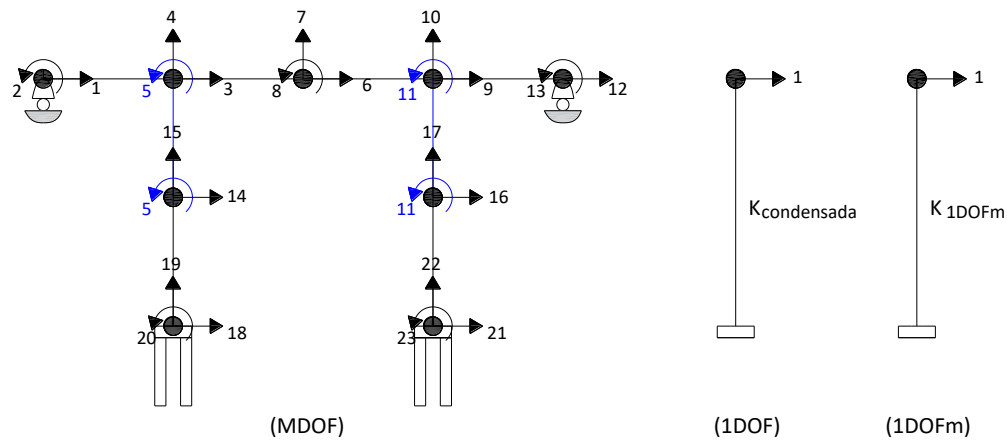
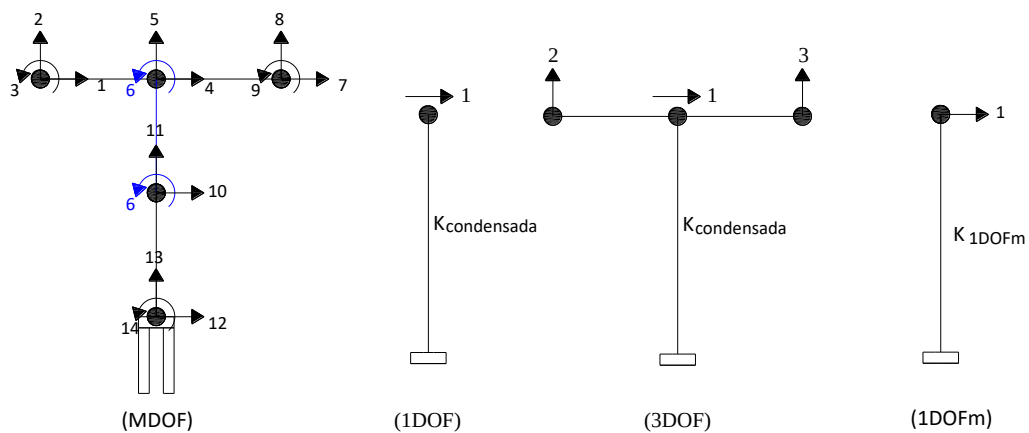


Figura 20

Idealización estructural de los puentes en construcción.



Para los puentes en la condición completa se desarrollaron dos modelos simplificados de un grado de libertad (Figura 19): el modelo 1DOF en donde la rigidez lateral se calculó condensando la rigidez del sistema MDOF y el modelo 1DOFm cuya rigidez lateral se determinó mediante la Ecuación (4). En este modelo se asume que la superestructura se comporta como un cuerpo rígido. La variable I_{eff} es la inercia efectiva de las columnas que se obtiene al multiplicar I_g por el factor α_{K1} .

Para los puentes en construcción se realizaron tres modelos simplificados (Figura 20): un modelo 1DOF y otro 3DOF cuyas rigideces laterales se calcularon condensando la matriz de rigidez del modelo MDOF; el tercer modelo simplificado consiste en un modelo 1DOFm cuya rigidez se calculó mediante la ecuación (5), donde h es la altura de la viga cabezal. En los modelos 1DOFm en condición completa y construcción con rigidez finita del suelo, la rigidez de la cimentación se sumó a la rigidez de la estructura como un sistema en serie. Este procedimiento se explica en la sección 5.6.2.

$$K_{1DOFm} = 12E_c I_{eff} \left(\frac{1}{H_1^3} + \frac{1}{H_2^3} \right) \quad (4)$$

$$K_{1DOFm} = 3E_c I_{eff} \frac{1}{(H + h)^3} \quad (5)$$

3.5.1. Rigidez de vigas y columnas

La matriz de rigidez de las columnas [K_c , ecuación (6)] en el sistema MDOF se construyó siguiendo la teoría de elementos prismáticos. La matriz de rigidez de las vigas se calculó mediante la ecuación (7), siguiendo la formulación presentada en Tena Colunga (Tena Colunga, 2007) para elementos con sección variable, la cual se basa en el método de la flexibilidad. Los términos de

esta matriz se calcularon con las ecuaciones (8) a (19), donde la inercia I_g y el área (A_g) de las vigas se describen como funciones continuas en función de la longitud.

$$[K_c] = \begin{bmatrix} \frac{12E_c I_{eff}}{H^3} & 0 & -\frac{6E_c I_{eff}}{H^2} & -\frac{12E_c I_{eff}}{H^3} & 0 & -\frac{6E_c I_{eff}}{H^2} \\ 0 & \frac{A_g E_c}{H} & 0 & 0 & -\frac{A_g E_c}{H} & 0 \\ -\frac{6E_c I_{eff}}{H^2} & 0 & \frac{4E_c I_{eff}}{H} & \frac{6E_c I_{eff}}{H^2} & 0 & \frac{2E_c I_{eff}}{H} \\ -\frac{12E_c I_{eff}}{H^3} & 0 & \frac{6E_c I_{eff}}{H^2} & \frac{12E_c I_{eff}}{H^3} & 0 & \frac{6E_c I_{eff}}{H^2} \\ 0 & -\frac{A_g E_c}{L} & 0 & 0 & \frac{A_g E_c}{H} & 0 \\ -\frac{6E_c I_{eff}}{H^2} & 0 & \frac{2E_c I_{eff}}{H} & \frac{6E_c I_{eff}}{H^2} & 0 & \frac{4E_c I_{eff}}{H} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$[K_v] = \begin{bmatrix} raz & 0 & 0 & -raz & 0 & 0 \\ 0 & raax & rabx & 0 & -raax & rbax \\ 0 & rabx & r11x & 0 & -rabx & r12x \\ -raz & 0 & 0 & raz & 0 & 0 \\ 0 & -raax & -rabx & 0 & raax & -rbax \\ 0 & rbax & r12x & 0 & -rbax & r22x \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$f_{11} = \int_0^L \frac{1}{E_c A_g(x)} dx \quad (8)$$

$$f_{22} = \int_0^L \frac{x^2}{E_c I_g(x)} dx \quad (9)$$

$$f_{26} = f_{62} = \int_0^L \frac{x}{E_c I_g(x)} dx \quad (10)$$

$$f_{66} = \int_0^L \frac{1}{E_c I_g(x)} dx \quad (11)$$

$$Det = f_{22} * f_{66} - f_{26}^2 \quad (12)$$

$$raz = \frac{1}{f_{11}} \quad (13)$$

$$r_{11x} = \frac{f_{22}}{Det} \quad (14)$$

$$r_{12x} = \frac{f_{26} * L - f_{22}}{Det} \quad (15)$$

$$r_{22x} = \frac{(f_{66} * L^2) - (2 * f_{26} * L) + f_{22}}{Det} \quad (16)$$

$$r_{aax} = \frac{r_{11x} + r_{22x} + 2 * r_{12x}}{L^2} \quad (17)$$

$$r_{abx} = \frac{r_{11x} + r_{12x}}{L} \quad (18)$$

$$r_{bax} = \frac{r_{22x} + r_{12x}}{L} \quad (19)$$

3.5.2. Rigidez del conjunto cimiento-suelo

La matriz de rigidez de la cimentación (K_f) de los sistemas MDOF se calculó mediante las ecuaciones (20) a (27) propuestas por (Carbonari et al., 2018), las cuales tienen en cuenta el acople que existe entre los desplazamientos laterales y la rotación en la parte superior del dado de cimentación (Figura 21). Las variables ρ_s y V_s representan la densidad y la velocidad de onda de cortante del suelo, las cuales se tomaron del estudio de suelos del puente de referencia ($\rho_s = 1835$ kg/m³ y $V_s = 180$ m/s); ρ_c es la densidad del concreto de los pilotes, tomada como 2400 kg/m³; d , s y L_p son el diámetro, la separación y la longitud de los pilotes, tomados como $d = 2.5$ m, $s = 7.5$ m y $L_p = 20$ m. Los factores α , β , χ , δ , ε y ϕ utilizados para calcular las variables $\Omega_{1,4,7,10}$ se encuentran en los anexos de (Carbonari et al., 2018), los cuales dependen del número de pilotes de la cimentación. En la Tabla 12 se presentan los factores empleados en esta investigación.

$$[K_f] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 \\ k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 + k_{2h} & k_{2h}h_{k2} \\ 0 & k_{2h}h_{k2} & k_{r3} + k_{3h}h_{k3}^2 \end{bmatrix} \quad (20)$$

$$k_1 = \rho_s V_s^2 d \Omega_{10} \quad (21)$$

$$k_2 = \rho_s V_s^2 d \left(\Omega_1 - \frac{\Omega_4 d}{h_{k2}} \right) \quad (22)$$

$$k_{ih} = \frac{\rho_s V_s^2 d^2}{h_{ki}} \Omega_4 \quad (23)$$

$$k_{r3} = \rho_s V_s^2 d^3 \left(\Omega_7 - \frac{\Omega_4 h_{k3}}{d} \right) \quad (24)$$

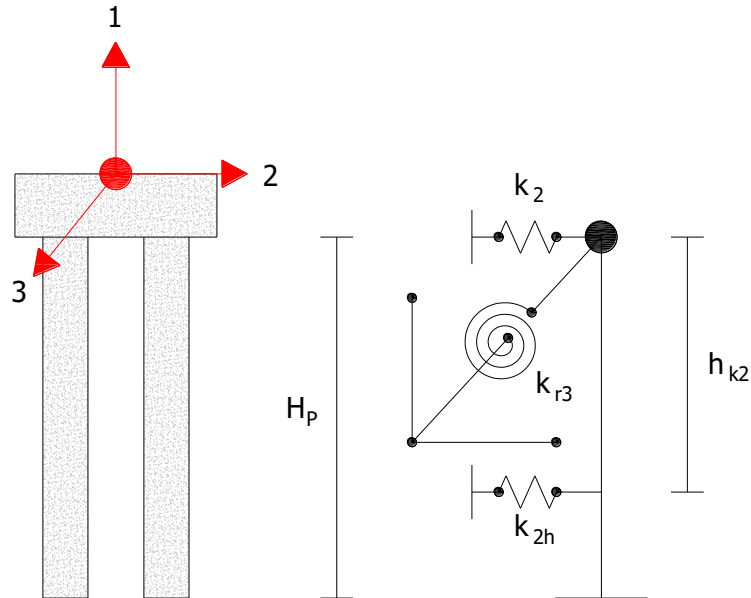
$$\begin{cases} \text{sgn } h_{ki} = \text{sgn } \Omega_4 \\ \left| \frac{\Omega_4}{\Omega_1} \right| d \leq |h_{ki}| \leq \left| \frac{\Omega_7}{\Omega_4} \right| d \end{cases} \quad (25)$$

$$\Omega_{1,4} = \alpha_i \left(\frac{s}{d} \right)^{\beta_i} \left(\frac{\rho_c}{\rho_s} \right)^{\chi_i} \left(\frac{E_c}{\rho_s V_s^2} \right)^{\delta_i} \quad (26)$$

$$\Omega_{7,10} = \alpha_i \left(\frac{s}{d} \right)^{\beta_i} \left(\frac{\rho_c}{\rho_s} \right)^{\chi_i} \left(\frac{E_c}{\rho_s V_s^2} \right)^{\delta_i} \left(\frac{H_P}{d} \right)^{\varepsilon_i \ln \left(\phi_i \frac{E_c}{\rho_s V_s^2} \right)} \quad (27)$$

Figura 21

Idealización estructural del conjunto cimiento-suelo.



Nota. Adaptado de (Carbonari et al., 2018).

Tabla 12*Factores empleados para calcular las variables Ω .*

Factores	Ω_1	Ω_4	Ω_7	Ω_{10}
α	3.95996	1.15532	58.66273	103.94484
β	0.20424	0.13669	1.30072	0.20333
χ	-0.01111	-0.02556	-0.34775	0.73434
δ	0.21061	0.47473	-0.02516	-0.48531
ε	0	0	0.16181	0.20567
ϕ	0	0	0.00822	0.03782

Como se mencionó anteriormente, para los modelos 1DOFm en condición completa y construcción que involucran la rigidez del conjunto cimiento – suelo, la rigidez de la cimentación se sumó a la rigidez de la estructura como un sistema en serie. Para poder sumar la rigidez de ambos sistemas (suelo y estructura), ambas deben representar la relación fuerza vs. el desplazamiento de la superestructura. Existen dos movimientos en la cimentación que inducen desplazamientos laterales en la superestructura de los puentes: el desplazamiento y la rotación en la base. La contribución en la rigidez lateral de los puentes debido a los desplazamientos en la cimentación se calculó condensando la matriz de rigidez de la cimentación [Ecuación (28)]. Bajo esta premisa se asume que los puentes se comportan como un cuerpo rígido ante los desplazamientos en la base. Para relacionar la rigidez rotacional de la cimentación con los desplazamientos laterales de los puentes, se determinó la rigidez rotacional de la cimentación en función de sus grados de libertad (Figura 19) [ecuación (29)] y aplicando rotaciones unitarias en la base se determinó la fuerza cortante en la base y los desplazamientos en la superestructura asumiendo que esta se comporta como un cuerpo rígido. A partir de este análisis, se encontraron las ecuaciones (30) y (31), las cuales representan la relación fuerza cortante vs. desplazamientos en la superestructura debido a la rotación de la cimentación de los puentes en condición completa

y en construcción. La rigidez lateral del conjunto cimiento-suelo se calculó de forma simplificada sumando los términos K_2 y K'_2 .

$$K_2 = k_2 + k_{2h} - \frac{k_{2h}^2 h_{k2}^2}{k_{r3} + k_{3h} h_{k3}^2} \quad (28)$$

$$K_{r3} = k_{r3} + k_{3h} h_{k3}^2 - \frac{k_{2h}^2 h_{k2}^2}{k_2 + k_{2h}} \quad (29)$$

$$K'_{2,completa} = \frac{2K_{r3}(1 + \kappa^3)}{\kappa^3 H(H + h)} \quad (30)$$

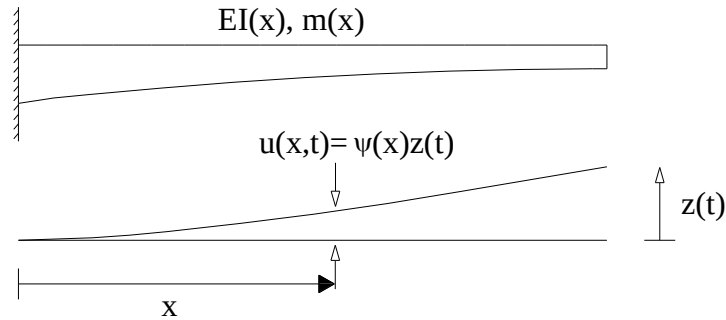
$$K'_{2,construcción} = \frac{K_{r3}}{(\kappa H + h)^2} \quad (31)$$

3.5.3. Matriz de masa

Los modelos simplificados se analizaron como sistemas con masas concentradas. En los modelos 1DOF de todos los puentes y en los modelos 1DOFm de los puentes en condición completa se concentró la masa de la superestructura más la mitad de la masa de las columnas. En los modelos 3DOF de los puentes en construcción se empleó el mismo procedimiento para concentrar la masa del grado de libertad lateral, mientras que la masa de los grados de libertad verticales se calculó mediante la ecuación (32). Esta ecuación se basa en el principio de los sistemas generalizados de un grado de libertad (capítulo 8.1 en (Chopra, 1995)) (Figura 22), en donde $m(x)$ es la función que describe la masa de la viga a lo largo de su longitud y $\psi(x)$ es la forma modal del modo de vibración fundamental de los voladizos. Ambas funciones se determinaron aplicando regresiones cuadráticas sobre los datos respectivos obtenidos en los modelos de diseño.

Figura 22

Representación del sistema generalizado de 1GDL para una viga en voladizo.



$$\tilde{m} = \int_0^L m(x) [\psi(x)]^2 dx \quad (32)$$

La masa de los modelos 1DOFm de los puentes en construcción se calculó mediante las ecuaciones (33) a (36) empleando el principio de conservación de la energía. Una vez definidos los modelos 3DOF, se realizaron análisis lineales dinámicos cronológicos (LDA) implementando cada uno de los registros seleccionados. Durante cada registro se calculó la energía cinética en el instante de tiempo en donde la velocidad del grado de libertad lateral es máxima y la energía potencial en el instante de tiempo en donde el desplazamiento del GDL lateral es máximo. Igualando ambos términos se despejó la masa que actúa durante cada registro y posteriormente se calculó el promedio entre la masa calculada para todos los registros, la cual en adelante se llamará masa lateral equivalente (m_e). Aunque este procedimiento se empleó para un modelo simplificado del puente en construcción, su desarrollo requiere del análisis previo de un sistema más complejo, lo cual es una limitante en la búsqueda de simplicidad y eficiencia. Sin embargo, la determinación de la masa lateral equivalente mediante este método permitirá comparar con la calculada para los

modelos 1DOF, y así determinar si al modificar la masa concentrada en los sistemas de un grado de libertad se puede mejorar su capacidad de predicción de los desplazamientos.

$$E_{Total} = E_{Potencial} + E_{cinética} \quad (33)$$

$$E_{Potencial} = \frac{1}{2} m_e v_m^2 \quad (34)$$

$$E_{cinética} = \frac{1}{2} K u_m^2 \quad (35)$$

$$m_e = K \left(\frac{u_m}{v_m} \right)^2 \quad (36)$$

3.6. Análisis estructural

3.6.1. Análisis modal, multimodal espectral y lineal cronológico

Como se mencionó en la introducción de este trabajo, los puentes se analizaron sísmicamente en la dirección longitudinal. Las características dinámicas de los puentes y las demandas de desplazamiento espectral (Δ_D) debido al sismo de diseño se determinaron a partir del análisis modal y multimodal espectral. En los modelos computacionales detallados, estos análisis se realizaron en los modelos MDOF elásticos empleando comandos de OpenSees y operaciones numéricas básicas adicionales. En cambio, en los modelos simplificados de un grado de libertad se empleó el siguiente planteamiento: la ecuación (37) describe el problema del movimiento en vibración libre para los sistemas de 1GDL y 1GDLm, donde $\mathbf{m}$ y $\mathbf{K}$ son la masa y la rigidez efectivas y u es el desplazamiento en el instante de tiempo t . El periodo de vibración (T), la frecuencia angular (ω) y la demanda de desplazamiento espectral (Δ_D) de estos sistemas simplificados se calcularon de forma directa mediante las ecuaciones (38) a (40), donde g y S_a

representan la aceleración de la gravedad y la demanda de aceleración espectral obtenida del espectro de diseño para el periodo T , respectivamente.

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0 \quad (37)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad (38)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K_e}{m_e}} \quad (39)$$

$$\Delta_D = S_a g \omega^2 \quad (40)$$

Para los sistemas simplificados de múltiples grados de libertad el cálculo de las frecuencias angulares y las formas de los modos de vibración (Φ) requieren que se resuelva el problema característico de la ecuación (41), donde n , $\mathbf{K}$ y $\mathbf{m}$ representan el número de grados de libertad y las matrices de rigidez y masa del sistema. Esta ecuación tiene solución analítica. Sin embargo, usualmente se emplean métodos numéricos para resolverla, principalmente en sistemas que contienen un gran número de grados de libertad porque el cálculo directo demanda un alto costo computacional y los resultados de las frecuencias son susceptibles a errores debido al redondeo de coeficientes. En esta investigación se empleó el método numérico de solución *iteración vectorial inverso* (Chopra, 1995) para determinar Φ . Las demandas de desplazamiento espectral de los n modos de vibración se calcularon mediante las ecuaciones (42) a (44) y posteriormente se sumaron mediante el método de la suma de la raíz de los cuadrados (SRSS). En estas ecuaciones las variables Γ y η son los coeficientes de participación modal y los factores de contribución espectral, y λ es la matriz de dirección de los GDL.

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{m}] \Phi_n = 0 \quad (41)$$

$$\Gamma_n = \frac{\{\Phi\}^T [m] \{\lambda\}}{\{\Phi\}^T [m] \{\Phi\}} \quad (42)$$

$$\eta_n = \Gamma_n \frac{S_{a,n} g}{\omega_n^2} \quad (43)$$

$$\Delta_{D,n} = \eta_n \Phi \quad (44)$$

El análisis LDA se realizó empleando los registros sísmicos seleccionados. Para resolver el problema del movimiento en los modelos simplificados se empleó el método numérico de Newmark para sistemas de uno y múltiples grados de libertad (Chopra, 1995). Sobre cada puente en todas las condiciones se identificaron los desplazamientos máximos durante cada registro y posteriormente se calculó el promedio de estos desplazamientos, denotado como Δ_{LDA} .

3.6.2. Análisis no lineal estático pushover

El análisis no lineal estático o análisis “pushover” es un método de análisis estructural que consiste en aplicar cargas laterales incrementales sobre el modelo numérico de una estructura hasta que se alcance un desplazamiento objetivo o el método numérico de solución pierda convergencia. El resultado de este análisis es la curva de capacidad de la estructura que representa la relación entre la fuerza cortante aplicada contra el desplazamiento que se presenta en un punto de control.

En este trabajo se realizó el análisis pushover para estimar las curvas de capacidad de los puentes en todas las condiciones. Para los puentes durante construcción este análisis se realizó incluyendo efectos P-delta, mientras que para las condiciones completas se realizaron dos corridas del análisis; la primera sin incluir efectos P-delta y la segunda incluyéndolos. A partir de las curvas de capacidad de los puentes completos se determinaron tres idealizaciones simplificadas, de las

cuales dos se utilizaron para alimentar los modelos 1DOF inelásticos discutidos en la Sec. 5.7.3.2. Las idealizaciones 1 y 2 son las más detalladas y a su vez las más complejas de construir porque su insumo es la curva de capacidad calculada a partir de los modelos MDOF con efectos P-delta. La idealización 1 consistió en una representación bilineal con un tramo inicial de pendiente V_y/Δ_y , que representan el cortante basal y el desplazamiento lateral en el instante que ocurre la primera fluencia del acero longitudinal de las columnas, seguida de un tramo secundario de resistencia constante entre el desplazamiento de plastificación efectivo (Δ_y) y el último (Δ_u) (Figura 23). El principio de esta idealización se basa en que la energía de deformación después de Δ_y debe ser la misma que la calculada en la curva de capacidad calculada en el modelo de referencia.

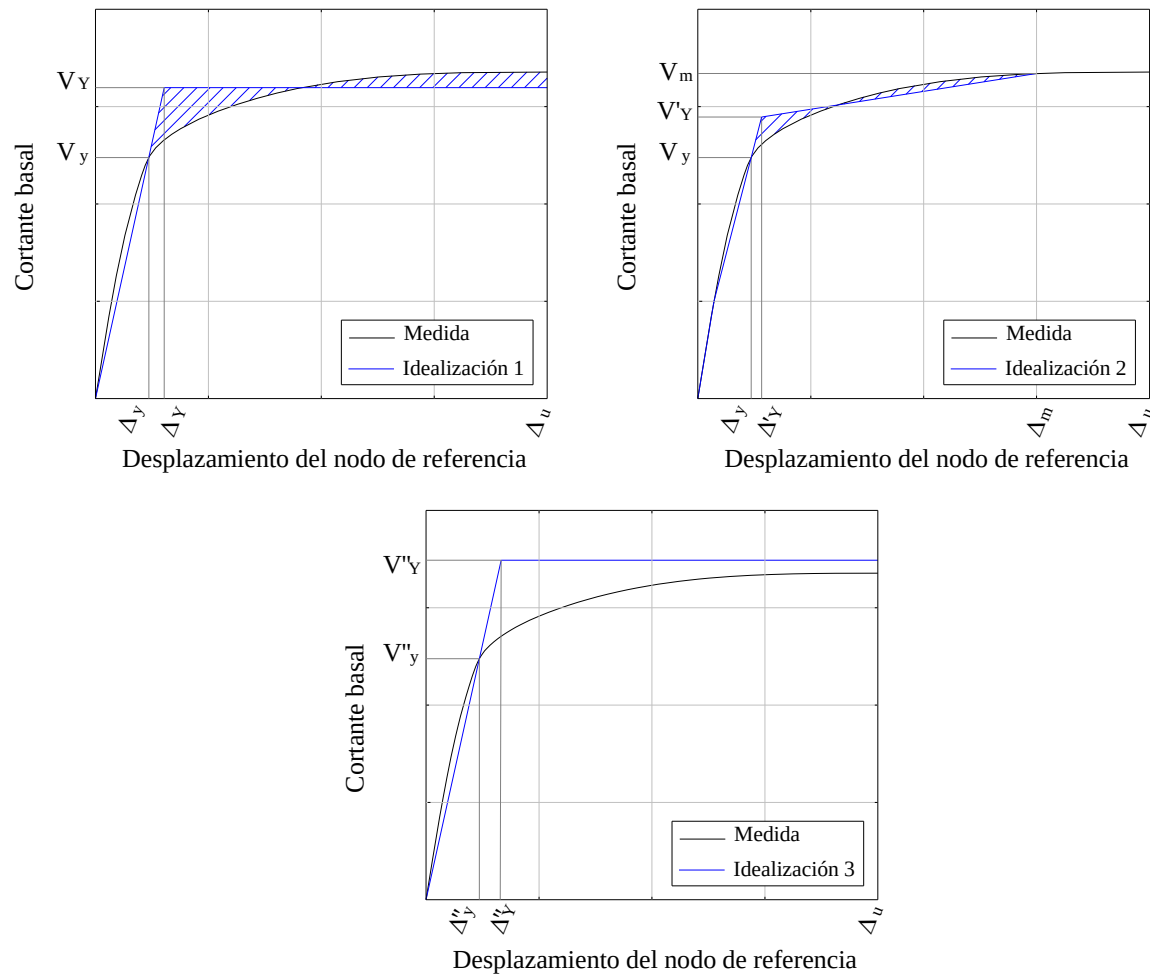
La idealización 2 consiste en una representación trilateral de la curva de capacidad del modelo MDOF con un tramo inicial desde el origen hasta el punto para el cual el concreto del recubrimiento supera el esfuerzo de rotura y un segundo y tercer tramo que adoptan el mismo principio de balance energético de la idealización 1, con la diferencia de que en esta idealización la incursión inelástica después del desplazamiento de plastificación efectivo (Δ'_y) presenta rigidez por endurecimiento hasta el punto de máxima resistencia de la estructura (V_m y Δ_m) (Figura 23).

Por otro lado, la idealización 3 es una simplificación de las curvas de capacidad en donde se asume que la superestructura de los puentes se comporta como un cuerpo rígido. Los puntos críticos de esta idealización se calcularon mediante las ecuaciones (45) a (48), los cuales dependen de la geometría de los puentes y del momento (M_y) y la curvatura (Φ_y) de plastificación de las secciones de las columnas. Estas dos últimas variables se determinaron empleando el mismo principio de la idealización 1, pero sobre los diagramas momento vs. curvatura de las secciones de las columnas. Las ecuaciones utilizadas para construir esta idealización se basan en un análisis numérico de primer orden y no integran la flexibilidad adicional que se pueda presentar debido a

los efectos P-delta. Por lo tanto, es de esperarse que el cortante plástico efectivo calculado mediante esta idealización sobreestime el cortante plástico calculado mediante un análisis pushover detallado incluyendo efectos P-delta (Figura 23).

Figura 23

Idealización de las curvas de capacidad.



$$V''_y = \frac{2M_Y}{\kappa H} + \frac{2\kappa^2 M_Y}{H} \quad (45)$$

$$\Delta''_y = \frac{\Phi_Y(\kappa H)^2}{6} \quad (46)$$

$$V''_Y = \frac{2M_Y}{\kappa H} + \frac{2M_Y}{H} \quad (47)$$

$$\Delta''_Y = \frac{V''_Y}{(V''_Y/\Delta''_Y)} \quad (48)$$

3.6.3. Análisis no lineal cronológico

Sobre los modelos detallados MDOF inelásticos se realizó NLDA sometiendo los puentes en todas sus condiciones a los siete registros sísmicos seleccionados. A partir de este análisis se identificaron los valores máximos de las deformaciones unitarias del acero, las curvaturas en las secciones de los extremos de las columnas y los desplazamientos laterales en la superestructura. Los resultados máximos de los registros sísmicos se promediaron para obtener las demandas de desplazamiento (Δ_{NLDA}) y curvatura (Φ_{NLDA}) que experimentaron los puentes. Con estos promedios se calcularon las demandas de ductilidad de desplazamiento (μ_Δ) y curvatura (μ_Φ), dividiendo las demandas contra la medida respectiva en el inicio de plastificación. Para el caso de los desplazamientos, el inicio de la plastificación corresponde al desplazamiento de plastificación efectivo Δ_Y de la idealización 1 de las curvas de capacidad. Para las curvaturas se empleó Φ_Y como la medida de inicio de plastificación. Luego de realizar los análisis NLDA en los modelos MDOF inelásticos (modelos detallados de OpenSees) se emplearon dos estrategias para estimar la historia de desplazamientos y los desplazamientos máximos en los modelos simplificados. La primera se implementó sobre los modelos elásticos 1DOF de los puentes completos y 3DOF de los puentes en construcción, la cual consistió en realizar análisis lineales dinámicos modificando la rigidez de las columnas de los puentes. La segunda alternativa consistió en un método numérico que reproduce la pérdida de rigidez una vez se alcanza el desplazamiento de plastificación efectivo.

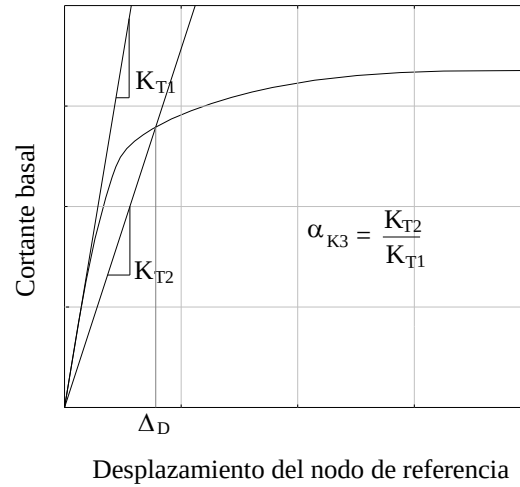
Esta segunda alternativa solo se implementó sobre los modelos 1DOF de los puentes completos porque cómo se discute más adelante, para las etapas constructivas la incursión inelástica fue poco representativa durante los registros sísmicos. En las siguientes subsecciones se detallan dichas estrategias.

3.6.3.1. Estimación de la respuesta máxima no lineal mediante análisis lineal elástico

El cálculo de los desplazamientos a lo largo del tiempo siguiendo este enfoque se realizó mediante LDA modificando la inercia de las columnas de los prototipos. Para esto se emplearon tres factores diferentes de modificación de la inercia bruta de las columnas. El primer factor (α_{K1}) se calculó mediante la ecuación (3), cuyo procedimiento se explica en la sección 5.5.1. El segundo factor (α_{K2}) se calculó mediante la ecuación (49) siguiendo las recomendaciones del artículo C3.4.2 de los criterios para el diseño sísmico del departamento de transporte de California, Estados Unidos (Caltrans) (Caltrans, 2019). En esta sección, Caltrans establece que la inercia efectiva de las columnas de los puentes para análisis sísmicos se puede estimar mediante la ecuación (50), donde P es la carga axial actuante en la columna y a y b son coeficientes que se calculan mediante las ecuaciones (51) y (52), respectivamente. El tercer factor (α_{K3}) se calculó mediante la ecuación (53), donde K_{T1} es la pendiente inicial de las curvas de capacidad con efectos P-delta y K_{T2} es la pendiente de la línea secante con la demanda de desplazamiento espectral (Δ_D) (Figura 24). La intención de este factor es aproximar la reducción de la rigidez de las columnas debido al agrietamiento causado por Δ_D .

Figura 24

Cálculo del factor de modificación de la rigidez a partir de las curvas de capacidad medidas.



$$\alpha_{K2} = \frac{I_{eff}}{I_g} \quad (49)$$

$$I_{eff} = \left(a + \frac{\frac{P}{f'_c A_g} - 0.05}{0.2} (b - a) \right) I_g \quad (50)$$

$$a = 0.32 + 12 \left(\frac{A_s}{A_g} - 0.01 \right) \quad (51)$$

$$b = 0.42 + 9 \left(\frac{A_s}{A_g} - 0.01 \right) \quad (52)$$

$$\alpha_{K3} = \frac{K_{T2}}{K_{T1}} \quad (53)$$

3.6.3.2. Estimación de la respuesta máxima mediante modelos no lineales de 1DOF

La ecuación (54) describe el problema del movimiento para un sistema 1DOF sometido a una fuerza externa p . En esta ecuación, el termino f_s representa la fuerza restauradora, la cual es una función implícita no lineal de la variable u . Para resolver esta ecuación se empleó el método

numérico de Newmark, utilizando el método de Newton-Raphson modificado para el análisis de estabilidad del sistema no lineal. La respuesta inelástica del sistema ante los ciclos de carga y descarga durante los registros sísmicos se representó mediante modelos de histéresis descritos a continuación.

$$m_e \ddot{u} + c \dot{u} + f_s = p \quad (54)$$

Modelos de histéresis

La respuesta inelástica de los puentes se simuló mediante modelos de histéresis que representan la relación fuerza vs. desplazamiento durante los ciclos de carga y descarga inducidos por los movimientos sísmicos. Aunque existen varios modelos para representar la respuesta histerética de elementos de concreto reforzado (Sengupta & Li, 2017), en esta investigación se implementaron cuatro modelos de histéresis, tres de ellos ilustrados en la Figura 25. El modelo más básico, desarrollado por Veletsos et al. (Veletsos et al., 1965), consiste en una relación elástica perfectamente plástica (EPP) cuya rigidez de carga y descarga es la misma. El siguiente modelo es el denominado Q-Hysteretic (QHyst), desarrollado por Saiidi and Sozen (Saiidi & Sozen, 1979), en donde la rigidez de descarga depende de la rigidez inicial multiplicada por un factor α_Q , calculado mediante la ecuación (54). Este factor es función de la deformación de plastificación efectiva y de la máxima deformación experimentada por el sistema (u_m). El tercero es el modelo de histéresis “Pivot”, desarrollado por Dowell et al. (Dowell et al., 1998). En este modelo hay dos puntos de pivote que definen la respuesta cíclica de la estructura. El primer punto (punto de pivote primario, $P1$) controla la rigidez de descarga y el segundo punto (punto de pivote de *pinching*, PP) controla la rigidez de recarga. Ambos puntos se ubican en la línea de trayectoria de la rigidez

inicial y son dependientes de la fuerza de plastificación efectiva (V_Y) y de los parámetros α_P y β_P que se calculan con las ecuaciones (55) y (56), según la recomendación de Sharma et al. (Sharma et al., 2013). Para la implementación de los modelos descritos se empleó la idealización 1 de las curvas de capacidad (Sec. 5.7.2). El cuarto modelo de histéresis es una variación del modelo Pivot en donde se emplea la envolvente de la idealización 2 de las curvas de capacidad (Sec. 5.7.2). La idea de esta variación es estudiar la precisión de los modelos simplificados al integrar la rigidez inicial sin agrietamiento de las columnas de los puentes. Este modelo se ejecutó en el programa SAP2000.

Además, con la intención de estudiar la precisión de estos modelos simplificados ante diferentes niveles de demanda de ductilidad de desplazamiento, adicional a los casos de estudio “Caso 1” en el cual se asumió un valor de amortiguamiento de los puentes de 5% y “Caso 2” cuyos valores de amortiguamiento se definieron en 1% y 2% para los puentes en construcción y en condición completa (Sec. 5.4.), se realizó un “Caso 3” en el cual las aceleraciones de los registros sísmicos se amplificaron por un factor de dos, manteniendo el mismo amortiguamiento del caso 1.

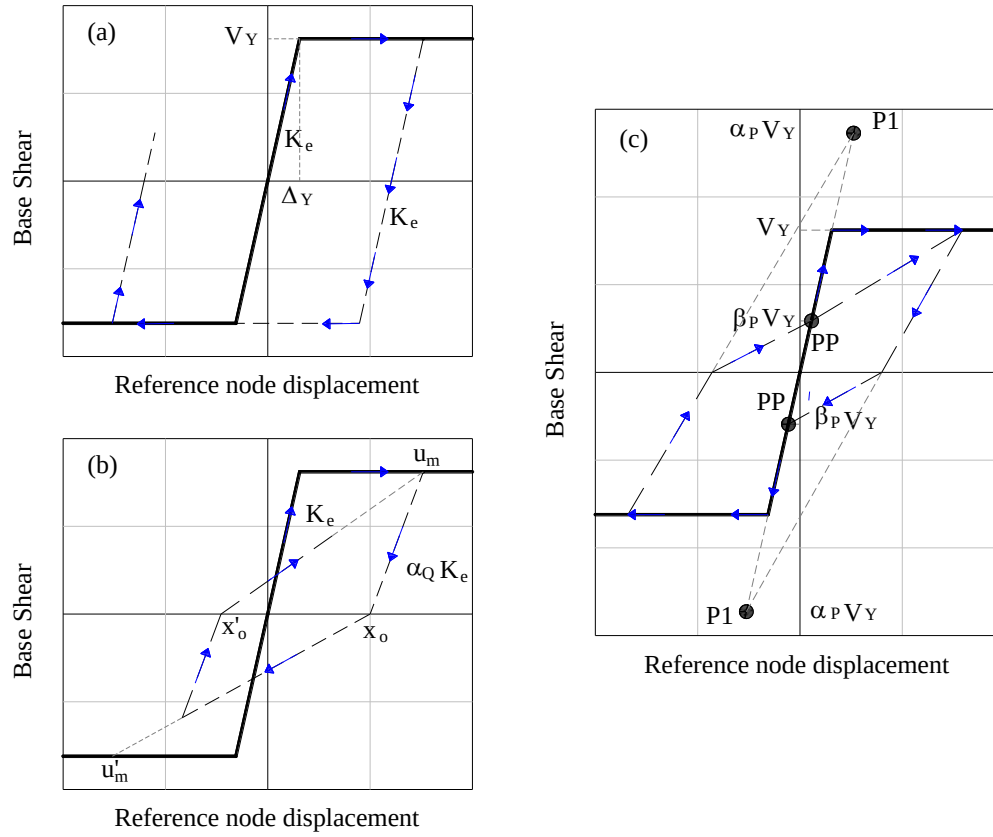
$$\alpha_Q = \left(\frac{\Delta_Y}{u_m} \right)^{0.5} \quad (55)$$

$$\alpha_P = 0.170 * (\rho_l) * \left(\frac{P}{f'_c A_g} \right)^{-1} + 0.415 \quad (56)$$

$$\beta_P = 0.485 * (\rho_{sh})^{0.2} * \left(\frac{P}{f'_c A_g} \right)^{0.25} + 0.115 \quad (57)$$

Figura 25

Modelos de histéresis: (a) EPP, (b) Q-Hyst, y (c) Pivot.



4. Resultados

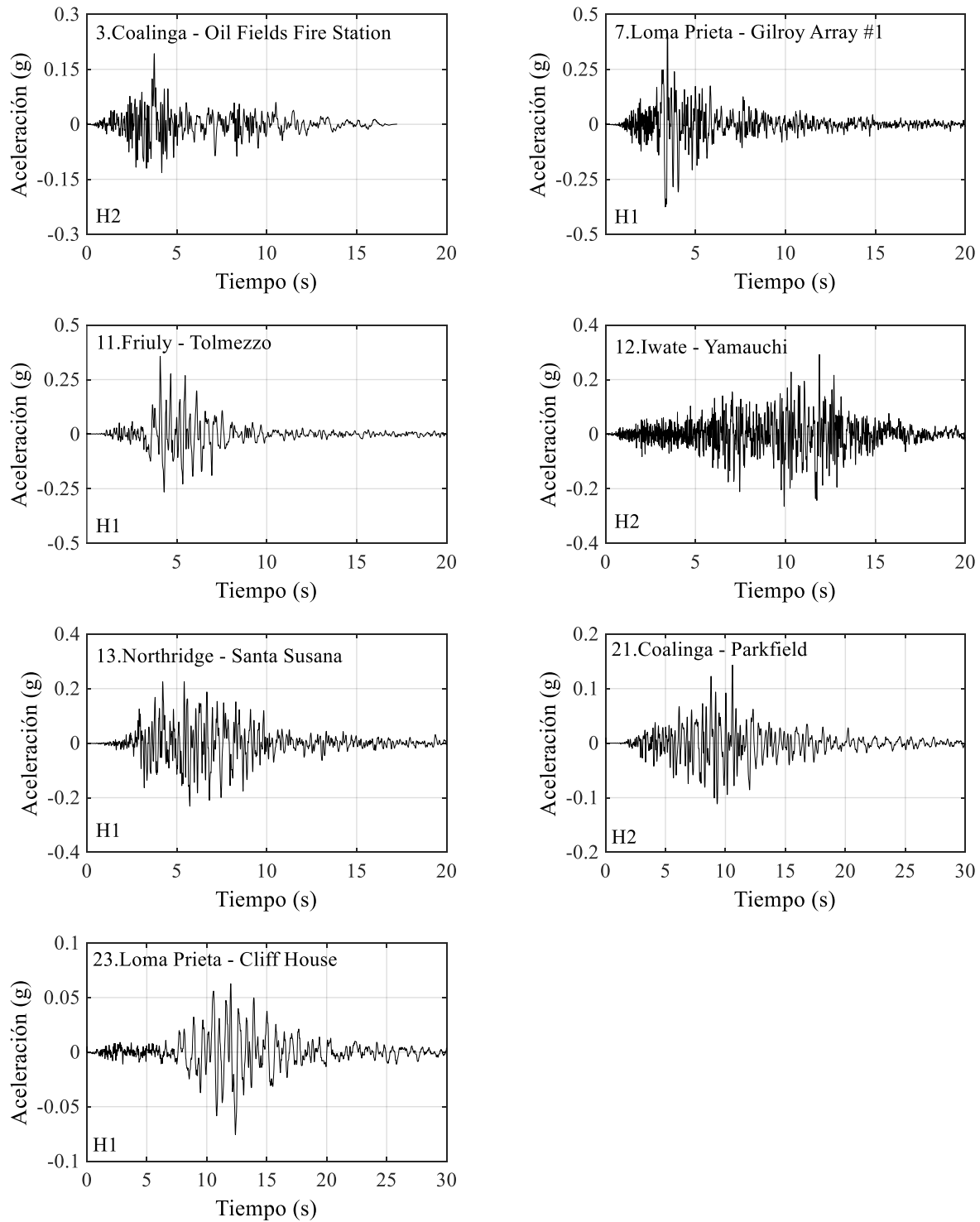
En esta sección se presentan las trazas de aceleración de los registros sísmicos seleccionados y los espectros de respuesta de estos registros para cada una de las condiciones de los puentes estudiados. Posteriormente, se discuten los resultados obtenidos a partir de los análisis elásticos e inelásticos realizados en el software OpenSees (modelos detallados o de referencia) y los resultados obtenidos mediante los modelos simplificados que se desarrollaron en el software Matlab. Estos últimos se compararon con los resultados encontrados en los modelos de referencia.

4.1. Registros sísmicos seleccionados

La Figura 26 muestra las trazas de aceleración sin escalar de los siete registros que fueron seleccionados según el criterio de selección descrito en la sección 5.3. En la parte inferior de cada gráfica aparece la referencia de su componente horizontal original ($H1$ o $H2$, siguiendo la nomenclatura del PEER) y en la parte superior el nombre del registro sísmico con la numeración que se le asignó según las Tablas 4 y 5. En adelante estos registros se numerarán del uno al siete.

Figura 26

Trazas de aceleración de los registros sísmicos seleccionados.



En la Tabla 13 se presentan los factores de escala que se utilizaron para ajustar los espectros de los registros seleccionados con los espectros de diseño calculados según el CCP-14, para el puente *M1* completo y para sus etapas *C1* y *C2*. La Figura 27 muestra los espectros de respuesta en todas las condiciones, en la cual las líneas negra y roja representan el espectro promedio de los registros sísmicos y el espectro de diseño para cada condición, respectivamente. Además, la línea azul indica el periodo predominante de vibración de los puentes, los cuales se discuten en la siguiente sección. Sobre la gráfica del puente completo y de la etapa *C2*, esta línea se encuentra justo en medio de la franja de periodos de interés. En la gráfica de la etapa *C1* la franja está limitada por el umbral de periodos largos, T_L , lo que generó que la línea del periodo predominante estuviera más cerca de este límite. Una de las virtudes del método de escalamiento lineal empleado es que el error cuadrático medio (ECM) tiende a ser cercano a cero en la mitad de la franja de interés en donde coincide con el periodo empleado para determinarla (siempre y cuando la franja no se vea limitada por T_L). Esto indica que, ante el periodo esperado de la estructura, la amenaza sísmica de los registros tiende a ser equivalente a la del espectro de respuesta de diseño.

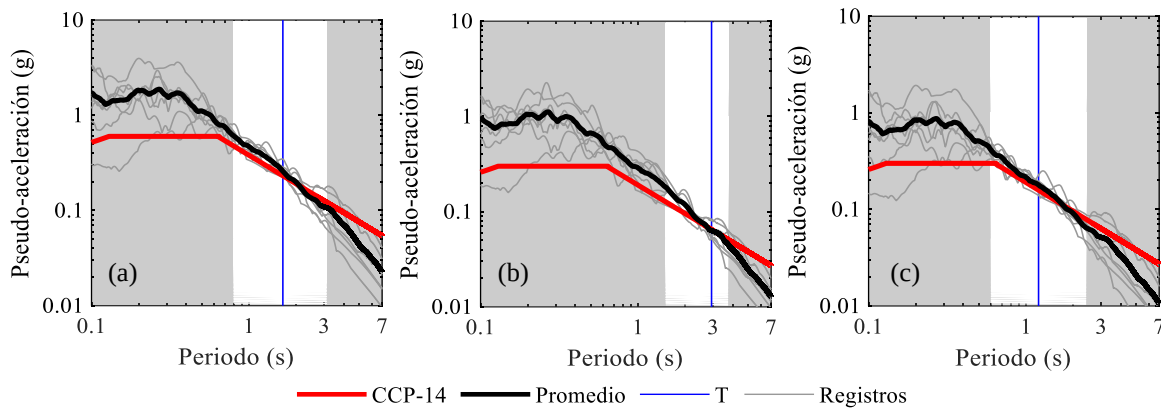
Tabla 13

Factores de escala para los registros del prototipo M1.

N°	Sismo	Estación	<i>M1</i> completo	<i>C1</i>	<i>C2</i>
1	Coalinga	Oil Fields Fire Station	3.21	2.04	1.43
2	Loma Prieta	Gilroy Array #1	3.00	1.47	1.46
3	Friuli Italy	Tolmezzo	2.26	1.73	1.00
4	Iwate Japan	Yamauchi Tsuchibuchi	3.18	1.50	1.64
5	Northridge	Santa Susana Ground	2.24	1.24	1.00
6	Coalinga	Parkfield	3.69	2.50	1.50
7	Loma Prieta	SF - Cliff House	3.51	2.16	1.68

Figura 27

Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M1 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.



En los análisis NLDA el periodo de vibración predominante de los puentes cambia a lo largo del tiempo en función del nivel de agrietamiento. Por lo tanto, es de esperarse que los resultados de fuerzas, desplazamientos y deformaciones superen o por el contrario subestimen los asociados al periodo esperado de la estructura, dadas las diferencias entre las pseudo-aceleraciones de los espectros de los registros con las del espectro de diseño en el dominio de las franjas de interés. Para solventar esta falencia, algunos autores recomiendan emplear métodos de ajuste perfecto (Alatik & Abrahamson, 2010). Sin embargo, estos métodos se deben emplear con cautela puesto que, al modificar las amplitudes de los registros con la finalidad de lograr el ajuste espectral, se pueden crear trazas de aceleración alejadas de la realidad.

A continuación, se presentan las gráficas de los espectros de respuesta de los puentes restantes (Figuras 28 a 30) junto con la tabla respectiva de los factores de escala. Dentro de la franja de interés de los espectros de las etapas C2 de los puentes M2 y M4 se cubrió una parte importante de la meseta del espectro de respuesta de diseño. En esta zona la mayoría de los espectros de los registros presentan mayores valores de pseudo-aceleración que las del espectro de

diseño, lo que podría representar una sobreestimación de las fuerzas y desplazamientos de los puentes en esta condición siempre y cuando durante los análisis NLDA el periodo predominante de los puentes sea menor al esperado.

Tabla 14

Factores de escala para los registros del prototipo M2.

N°	Sismo	Estación	M2 completo	C1	C2
1	Coalinga	Oil Fields Fire Station	2.90	1.80	1.42
2	Loma Prieta	Gilroy Array #1	2.99	1.61	1.11
3	Friuli Italy	Tolmezzo	2.03	1.36	0.81
4	Iwate Japan	Yamauchi Tsuchibuchi	3.34	1.58	1.49
5	Northridge	Santa Susana Ground	2.04	1.20	0.91
6	Coalinga	Parkfield	3.34	2.10	1.50
7	Loma Prieta	SF - Cliff House	3.37	1.82	1.52

Figura 28

Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M2 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.

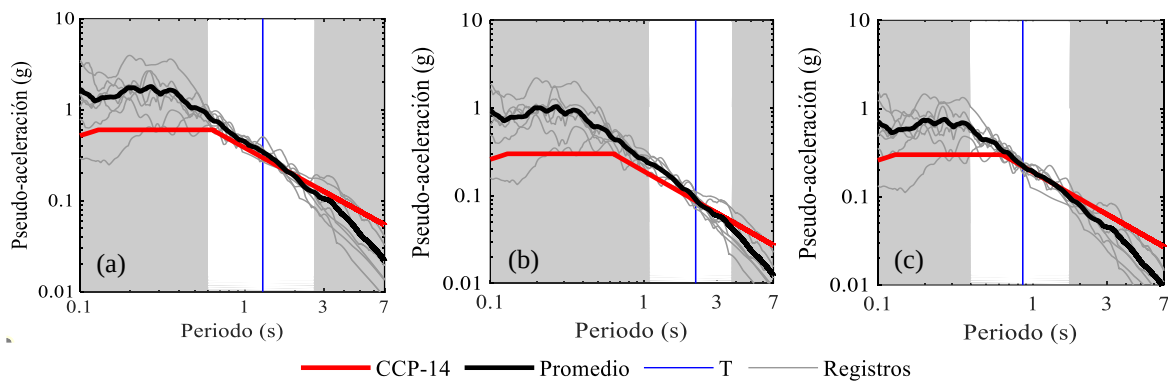


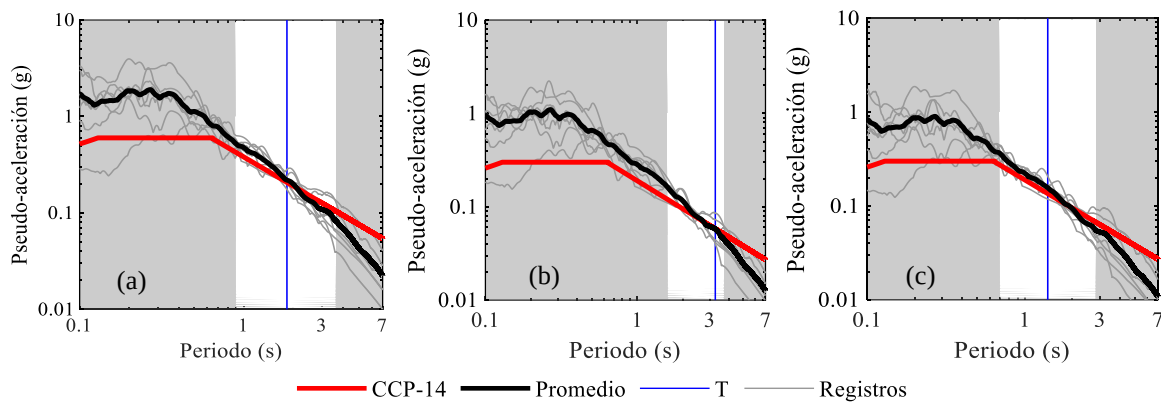
Tabla 15

Factores de escala para los registros del prototipo M3.

N°	Sismo	Estación	M3 completo	C1	C2
1	Coalinga	Oil Fields Fire Station	3.34	2.07	1.50
2	Loma Prieta	Gilroy Array #1	3.00	1.44	1.42
3	Friuli Italy	Tolmezzo	2.44	1.70	1.03
4	Iwate Japan	Yamauchi Tsuchibuchi	2.90	1.54	1.69
5	Northridge	Santa Susana Ground	2.34	1.26	1.06
6	Coalinga	Parkfield	3.86	2.30	1.70
7	Loma Prieta	SF - Cliff House	3.30	2.10	1.68

Figura 29

Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M3 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.

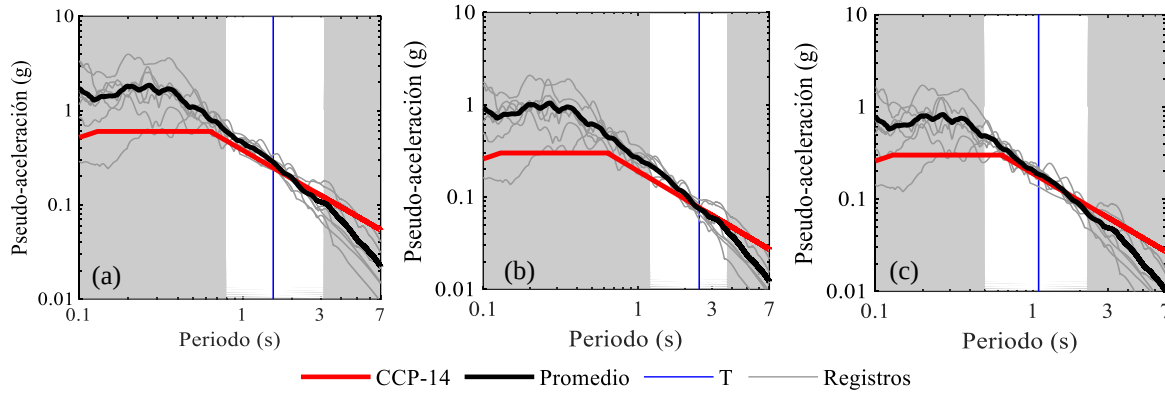
**Tabla 16**

Factores de escala para los registros del prototipo M4.

N°	Sismo	Estación	M4 completo	C1	C2
1	Coalinga	Oil Fields Fire Station	3.18	1.87	1.41
2	Loma Prieta	Gilroy Array #1	3.00	1.58	1.30
3	Friuli Italy	Tolmezzo	2.22	1.44	0.94
4	Iwate Japan	Yamauchi Tsuchibuchi	3.19	1.57	1.58
5	Northridge	Santa Susana Ground	2.20	1.22	0.96
6	Coalinga	Parkfield	3.63	2.10	1.50
7	Loma Prieta	SF - Cliff House	3.30	1.86	1.64

Figura 30

Espectros de respuesta de los registros escalados para el puente M4 en: (a) condición completa, (b) etapa constructiva C1 y (c) etapa constructiva C2.



4.2. Respuesta sísmica de los puentes en los modelos detallados

4.2.1. Respuesta sísmica obtenida mediante análisis lineal dinámico y multimodal espectral

4.2.1.1. Puente M1

En la Tabla 17 se presentan los periodos (T) y frecuencias angulares (ω) para los tres modos de vibración longitudinales de mayor participación de masa en el sentido longitudinal del puente M1, en condición completa y en las etapas constructivas C1 y C2. Las formas modales correspondientes se muestran en la Figura 31. La forma predominante de vibración del puente completo está controlada por el primer modo, el cual presenta un porcentaje de participación de masa modal de 90.7%. En este modo el puente describe desplazamientos longitudinales de la superestructura y de las columnas, acompañados de ligeras deformaciones verticales en las vigas.

En los modos restantes el porcentaje de participación acumulado es menor a 6% y en sus formas modales los desplazamientos laterales de la superestructura no son significativos. Por lo tanto, es de esperarse que los desplazamientos longitudinales del puente completo se puedan aproximar con alta precisión mediante un sistema SDOF con características dinámicas similares a las del primer modo de vibración.

Contrario a lo observado en el puente completo, el porcentaje de participación de masa del modo 2 tiene mayor relevancia en las etapas constructivas, al punto que este modo presentó mayor porcentaje de participación que el modo 1 en la etapa *C2*. Al analizar las formas de los modos 1 y 2 de ambas etapas constructivas se aprecia que para el modo 1 las columnas se deforman en curvatura simple sin evidenciar deformaciones significativas en la superestructura. Este comportamiento es el esperado en sistemas cuya respuesta se puede representar mediante sistemas SDOF. Por otro lado, en el modo 2 se aprecian deformaciones verticales y opuestas en los voladizos, las cuales no pueden ser reproducidas a partir de modelos SDOF.

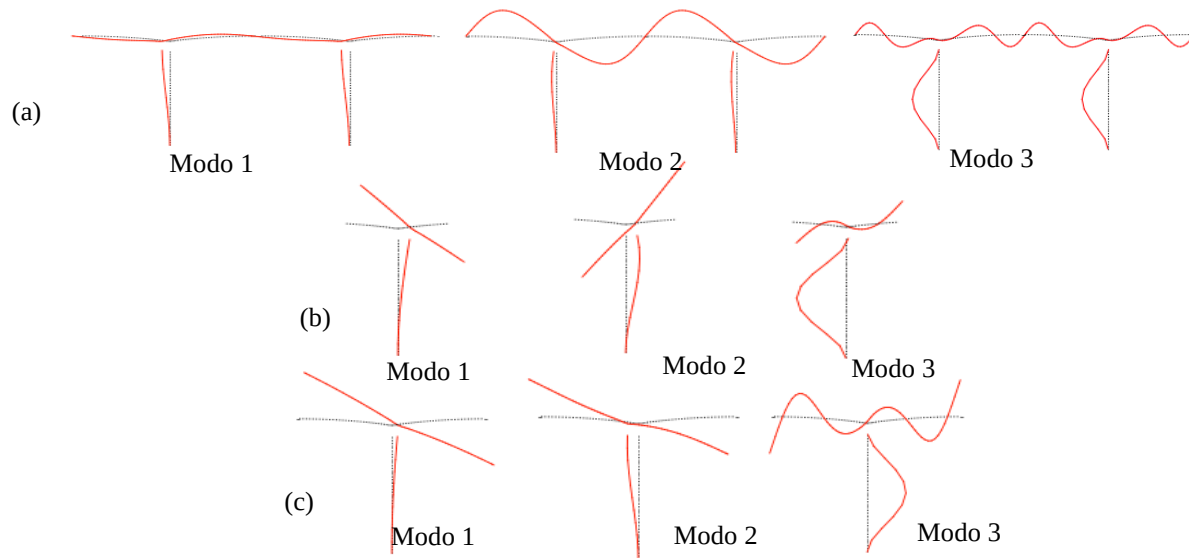
Tabla 17

*Características dinámicas y desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} del puente **M1** en condición completa y en las etapas **C1** y **C2**.*

Condición	Modos Long.	T (s)	ω (rad/s)	% Masa (Long.)	Δ_D (mm)	Δ_{LDA} (mm)
Completa	1	1.55	4.05	90.7		
	2	0.48	13.01	3.3	144.4	165.7
	3	0.09	73.09	2.3		
<i>C1</i>	1	2.93	2.14	60.3		
	2	0.64	9.77	31.1	97.6	96.4
	3	0.09	70.27	3.5		
<i>C2</i>	1	5.33	1.18	29.4		
	2	1.20	5.24	63.8	88.8	66.3
	3	0.31	20.48	0.8		

Figura 31

Modos de vibración fundamentales del puente M1 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas (b) C1 y (c) C2



A modo de ejemplo, en las Figuras 32 y 33 se presenta la contribución de los modos de vibración 1 y 2 sobre los desplazamientos longitudinales del puente *M1* para las etapas *C1* y *C2* y bajo la acción del sismo #1. Es importante resaltar que estas respuestas se calcularon usando los modelos simplificados 3DOF, los cuales, como se discute en la sección 6.3.1, proporcionan desplazamientos de los puentes durante construcción con diferencias menores a 10% respecto de los resultados obtenidos con los modelos detallados. Como se observa en la Figura 32, en la etapa *C1*, el modo 1 reproduce casi en su totalidad los desplazamientos durante el sismo, mientras que en la etapa *C2* es más evidente la contribución del segundo modo. Esto indica que en la etapa *C1* del puente *M1* un modelo SDOF podría reproducir los desplazamientos sísmicos, pero en la etapa *C2* se requiere un modelo que involucre más grados de libertad.

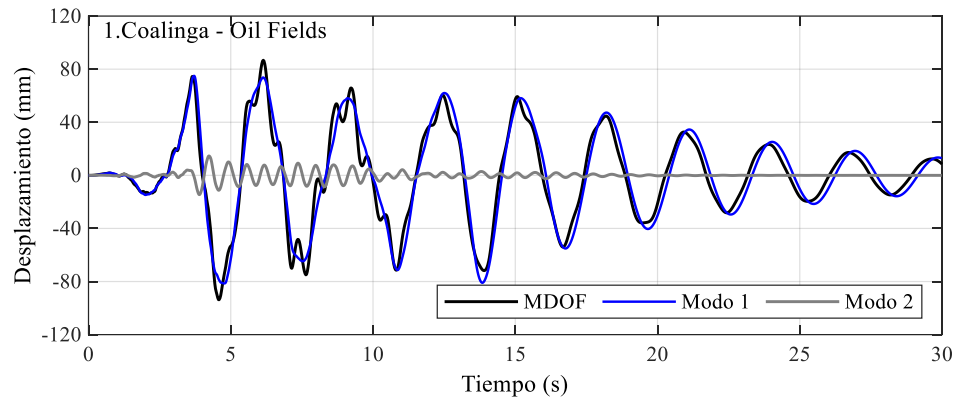
Las demandas de desplazamiento espectral (Δ_D) y el promedio de los desplazamientos máximos calculados mediante LDA (Δ_{LDA}) son presentados en la Tabla 17. Note que los

desplazamientos calculados mediante ambas metodologías son diferentes en todas las condiciones del puente. Existen varias razones por las que esto se puede presentar. La explicación más racional está asociada a las diferencias entre los espectros de respuesta de los registros y el de diseño. Como se discutió en la sección anterior, mientras que para el análisis espectral se empleó el espectro de respuesta de diseño del CCP-14, durante los análisis LDA se emplearon los registros sísmicos escalados cuyos espectros presentaron pseudo-aceleraciones que son mayores y menores en determinados intervalos de periodos, como se observa en la Figura 27.

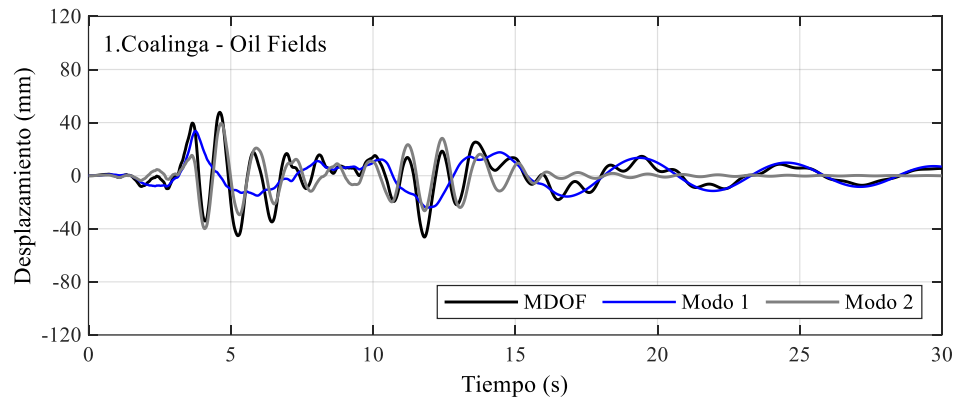
Según los resultados de la Tabla 17, el puente *M1* completo presenta mayores demandas de desplazamientos en la condición completa que en las etapas constructivas. En la etapa *C1* los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} fueron mayores que los de la etapa *C2*, a pesar de que en la etapa constructiva *C2* hay mayor masa en la superestructura. Este resultado contradice los hallazgos reportados por Bravo et al. (Bravo et al., 2021), quienes mediante sistemas SDOF elásticos encontraron que los mayores desplazamientos en puentes viga cajón en construcción ocurren en la etapa previa al cierre de los voladizos. De hecho, en dicho trabajo se reporta que los puentes viga cajón con geometría similar al puente *M1* pueden presentar mayor demanda de desplazamiento lateral en la etapa previa al cierre de los voladizos que en la condición completa. Al analizar la metodología empleada y contrastar dichos resultados con los que se reportan en esta tesis, se concluye que los desplazamientos reportados por Bravo et al. (Bravo et al., 2021) para las etapas constructivas fueron sobreestimados al emplear modelos SDOF que ignoran la contribución de los modos de vibración superiores sobre los desplazamientos longitudinales de los puentes.

Figura 32

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M1, para el sismo #1.

**Figura 33**

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M1, para el sismo #1.



4.2.1.2. Puente M2

Los periodos y frecuencias angulares de los modos de vibración del puente M2 en condición completa y en las etapas constructivas C1 y C2, junto con los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} , se presentan en la Tabla 18. Las formas modales correspondientes se presentan en la Figura 34. Como era de esperarse, los desplazamientos en todas las condiciones del puente M2 fueron menores a

los que se presentaron en el puente *M1* debido al aumento en la rigidez lateral, como resultado de la diferencia en la altura de la columna derecha. En el puente *M2* también se presentan mayores demandas de desplazamientos (Δ_D y Δ_{LDA}) en la condición completa que en las etapas constructivas. Además, de las etapas estudiadas, la etapa *C1* presenta los mayores desplazamientos a pesar de concentrar menor masa en la superestructura que la etapa *C2*.

Tabla 18

*Características dinámicas y desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} del puente **M2** en condición completa y en las etapas **C1** y **C2**.*

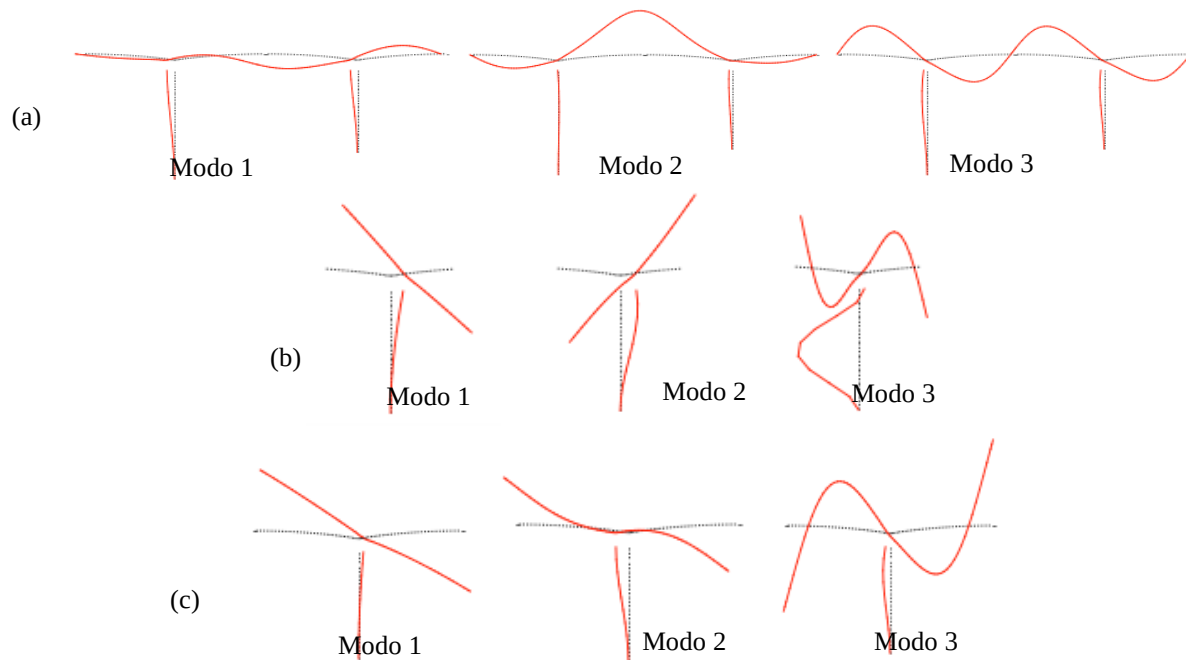
Condición	Modos Long.	T (s)	ω (rad/s)	% Masa (Long.)	Δ_D (mm)	Δ_{LDA} (mm)
Completa	1	1.28	4.91	83.8		
	2	0.95	6.63	4.8	111.5	125.8
	3	0.47	13.49	5.8		
<i>C1</i>	1	2.18	2.89	50.6		
	2	0.49	12.94	42.4	58.4	64.1
	3	0.05	136.59	2.4		
<i>C2</i>	1	4.31	1.46	20.4		
	2	0.86	7.29	72.8	53.4	46.7
	1	1.28	4.91	83.8		

La mayor rigidez lateral del puente *M2* se traduce en periodos de vibración más cortos que los del puente *M1*. Para el puente completo, el modo predominante de vibración fue el primero, con un porcentaje de participación de masa modal del 83.8%. Este porcentaje es ligeramente menor que el obtenido para este mismo modo en el puente *M1*. En los modos 2 y 3, con los que se completa más del 90% de participación de la masa modal, no se evidencian desplazamientos laterales significativos en la superestructura. Por lo tanto, es de esperarse que estos modos y los superiores no contribuyan sustancialmente en la respuesta lateral del sistema y los desplazamientos

del puente completo se puedan determinar mediante sistemas SDOF con características dinámicas similares a las del primer modo.

Figura 34

Modos de vibración fundamentales del puente M2 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas (b) C1 y (c) C2



Las formas de los modos de vibración 1 y 2 de las etapas constructivas del puente *M2* (Figura 34) mostraron un comportamiento similar a las del puente *M1* (Figura 31). En el modo 1, la superestructura se desplaza lateralmente sin evidenciar deformaciones en las vigas, mientras que en el modo 2 los desplazamientos laterales están acompañados por deformaciones verticales y opuestas de los voladizos. En ambas etapas constructivas el porcentaje de participación del modo 2 aumentó respecto al porcentaje que presentó este mismo modo en las etapas constructivas del puente *M1*. Esto indica que al reducir la altura de las columnas de los puentes en las etapas

constructivas (que a su vez implica aumentar su rigidez lateral), aumenta la tendencia de las vigas a deformarse verticalmente debido a los posibles movimientos longitudinales que experimente la superestructura.

Figura 35

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M2, para el sismo #1.

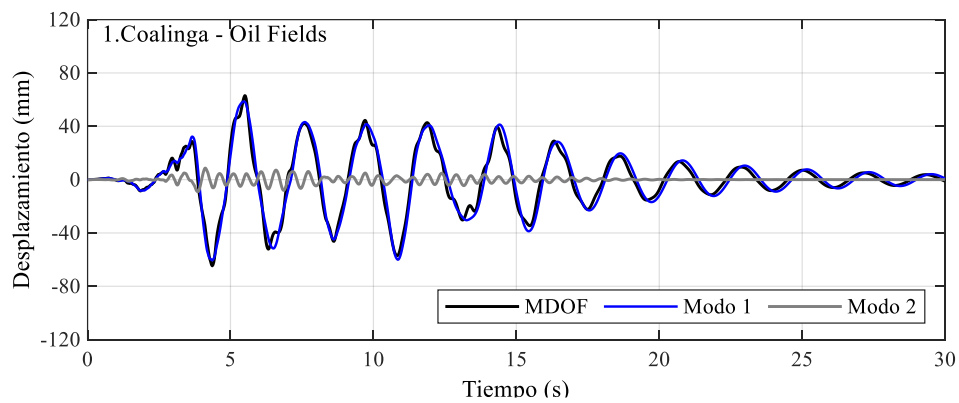
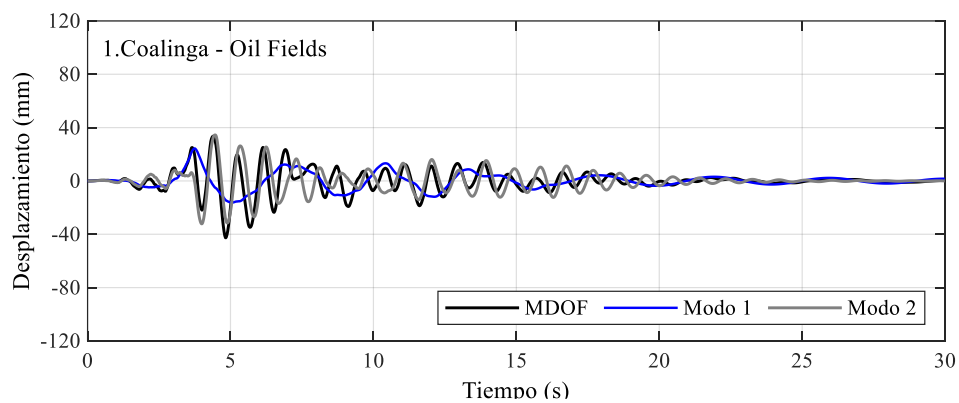


Figura 36

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M2, para el sismo #1.



Al revisar la contribución de los modos 1 y 2 sobre los desplazamientos laterales de las etapas constructivas del puente *M2* (Figuras 35 y 36), se encontró que a pesar del aumento en la masa que participa del modo 2, el modo 1 continúa aportando casi la totalidad de los desplazamientos en la etapa *C1*, mientras que en la etapa *C2* ambos modos contribuyen significativamente. Por lo tanto, es de esperarse que mediante modelos SDOF no se logre reproducir la respuesta sísmica de la etapa *C2* del puente *M2*.

4.2.1.3. Puente *M3*

Las características dinámicas y las formas de los modos de vibración del puente *M3* se presentan en la Tabla 19 y en la Figura 37, respectivamente. Este puente es homólogo del puente *M1*, con la diferencia de que en el *M3* se incorporó la rigidez del conjunto cimiento-suelo. Como era de esperarse, los desplazamientos y los periodos de los modos de vibración en todas las etapas del puente *M3* aumentaron respecto a los del puente *M1* debido a la inclusión de la flexibilidad del suelo. A pesar de la variación, la tendencia de los desplazamientos máximos obtenidos en la condición completa y en las etapas constructivas se mantuvo. Para el puente *M3* completo, el modo 1 fue el predominante, con un porcentaje de participación de masa de 81.5%. Este porcentaje es considerablemente menor al que presentó este mismo modo en el puente *M1* completo (90.7%). Sin embargo, al igual que se ha concluido con los puentes completos *M1* y *M2*, para el puente *M3* completo es de esperarse que un sistema SDOF con características dinámicas similares a las del modo de vibración 1 aproxime los desplazamientos laterales de la superestructura debido a la baja participación de los modos de orden superior.

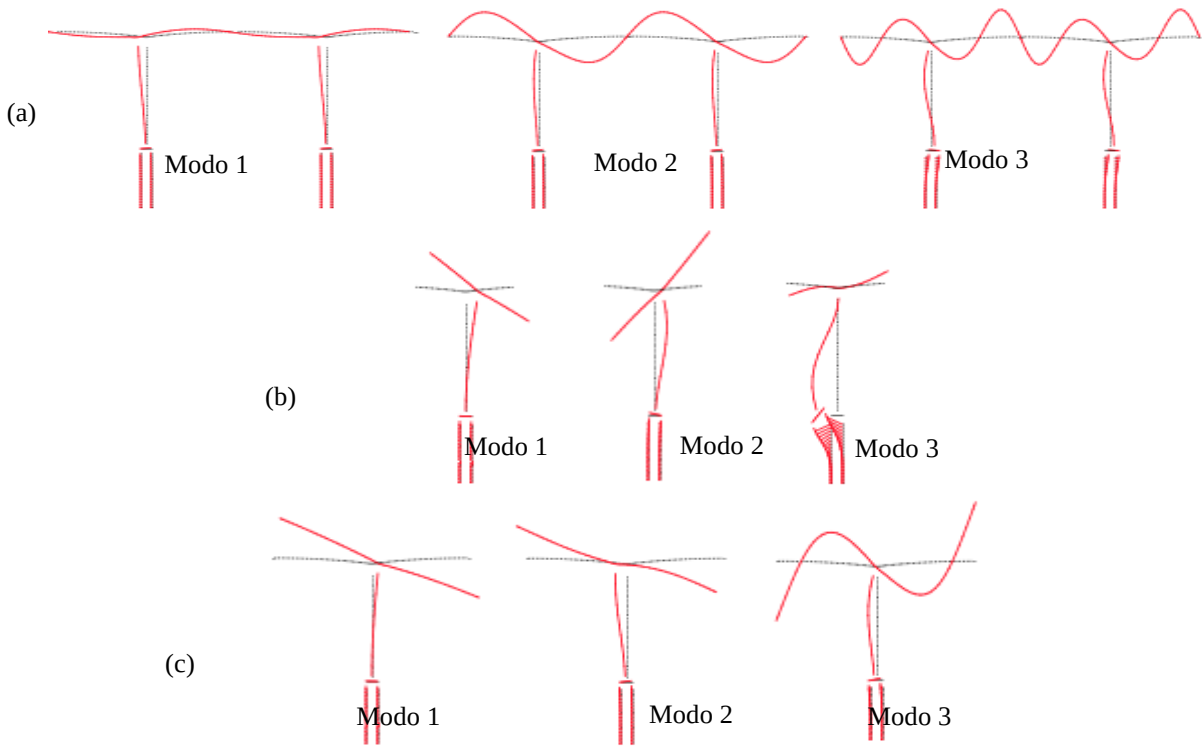
Tabla 19

Características dinámicas y desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} del puente **M2** en condición completa y en las etapas **C1** y **C2**.

Condición	Modos Long.	T (s)	ω (rad/s)	% Masa (Long.)	Δ_D (mm)	Δ_{LDA} (mm)
Completa	1	1.74	3.60	81.5	165.2	207.4
	2	0.49	12.70	2.3		
	3	0.12	53.43	3.0		
C1	1	3.15	1.99	42.2	114.4	114.1
	2	0.71	8.82	22.5		
	3	0.17	36.06	25.0		
C2	1	5.62	1.12	23.8	102.1	74.3
	2	1.34	4.67	48.0		
	3	0.32	19.91	1.2		

Figura 37

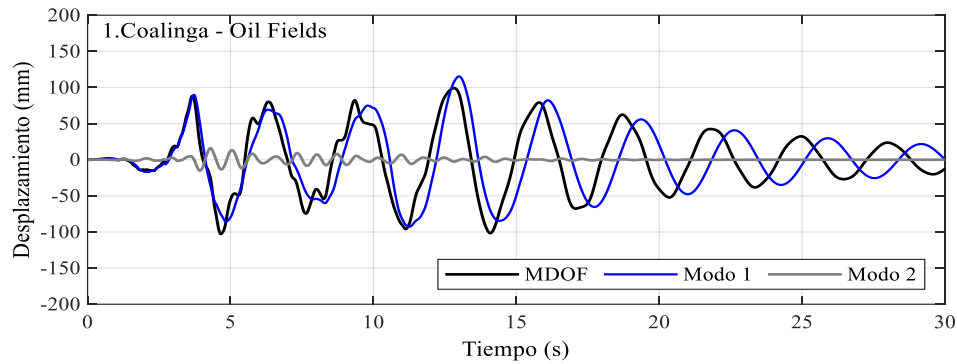
Modos de vibración fundamentales del puente **M3** en: (a) condición completa y en las etapas constructivas (b) **C1** y (c) **C2**



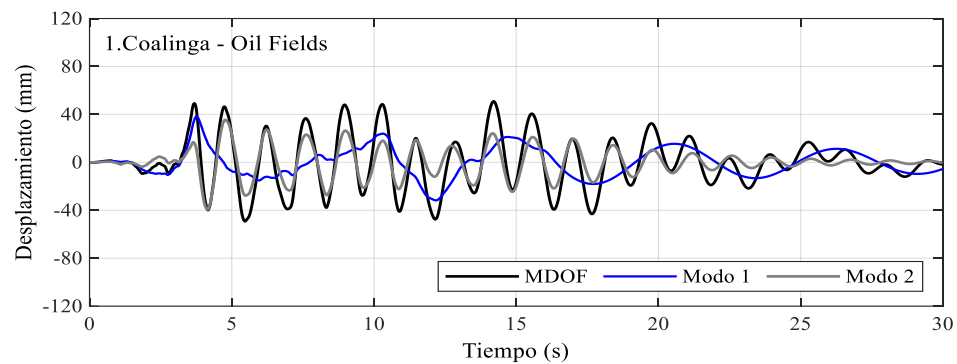
Las formas de los modos de vibración 1 y 2 en las etapas constructivas del puente *M3* son similares a las que presentaron estos mismos modos en las etapas constructivas del puente *M1*. Para la etapa *C2*, los porcentajes de participación en ambos modos se redujeron y el porcentaje de masa restante se distribuyó en varios modos superiores que involucran deformaciones en los elementos de cimentación. Para la etapa *C1* la situación fue diferente. En esta condición el modo de vibración 3 presentó un porcentaje de participación mayor que el del segundo modo, en donde se evidencia desplazamiento lateral significativo en la cimentación producto de la masa acumulada del dado de cimentación y de los pilotes. Este resultado sugiere que el puente *M3* puede presentar desplazamientos excesivos en la base durante la etapa *C1*, lo que podría causar daños indeseados en los pilotes y, en un caso extremo, la inestabilidad global de la estructura. Aun así, al revisar la contribución de los modos 1 y 2 sobre los desplazamientos del puente en las etapas constructivas (obtenidos mediante análisis LDA) se encontró que el modo 1 aporta casi la totalidad de los desplazamientos en la etapa *C1* para todos los registros sísmicos. Esto se puede observar en la Figura 38, en la cual se presenta a modo de ejemplo la contribución de los modos 1 y 2 sobre los desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #1. En la etapa *C2*, los modos de vibración 1 y 2 aportan significativamente sobre los desplazamientos longitudinales del puente (Figura 39), lo que reafirma la hipótesis que para esta etapa los modelos SDOF pueden ser insuficientes para reproducir su comportamiento sísmico.

Figura 38

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M3, para el sismo #1.

**Figura 39**

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M3, para el sismo #1.



4.2.1.4. Puente M4

Los resultados presentados hasta el momento han mostrado que integrar el conjunto cimiento-suelo en los modelos estructurales y aumentar la rigidez lateral de las columnas reduce el porcentaje de participación del primer modo de vibración en todas las condiciones de los puentes. A continuación, se presentan en la Tabla 20 y Figura 40 las características dinámicas, los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} y las formas modales del puente M4, el cual integra las dos variables

enunciadas. De acuerdo con lo mencionado al inicio de este párrafo, el porcentaje de participación del modo 1 del puente *M4* es el más bajo de los que se presentaron en la condición completa de todos los puentes. Aun así, el porcentaje de masa restante se distribuyó en pequeñas porciones en modos superiores, lo que permite inferir que, al igual que con los puentes anteriores, es posible reproducir la respuesta sísmica de este puente completo mediante un sistema SDOF.

En las etapas constructivas se presentaron resultados similares a los que se presentaron en el puente *M3*. En la etapa *C1* el modo predominante de vibración fue el primero, con un porcentaje de participación de 36.6%. Los modos 2 y 3 de esta condición presentaron porcentajes de participación significativamente altos, 31.4% en el modo 2 y 23.1 % en el modo 3. La cercanía entre los porcentajes de participación de estos modos indica que durante un evento sísmico es de esperarse que los tres actúen simultáneamente y contribuyan significativamente sobre la respuesta global del puente. En la forma modal del tercer modo se presentan desplazamientos laterales en el dado de cimentación producto de la masa que se concentra en este punto del puente; no obstante, su contribución sobre los desplazamientos laterales en la superestructura no es significativa. De hecho, al realizar la descomposición modal sobre los desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante los análisis LDA se encontró que mediante los modos 1 y 2 se cubre casi en su totalidad los desplazamientos del puente (Figura 41). En la etapa constructiva *C2* el modo predominante de vibración fue el modo 2, con un porcentaje de participación de 56.2%. De los puentes analizados, la etapa *C2* del puente *M4* fue en la que se presentó la mayor participación del modo 2. Esto se vio reflejado en la contribución de este modo sobre los desplazamientos del puente durante los análisis LDA (Figura 42). El siguiente modo de mayor participación en esta condición fue el modo 1, con un porcentaje de 17.1%. El porcentaje de masa restante se distribuyó en pequeñas porciones en modos de vibración superiores.

Tabla 20

Características dinámicas y desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} del puente **M4** en condición completa y en las etapas **C1** y **C2**.

Condición	Modos Long.	T (s)	ω (rad/s)	% Masa (Long.)	Δ_D (mm)	Δ_{LDA} (mm)
Completa	1	1.47	4.28	68.6	138.3	159.4
	2	0.48	12.99	3.8		
	3	0.13	48.87	1.2		
C1	1	2.37	2.65	36.6	71.2	81.2
	2	0.58	10.92	31.4		
	3	0.15	40.60	23.1		
C2	1	4.57	1.37	17.1	65.0	59.3
	2	1.02	6.13	56.2		
	3	0.31	20.39	1.9		

Figura 40

Modos de vibración fundamentales del puente M4 en: (a) condición completa y en las etapas constructivas(b) C1 y (c) C2

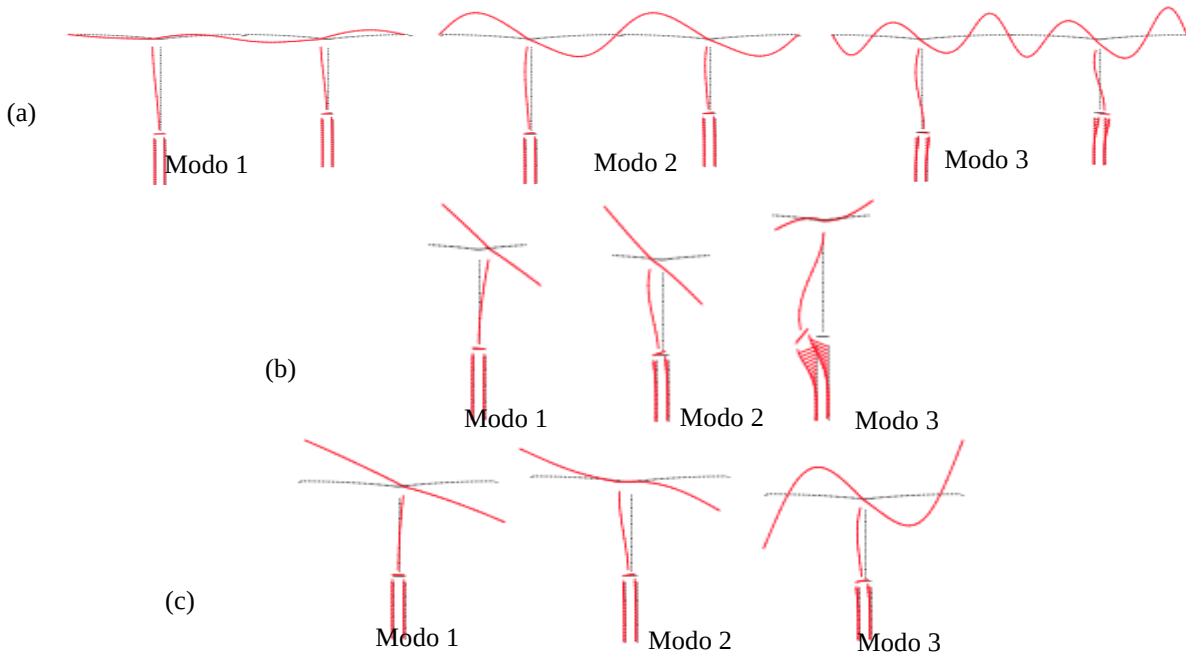
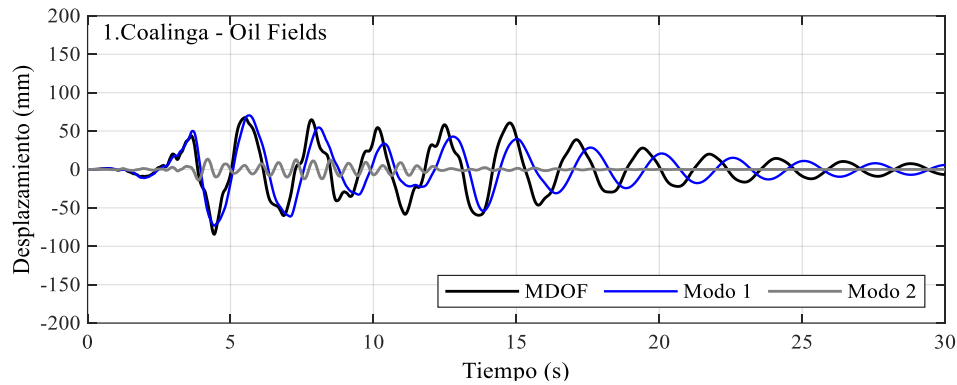
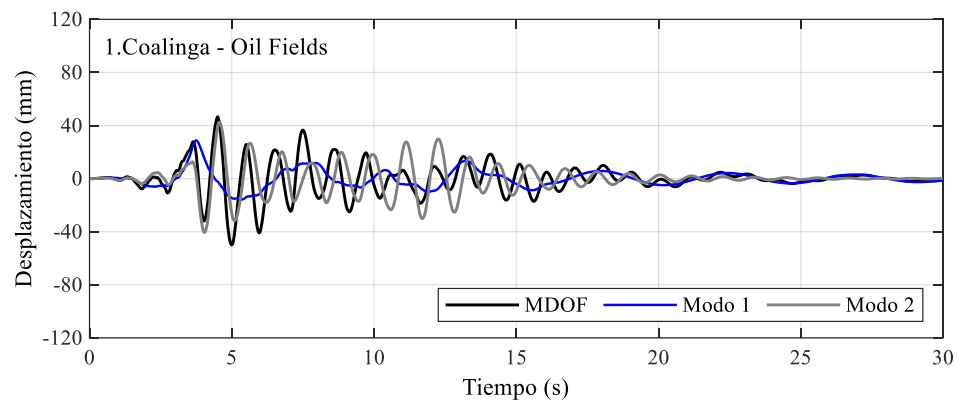


Figura 41

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C1 del puente M4, para el sismo #1.

**Figura 42**

Contribución de los modos de vibración 1 y 2 del modelo 3DOF sobre los desplazamientos laterales de la etapa C2 del puente M4, para el sismo #1.



4.2.2. Análisis no lineal estático pushover en los modelos MDOF inelásticos

En la Figura 43 se muestran las curvas de capacidad calculadas de los puentes en la condición completa, con y sin efectos P-Delta, junto con sus respectivas idealizaciones elastoplásticas. El desplazamiento máximo de los puentes fue aproximadamente de 1.6 m, el cual está asociado a la

primera ruptura del refuerzo longitudinal de las columnas. El punto en donde se interceptan las curvas de capacidad con y sin efectos P-Delta y la idealización 1 corresponde al desplazamiento asociado con la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal (Δ_y). Después de este punto, la rigidez de las curvas de capacidad calculadas disminuye producto de la incursión inelástica consecutiva de las barras de refuerzo longitudinal. En los modelos con efectos P-Delta la degradación de la resistencia es mayor que la que presentan los puentes sin estos efectos puesto que en los primeros los desplazamientos después de Δ_y comienzan a generar amplificaciones en los momentos de las columnas producto de la no linealidad geométrica. Para todos los puentes en condición completa la reducción del cortante basal máximo al incluir efectos P-Delta fue de aproximadamente 10%, independientemente de su geometría o de la rigidez del suelo.

En la tabla 21 se presentan los desplazamientos y cortantes de plastificación efectivos de los puentes calculados mediante las tres idealizaciones. Note que el desplazamiento de plastificación efectivo de las idealizaciones 1 y 2 es ligeramente menor que la demanda de desplazamiento espectral Δ_D de los puentes *M1* y *M2* (Tablas 17 y 18, respectivamente). Ante estas demandas de ductilidad de desplazamiento obtenidas ($\mu_\Delta = 1.10$ en el puente *M1* y $\mu_\Delta = 1.16$ en el puente *M2*) el concreto del núcleo se mantuvo en el rango elástico y el concreto del recubrimiento no presentó aplastamiento por compresión, por lo que la respuesta de los puentes se puede catalogar como esencialmente elástica (AASHTO, 2011). En los puentes *M3* y *M4* los desplazamientos Δ_D fueron menores que el desplazamiento de plastificación efectivo de ambas idealizaciones, por lo que la incursión inelástica en los materiales de las columnas de estos puentes fue menor que el de los puentes *M1* y *M2*. Por otro lado, las curvas de capacidad calculadas mediante la idealización 3 mostraron un mejor ajuste con las curvas de capacidad medidas sin efectos P-Delta. Esto era de esperarse porque la formulación de esta idealización está basada en un análisis numérico de primer

orden que no integra la flexibilidad adicional que se pueda presentar debido a la no linealidad geométrica de la estructura.

Figura 43

Curvas de capacidad de los puentes en condición completa (a) M1, (b) M2, (c) M3 y (d) M4.

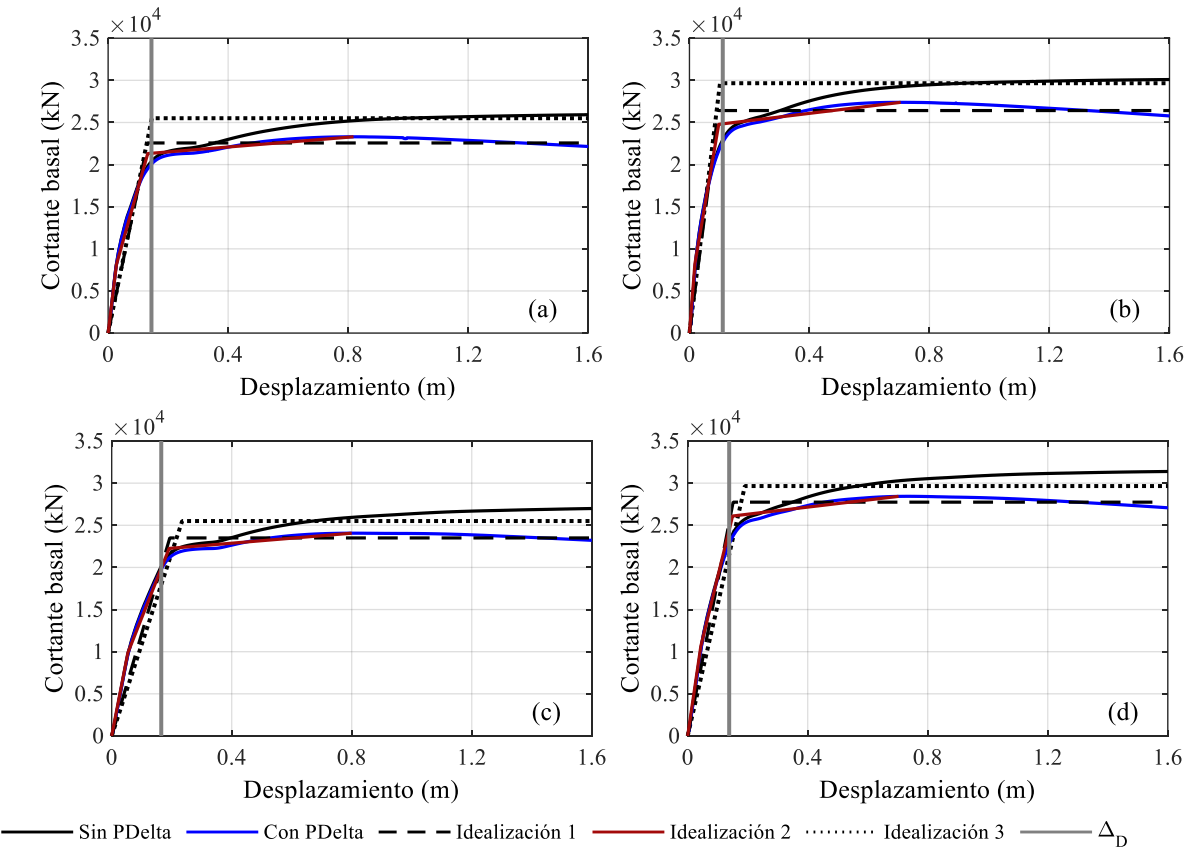


Tabla 21

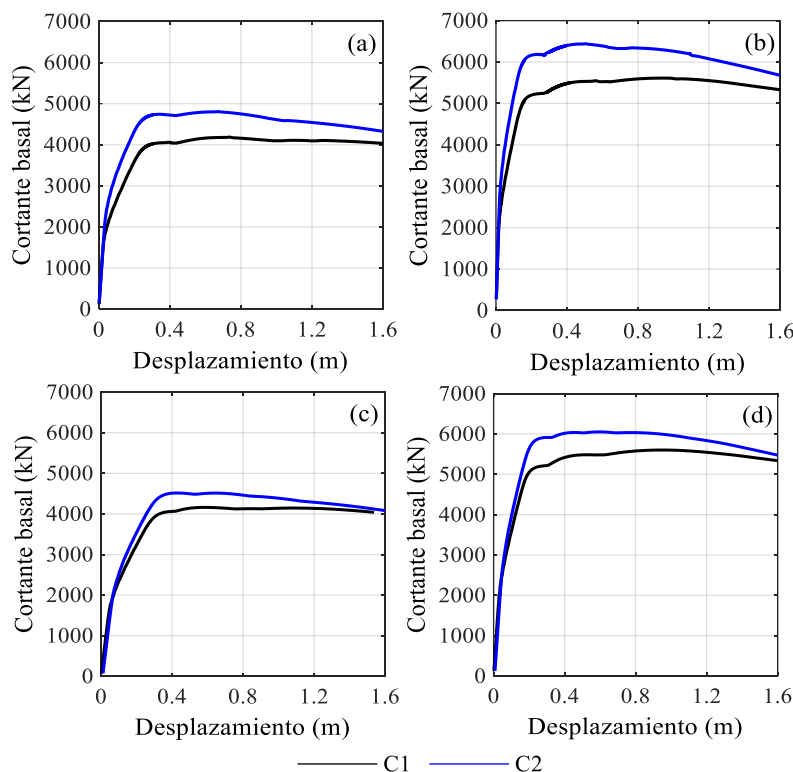
Desplazamiento y fuerza cortante de plastificación efectiva de los puentes estudiados.

Puente	Idealización 1		Idealización 2		Idealización 3	
	Δ_Y (mm)	V_Y (kN)	Δ'_Y (mm)	V'_Y (kN)	Δ''_Y (mm)	V''_Y (kN)
M1	131	22534	132	21309	146	25506
M2	96	26412	98	24775	102	29257
M3	194	23500	192	22256	235	25506
M4	151	27748	150	26101	191	29657

En la Figura 44 se presentan las curvas de capacidad calculadas para las etapas constructivas de los puentes. Las etapas constructivas *C2* presentan mayor resistencia que las etapas *C1* puesto que en las primeras hay mayor concentración de carga axial en las columnas lo que genera un aumento en la resistencia de las secciones de los elementos. Una de las diferencias entre las curvas de las etapas constructivas entre los puentes *M1 – M3* y *M2 – M4* radica en la disminución de la rigidez inicial de los puentes al incluir la flexibilidad del suelo en los modelos. En las etapas constructivas del puente *M3* la rigidez disminuyó 38% respecto al puente *M1*, mientras que para el puente *M4* disminuyó 46% respecto al puente *M2*. La rigidez inicial de estos modelos se utilizó para calcular los factores de modificación de la rigidez de las etapas constructivas de los puentes, tal como se definió en la sección 5.7.3.1.

Figura 44

Curvas de capacidad de las etapas constructivas de los puentes (a) M1, (b) M2, (c) M3 y (d) M4.



4.2.3. Respuesta sísmica de los puentes obtenida mediante análisis no lineal dinámico

4.2.3.1. Puente M1

En la Tabla 22 se presentan los desplazamientos máximos del puente *M1* para los casos de análisis 1 ($\xi = 5\%$ en todas las condiciones del puente) y 2 ($\xi = 2\%$ para el puente completo y $\xi = 1\%$ para las etapas constructivas), al excitar en la base a todas sus condiciones mediante los registros sísmicos seleccionados. Al frente de los desplazamientos se encuentran en paréntesis las deformaciones unitarias máximas del acero longitudinal que se registraron en la parte superior (primer valor en paréntesis) e inferior (segundo valor en paréntesis) de las columnas de los puentes. Al comparar los desplazamientos máximos obtenidos para el caso 1 del puente *M1*, se encontró que durante todos los registros sísmicos los desplazamientos en la condición completa fueron mayores a los que se presentaron en las etapas constructivas. Para el caso 2, los desplazamientos del puente aumentaron debido a la reducción del amortiguamiento. El aumento en los desplazamientos fue mayor en las etapas constructivas, lo que repercutió a que durante dos de los registros sísmicos los desplazamientos en la etapa *C1* superasen a los del puente completo. Aun así, el promedio de los desplazamientos máximos (Δ_{NLDA}) en la condición completa fueron mayores a los que se presentaron en las etapas constructivas. Para el caso 1 el desplazamiento Δ_{NLDA} del puente completo fue igual a 120.9 mm, versus 77.6 mm y 51.2 mm en las etapas *C1* y *C2*, mientras que para el caso 2, estos desplazamientos aumentaron a 148.4 mm, 108.0 mm y 70.8 mm, respectivamente.

Tabla 22

Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M1 completo y en las etapas C1 y C2.

Registro	Completo		C1		C2	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	142.1 (0.0021) (0.0044)	160.1 (0.0030) (0.0062)	71.9 (0.0010) (0.0012)	85.9 (0.0014) (0.0017)	57.1 (0.0011) (0.0010)	73.7 (0.0015) (0.0015)
2	90.8 (0.0018) (0.0018)	94.1 (0.0022) (0.0019)	55.0 (0.0019) (0.0011)	63.6 (0.0020) (0.0014)	75.4 (0.0010) (0.0011)	98.4 (0.0014) (0.0016)
3	147.5 (0.0052) (0.0053)	164.5 (0.0046) (0.0067)	90.9 (0.0020) (0.0020)	115.0 (0.0024) (0.0028)	53.0 (0.0008) (0.0009)	62.2 (0.0015) (0.0013)
4	90.5 (0.0013) (0.0018)	115.2 (0.0024) (0.0031)	77.1 (0.0008) (0.0013)	130.4 (0.0012) (0.0024)	49.9 (0.0005) (0.0006)	97.8 (0.0010) (0.0011)
5	98.1 (0.0016) (0.0018)	115.3 (0.0016) (0.0021)	92.2 (0.0008) (0.0012)	146.1 (0.0036) (0.0040)	41.1 (0.0005) (0.0006)	49.4 (0.0009) (0.0009)
6	149.7 (0.0028) (0.0050)	192.5 (0.0069) (0.0095)	83.0 (0.0010) (0.0013)	117.5 (0.0050) (0.0028)	30.2 (0.0005) (0.0004)	43.4 (0.0011) (0.0009)
7	127.6 (0.0018) (0.0032)	197.2 (0.0075) (0.0091)	73.1 (0.0003) (0.0009)	97.7 (0.0003) (0.0011)	51.8 (0.0011) (0.0009)	70.5 (0.0014) (0.0012)
Δ_{NLDA}	120.9	148.4	77.6	108.0	51.2	70.8

Los únicos registros sísmicos durante los cuales los desplazamientos en construcción superaron a los del puente completo fueron los #4 y #5 que actuaron en la etapa C1 del caso 2. Estos dos registros se destacan dentro de los seleccionados porque el #4 presenta la mayor relación PGA/PGV y el #5 la menor distancia R_{JB} (distancia más cercana desde la estación hasta la proyección en planta de la falla). Lo anterior podría tener correlación sobre la relevancia de los desplazamientos del puente en la etapa C1, puesto que investigaciones analíticas previas han reportado que los daños presentados en puentes viga cajón en construcción están correlacionados con sismos de fuente cercana (Shin et al., 2020; Yang et al., 2016) y, por el contrario, durante la condición completa la relación PGA/PGV no presenta correlación significativa con los daños (Jiang et al., 2016). Además, durante el sismo #5, las deformaciones unitarias máximas en el

refuerzo longitudinal del puente en construcción (0.004) fueron mayores que las que se registraron en el puente completo (0.0021), lo que demuestra que, para casos particulares, los puentes en construcción pueden ser más vulnerables sísmicamente que en la condición completa.

Para el caso 1, el desplazamiento máximo reportado sobre el puente completo fue de 150 mm, equivalente a una demanda de ductilidad de $\mu_d=1.14$ (Tabla 23). Este desplazamiento se presentó en el registro #6, durante el cual el refuerzo longitudinal en la cara externa de las paredes de las columnas alcanzó una deformación unitaria máxima de 0.005 y el concreto de recubrimiento alcanzó el esfuerzo equivalente a la mitad de la resistencia máxima a la compresión. Para el caso 2, los desplazamientos y las deformaciones registradas durante los registros sísmicos aumentaron respecto a las del caso 1. Para este caso, el desplazamiento máximo del puente completo se presentó durante el registro sísmico #7, el cual fue de 197 mm, equivalente a una demanda de ductilidad $\mu_d=1.50$. Además, durante este registro el acero de la cara externa de las columnas presentó una deformación unitaria máxima de 0.009. En la Figura 45 se presenta la historia de desplazamientos del puente durante este registro y el diagrama de histéresis del puente (línea gris) junto con la curva de capacidad (línea negra). Además, en la Figura 46 se presentan los diagramas de histéresis del acero longitudinal de la cara externa de las columnas localizado en los extremos de estos elementos y la envolvente de la relación esfuerzo - deformación del material (Sec. 5.5.2). El formato de estas gráficas se utilizó en las gráficas que se presentaran más adelante.

A pesar del aumento en los desplazamientos en las columnas y las deformaciones en los materiales, durante ninguno de los registros sísmicos del caso 2 se superó el esfuerzo de aplastamiento en el concreto del recubrimiento y el concreto del núcleo permaneció elástico. Relacionando las demandas de ductilidad del puente *M1* completo contra las reportadas en (Pardo, 2014), es de esperarse que en un caso hipotético el puente *M1* en esta condición presente pequeñas

fisuras en los extremos de las columnas debido a la flexión y a lo largo del elemento debido a la fuerza cortante.

Tabla 23

Demandas de ductilidad máximas del puente M1 completo.

Registro	Desplazamiento (mm)		μ_{Δ}	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	142.1	160.1	1.08	1.22
2	90.8	94.1	0.00	0.00
3	147.5	164.5	1.13	1.26
4	90.5	115.2	0.00	0.00
5	98.1	115.3	0.00	0.00
6	149.7	192.5	1.14	1.47
7	127.6	197.2	0.00	1.51

Figura 45

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M1 durante el sismo #7 del caso 2.

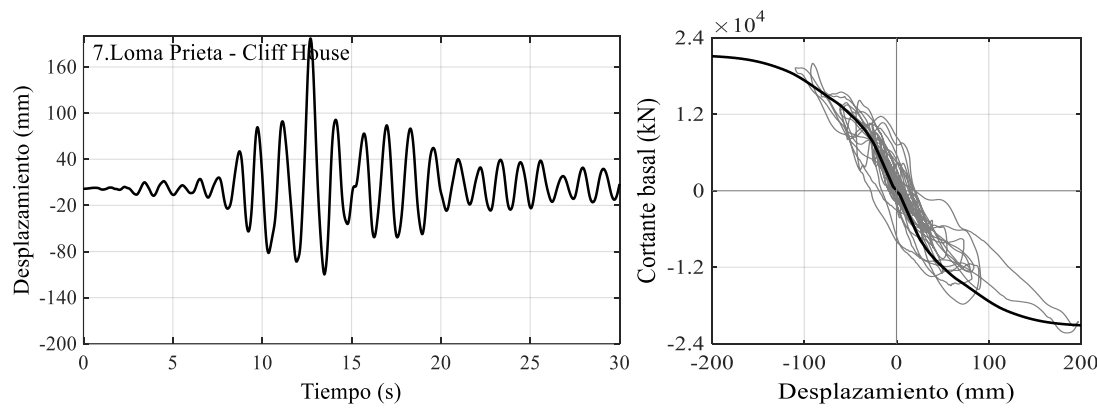
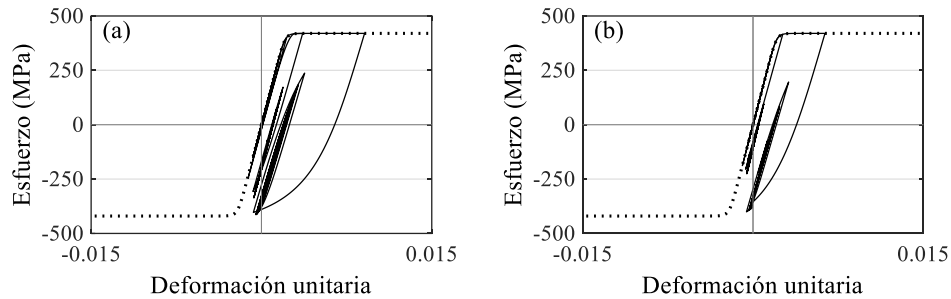


Figura 46

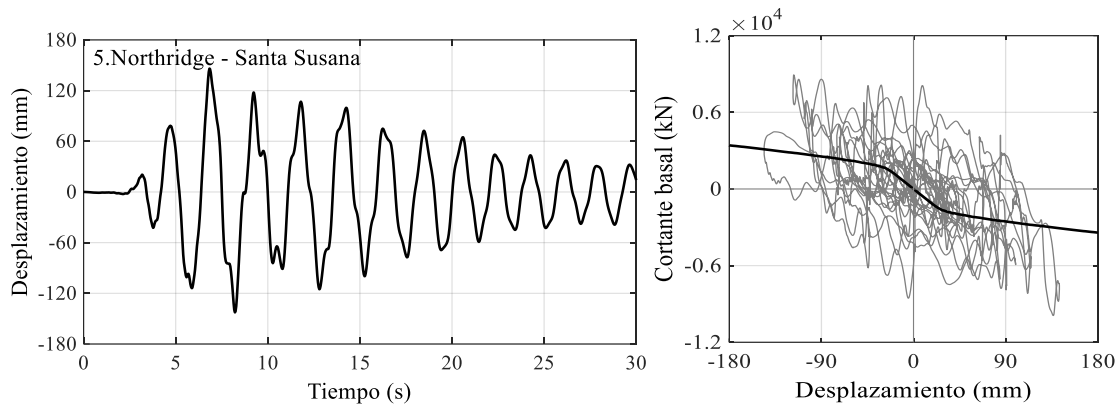
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M1 completo durante el sismo #7 del Caso 2.



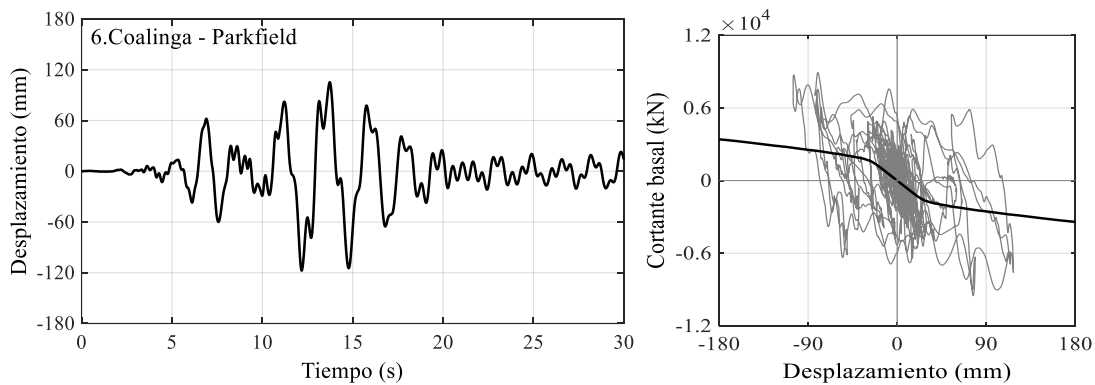
En la etapa C1 del puente M1, el desplazamiento máximo se presentó durante el registro sísmico #5 del caso 2, en el cual el acero en la cara externa de las columnas presentó una deformación unitaria máxima de 0.0036 en el extremo superior y de 0.004 en el extremo inferior. En la Figura 47 se presenta la historia de desplazamientos y el diagrama de histéresis de la etapa C1 durante este registro sísmico. A diferencia de lo visto en el puente completo, en la etapa C1 el diagrama de histéresis mostró una relación desordenada entre el cortante basal y el desplazamiento de la estructura, debido a la acción simultánea de varios modos de vibración. Una consecuencia de la acción simultánea de los modos de vibración es el aumento en el momento flector del extremo superior de la columna. En la etapa C1 del puente M1, la máxima deformación unitaria en el acero se presentó durante el registro sísmico #6 del caso 2, en cuya historia de desplazamiento (Figura 48) se observa mayor contribución de modos de vibración superiores sobre los desplazamientos que durante el sismo #5 del mismo caso.

Figura 47

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5 del caso 2.

**Figura 48**

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6 del caso 2.



En la Etapa C2 del puente M1 el acero de refuerzo longitudinal de las columnas no superó la deformación unitaria de fluencia. Esto indica que la incursión inelástica de este puente no es representativa. En esta etapa el mayor desplazamiento se presentó durante el registro sísmico #2 del caso 2, durante el cual el acero longitudinal en la cara exterior de las columnas alcanzó una

deformación unitaria de 0.0016 en el extremo inferior y de 0.0014 en el extremo superior. En el Anexo C se presentan las historias de desplazamientos y los ciclos de histéresis de los materiales de las columnas del puente *M1* en todas las condiciones y para todos los registros sísmicos.

4.2.3.2. Puente *M2*

En la Tabla 24 se presentan los desplazamientos máximos y las deformaciones unitarias máximas del refuerzo longitudinal que experimentó el puente *M2* en todas las condiciones bajo los registros sísmicos seleccionados. En esta tabla solo se presentan las deformaciones unitarias medidas sobre el refuerzo longitudinal de la columna corta porque sobre esta ocurrió la mayor incursión inelástica. Para el caso 1 del puente *M2* los desplazamientos máximos en la condición completa fueron mayores a los que presentaron las etapas constructivas durante todos los registros sísmicos. Para el caso 2 todas las condiciones del puente *M2* presentaron mayores desplazamientos que los que se presentaron en el caso 1. Este aumento fue más relevante en las etapas constructivas, lo que propició que durante uno de los registros sísmicos se presentaran mayores desplazamientos en la etapa *C1*. Aun así, el promedio de los desplazamientos máximos (Δ_{NLDA}) para ambos casos de análisis fue mayor en la condición completa que en las etapas constructivas. Para el caso 1 el desplazamiento Δ_{NLDA} del puente completo fue igual a 88.9 mm, versus 47.1 mm y 34.5 mm en las etapas *C1* y *C2*, mientras que para el caso 2 los desplazamientos aumentaron a 106.6 mm, 77.3 mm y 50.7 mm, respectivamente.

Tabla 24

Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M2 completo y en las etapas C1 y C2.

Registro	Completo		C1		C2	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	98.4 (0.0007) (0.0046)	118.7 (0.0011) (0.0072)	56.0 (0.0003) (0.0009)	83.0 (0.0007) (0.0016)	29.9 (0.0006) (0.0007)	48.8 (0.0012) (0.0014)
2	74.7 (0.0014) (0.0034)	76.8 (0.0016) (0.0037)	34.3 (0.0033) (0.0014)	40.9 (0.0039) (0.0015)	48.5 (0.0009) (0.0014)	72.6 (0.0017) (0.0024)
3	91.4 (0.0012) (0.0055)	101.9 (0.0014) (0.0069)	64.6 (0.0026) (0.0018)	86.3 (0.0087) (0.0055)	27.2 (0.0003) (0.0008)	31.0 (0.0007) (0.0009)
4	93.5 (0.0009) (0.0045)	104.0 (0.0012) (0.0053)	41.8 (0.0016) (0.0013)	114.8 (0.0019) (0.0030)	34.4 (0.0010) (0.0010)	72.2 (0.0023) (0.0023)
5	80.0 (0.0024) (0.0010)	90.8 (0.0013) (0.0028)	37.7 (0.0010) (0.0009)	43.4 (0.0017) (0.0010)	40.2 (0.0011) (0.0013)	54.0 (0.0019) (0.0016)
6	74.0 (0.0010) (0.0027)	112.7 (0.0015) (0.0052)	51.7 (0.0011) (0.0014)	97.1 (0.0065) (0.0036)	37.2 (0.0006) (0.0010)	35.4 (0.0013) (0.0012)
7	110.3 (0.0011) (0.0064)	141.7 (0.0014) (0.0104)	43.3 (0.0003) (0.0008)	75.8 (0.0010) (0.0015)	23.9 (0.0006) (0.0005)	40.8 (0.0011) (0.0013)
Δ_{NLDA}	88.9	106.6	47.1	77.3	34.5	50.7

El registro sísmico en donde los desplazamientos en construcción superaron a los del puente completo fue el #4 que actuó en el caso 2 de la etapa C1. Durante este registro el puente experimentó un desplazamiento máximo de 114 mm, comparado contra los 104 mm que se presentaron durante el mismo registro en el puente completo. A pesar del mayor desplazamiento del puente en la etapa C1, en la condición completa el acero longitudinal presentó mayores deformaciones unitarias. En la etapa C1 durante tres registros sísmicos las deformaciones unitarias del acero longitudinal fueron mayores en construcción que en la condición completa, pese a que en construcción los desplazamientos máximos fueron menores. Se trata de los registros sísmicos #2, #3 y #6 del caso 2. Este resultado refuerza la hipótesis planteada en la sección anterior: durante sismos particulares, los puentes pueden ser más vulnerables durante construcción que en la

condición completa. De hecho, los tres sismos en cuestión se caracterizan por presentar la mayor relación PGA/PGD entre los registros seleccionados, lo que podría tener una correlación con el aumento en las deformaciones que experimentó el refuerzo longitudinal de la etapa $C1$. Además, es posible que a medida que disminuye la longitud de una columna del puente completo aumente la vulnerabilidad en la construcción sobre la columna corta puesto que para la etapa $C1$ del puente $M2$ se presentaron más escenarios en donde las deformaciones del acero superaron aquellas registradas en el puente completo, en comparación con los escenarios similares en la etapa $C1$ del puente $M1$.

Tabla 25

Demandas de ductilidad máximas del puente M2 completo.

Registro	Desplazamiento (mm)		μ_{Δ}	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	98.4	118.7	1.03	1.24
2	74.7	76.8	0.00	0.00
3	91.4	101.9	0.00	1.06
4	93.5	104.0	0.00	1.08
5	80.0	90.8	0.00	0.00
6	74.0	112.7	0.00	1.17
7	110.3	141.7	1.15	1.48

En los casos 1 y 2 del puente completo se encontró que las deformaciones unitarias en los materiales de la columna corta fueron mayores que las que se presentaron en la columna larga, puesto que la primera acapara mayor fuerza cortante. El mayor desplazamiento que experimentó el puente completo se presentó durante el registro sísmico #7 del caso 2 (Figura 49), con un valor de 141.7 mm, equivalente a una demanda de ductilidad $\mu_{\Delta}=1.48$ (Tabla 25). Durante este registro, la máxima deformación unitaria registrada en el acero fue de 0.0104 (Figura 50), es decir,

ligeramente mayor que el máximo reportado sobre el puente *M1* completo. Este resultado indica que sobre la columna corta del puente *M2* se evidencia mayor incursión inelástica de los materiales que la que se presenta en las columnas del puente *M1*. No obstante, se debe precisar que para el puente *M2* la incursión inelástica del acero solo se registró en la parte inferior de la columna corta mientras que en el *M1* se registró en los extremos de ambas columnas.

Figura 49

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M2 durante el sismo #7 del caso 2.

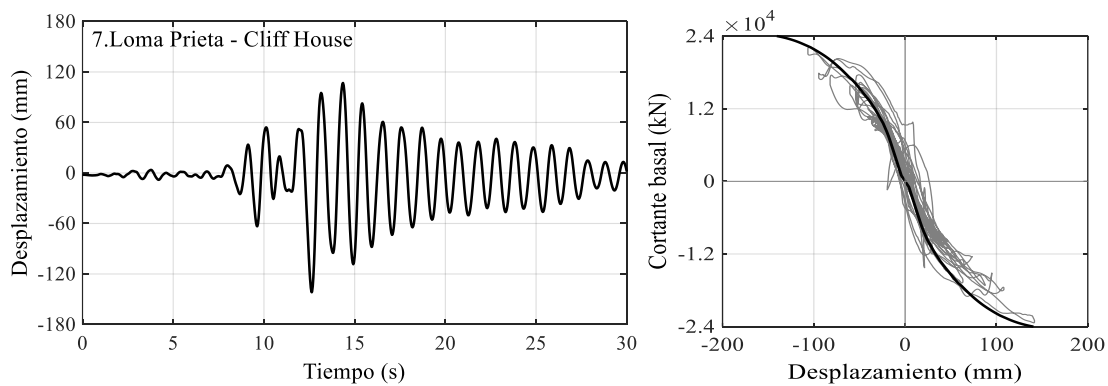
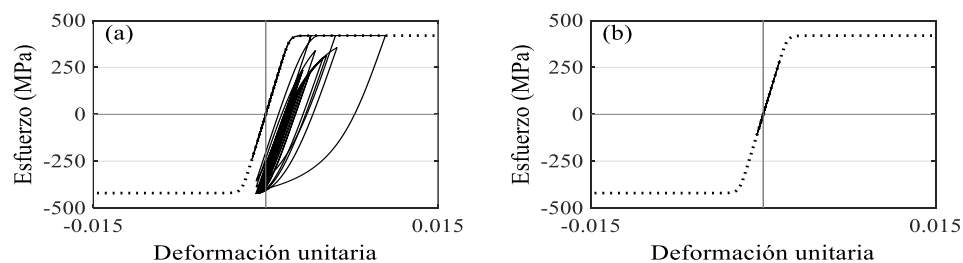


Figura 50

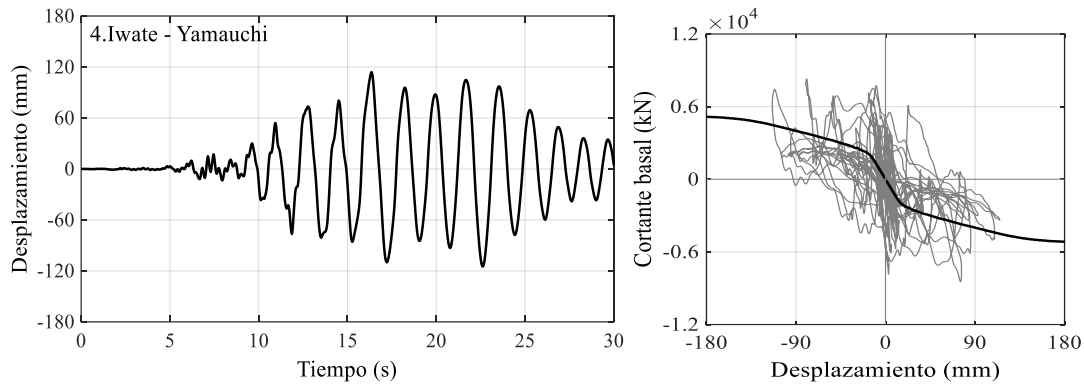
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M2 completo durante el sismo #7 del Caso 2.



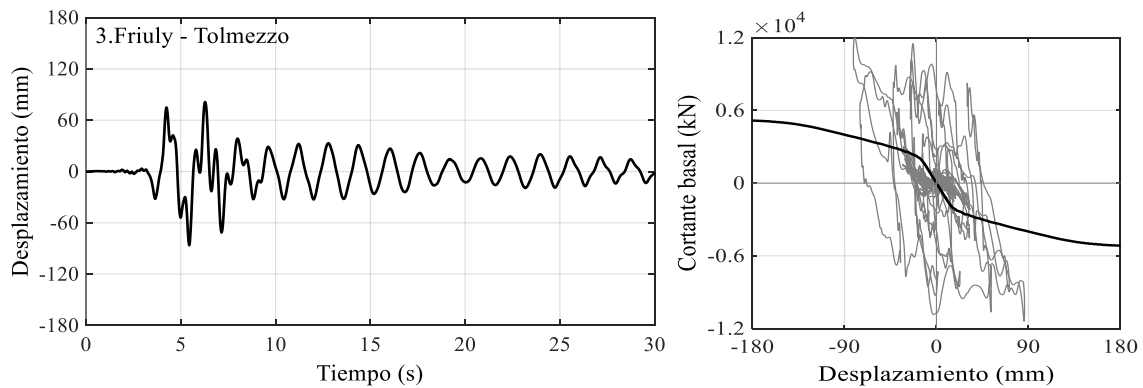
El desplazamiento máximo que experimentó el puente *M2* en la etapa *C1* fue de 114.8 mm y se presentó durante el registro sísmico #4 del caso 2. Así mismo, durante este registro la deformación unitaria máxima del refuerzo longitudinal de la columna fue de 0.003 en la parte inferior y de 0.0019 en la parte superior. En la Figura 51 se presenta la historia de desplazamientos y el diagrama de histéresis de la etapa *C1* durante este registro sísmico. Note que el diagrama de histéresis del puente presenta una relación desordenada entre el cortante basal y el desplazamiento de la estructura. Como se explicó anteriormente, esto se debe a la acción simultánea de varios modos de vibración que modifican el estado de fuerzas internas y de las reacciones del puente. La máxima deformación unitaria del refuerzo longitudinal de la etapa *C1* del puente *M2* se presentó durante el registro sísmico #3 del caso 2, en donde el desplazamiento máximo del puente fue de 86.3 mm (Figura 52). Note que durante este registro el cortante en la base fue considerablemente mayor al del sismo #4 y en la historia de desplazamiento se puede apreciar que entre los segundos 4 y 8 hay acción simultánea de varios modos de vibración, lo que causa que ocasionalmente los momentos en la parte superior de las columnas sobrepasen a los de la base, llevando a que se presenten mayores deformaciones en los materiales en este punto. Una situación similar se presentó en la etapa *C1* del puente *M1*, en donde la superposición modal causó que durante uno de los registros (sismo #5) las deformaciones del acero medidas en el extremo superior de la columna fueran 2.3 veces mayores que las medidas en la condición completa. En el caso de la etapa *C1* del puente *M2*, durante tres registros se midieron mayores deformaciones unitarias en el extremo superior de la columna que en la condición completa y sus diferencias fueron mayores (hasta 6.3 veces) a las registradas en el puente *M1*.

Figura 51

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #4 del caso 2.

**Figura 52**

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #3 del caso 2.



En la etapa C2 del puente M2, el mayor desplazamiento se presentó durante el registro sísmico #2 del caso 2, en el cual también se presentó la mayor deformación unitaria del refuerzo longitudinal en esta condición. Durante este registro sísmico, el desplazamiento máximo fue mayor en la etapa C2 que en la etapa C1. No obstante, en la etapa C1 se presentó mayor deformación

unitaria en el acero de refuerzo lo que ratifica que la etapa *C1* es una condición más vulnerable sísmicamente que la etapa *C2*. En el Anexo D se presentan las historias de desplazamientos y los ciclos de histéresis de los materiales de las columnas en todas las condiciones del puente *M2*.

4.2.3.3. Puente *M3*

En esta sección se muestran los resultados de desplazamientos y deformaciones máximas que experimentó el puente *M3* durante los registros sísmicos seleccionados (Tabla 26). Note que para ambos casos de análisis los desplazamientos del puente completo superaron los desplazamientos de las etapas constructivas durante todos los registros sísmicos. Para el caso 1, el puente completo presentó un Δ_{NLDA} igual a 164 mm, mientras que para el caso 2 el desplazamiento Δ_{NLDA} aumentó a 195 mm. El máximo desplazamiento del puente *M3* completo se presentó durante el registro sísmico #6 del caso 2 (Figura 53), el cual fue igual a 244 mm, equivalente a una demanda de ductilidad $\mu_d=1.26$ (Tabla 25). Asociado a esta demanda de ductilidad, el puente completo presentó una deformación unitaria máxima en el acero de 0.0078 en el extremo inferior y de 0.0022 en el extremo superior de las dos columnas (Figura 54).

De las etapas constructivas estudiadas, la etapa *C1* fue en la que se presentaron los mayores desplazamientos Δ_{NLDA} . Para el caso 1 estos desplazamientos fueron iguales a 93.2 mm y 71.8 mm en las etapas *C1* y *C2*, mientras que para el caso 2 fueron de 130.8 mm y 106.9 mm, respectivamente. Como era de esperarse, los desplazamientos en todas las condiciones de este puente superaron a los del puente *M1*, puesto que al incluir la rigidez del conjunto cimiento-suelo en el análisis se reduce la rigidez lateral de toda la estructura. Además, esta adición también causó que en el puente *M3* se redujeran las fuerzas internas en las columnas, lo que generó que en todas

las condiciones y para todos los registros se redujeran las demandas de deformación unitaria en el acero y concreto, respecto a las deformaciones que se presentaron en el puente *M1*.

Tabla 26

Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M3 completo y en las etapas C1 y C2.

Registro	Completo		C1		C2	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	171.5 (0.0016) (0.0024)	184.8 (0.0020) (0.0030)	95.1 (0.0006) (0.0009)	180.2 (0.0007) (0.0015)	58.4 (0.0006) (0.0003)	85.7 (0.0010) (0.0007)
2	117.4 (0.0016) (0.0018)	119.9 (0.0017) (0.0019)	83.0 (0.0015) (0.0010)	112.9 (0.0019) (0.0016)	92.6 (0.0004) (0.0005)	116.3 (0.0006) (0.0008)
3	187.7 (0.0019) (0.0037)	202.4 (0.0020) (0.0051)	105.9 (0.0014) (0.0014)	125.8 (0.0020) (0.0018)	48.5 (0.0006) (0.0004)	63.5 (0.0009) (0.0005)
4	133.5 (0.0014) (0.0017)	219.8 (0.0021) (0.0055)	89.7 (0.0007) (0.0010)	78.6 (0.0020) (0.0012)	104.6 (0.0008) (0.0007)	137.7 (0.0013) (0.0009)
5	153.0 (0.0016) (0.0022)	195.3 (0.0020) (0.0044)	102.8 (0.0017) (0.0014)	143.2 (0.0018) (0.0019)	54.5 (0.0004) (0.0004)	77.2 (0.0010) (0.0005)
6	195.4 (0.0019) (0.0040)	244.8 (0.0022) (0.0078)	112.9 (0.0014) (0.0013)	178.6 (0.0012) (0.0018)	53.7 (0.0005) (0.0004)	115.8 (0.0018) (0.0014)
7	190.4 (0.0019) (0.0032)	204.2 (0.0021) (0.0043)	62.6 (0.0011) (0.0006)	96.5 (0.0016) (0.0012)	90.3 (0.0010) (0.0006)	152.4 (0.0020) (0.0018)
Δ_{NLDA}	164.2	195.9	93.2	130.8	71.8	106.9

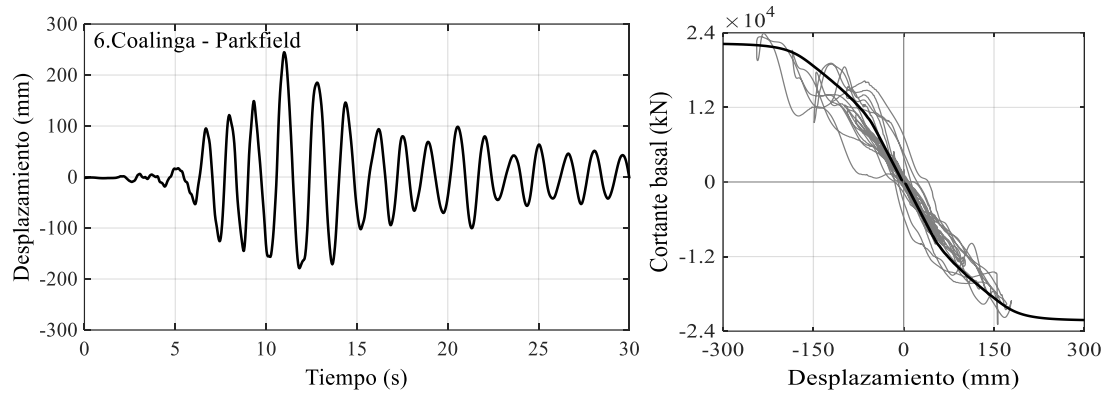
Tabla 27

Demandas de ductilidad máximas del puente M3 completo.

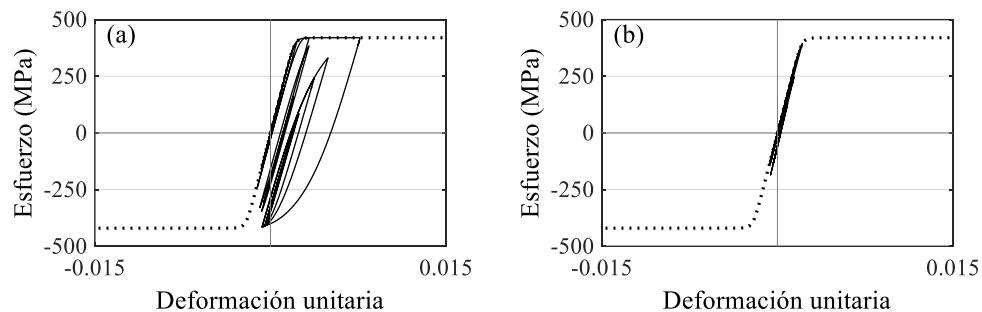
Registro	Desplazamiento (mm)		μ_{Δ}	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	171.5	184.8	0.00	0.00
2	117.4	119.9	0.00	0.00
3	187.7	202.4	0.00	1.04
4	133.5	219.8	0.00	1.13
5	153.0	195.3	0.00	1.01
6	195.4	244.8	1.01	1.26
7	190.4	204.2	0.00	1.05

Figura 53

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M3 durante el sismo #6 del caso 2.

**Figura 54**

Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M3 completo durante el sismo #6 del Caso 2.



En la etapa constructiva C1 el desplazamiento máximo del puente se presentó durante el registro sísmico #1 del caso 2, pero la mayor deformación unitaria se presentó durante el registro sísmico #3 del mismo caso. En las Figuras 55 y 56 se presentan las historias de desplazamientos y los ciclos de histéresis del puente durante ambos registros. Note que durante el registro #1 los desplazamientos del puente presentan un periodo de oscilación bien definido y el comportamiento histerético describe una tendencia cercana a la curva de capacidad (línea negra en la gráfica

derecha), mientras que en los desplazamientos del puente durante el registro #3 se evidencia acción simultánea de varios modos de vibración, lo que genera picos irregulares en los desplazamientos entre $t=3$ s y $t=7$ s. Aun así, las deformaciones unitarias en el acero que experimentaron las etapas constructivas del puente *M3* fueron menores a la deformación unitaria de fluencia (0.0021), lo que indica que la respuesta sísmica de este puente durante construcción es esencialmente elástica. Las gráficas con las historias de desplazamientos y los ciclos de histéresis de los materiales de las columnas del puente *M3* durante todos los registros sísmicos se encuentran en el Anexo E.

Figura 55

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1 del caso 2.

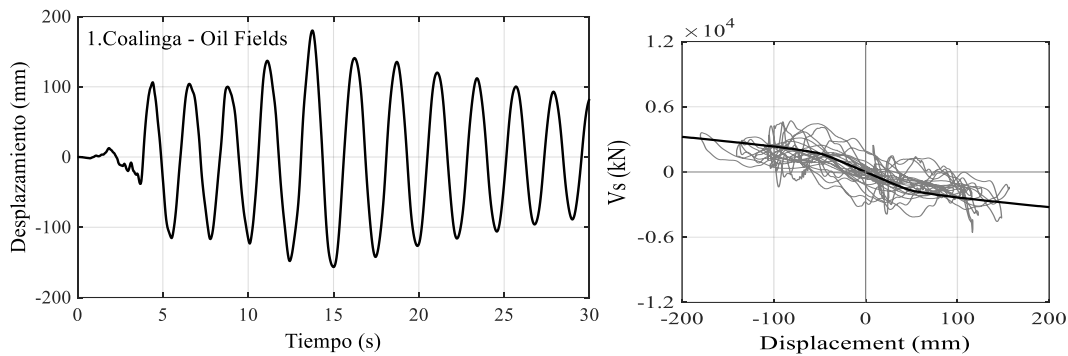
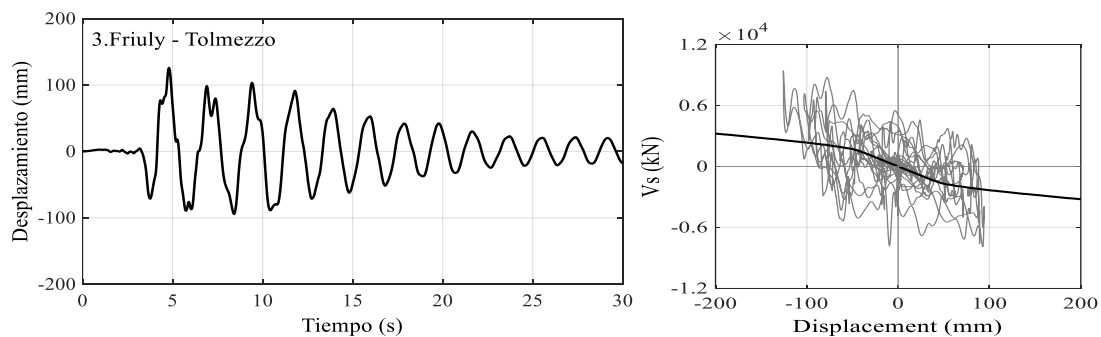


Figura 56

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3 del caso 2.



4.2.3.4. Puente M4

A partir de los resultados de los puentes *M1* y *M2*, los cuales se discutieron anteriormente, se encontró que durante algunos registros sísmicos los desplazamientos en la etapa constructiva *C1* pueden ser mayores a los del puente completo. Luego, para el puente *M3* se encontró que los desplazamientos en todas las condiciones aumentaron respecto al puente *M1* (con el cual mantiene la misma geometría con la diferencia que en el *M3* se incluyó la rigidez del conjunto-cimiento suelo), pero durante ningún registro sísmico los desplazamientos en las etapas constructivas superaron a las del puente completo. En la Tabla 28 se presentan los desplazamientos y deformaciones unitarias máximas en el refuerzo longitudinal de la columna corta en todas las condiciones del puente *M4* y para todos los registros sísmicos seleccionados. Al igual que ocurrió en todos los puentes anteriores, al reducir el amortiguamiento de los puentes se presentó un aumento en los desplazamientos respecto a aquellos calculados para el caso 1. Para el puente *M4*, solo durante uno de los registros sísmicos (registro #5) el desplazamiento en la etapa *C1* superó a la del puente completo. A partir de estas observaciones se puede inferir que al incluir la rigidez del suelo en los modelos aumentan los desplazamientos de los puentes en todas las condiciones, pero tal aumento es mayor en la condición completa que en las etapas constructivas. Dicho de otra manera, la inclusión de la rigidez del conjunto cimiento-suelo en los modelos reduce en mayor medida la rigidez de los puentes completos que durante construcción.

Como era de esperarse, los desplazamientos del puente *M4* en todas las condiciones superaron a las del puente *M2* (de base fija) debido a la incorporación del sistema cimiento-suelo en los modelos numéricos. Además, el promedio de las deformaciones unitarias máximas del refuerzo longitudinal del puente *M4* completo (0.0074) superó al promedio de las del puente

M2 (0.0059) en esta misma condición. Al revisar las fuerzas internas de las columnas del puente durante el sismo #6 (caso para el cual se presentó el mayor desplazamiento y la mayor deformación en el refuerzo longitudinal), se encontró que la fuerza cortante y el momento flector máximo que experimentó la columna corta del puente *M4* aumentó respecto al momento máximo de la misma columna del puente *M2*.

Tabla 28

Desplazamientos máximos y deformaciones unitarias máximas en el acero longitudinal de las columnas del puente M4 completo y en las etapas C1 y C2.

Registro	Completo		C1		C2	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	152.0 (0.0015) (0.0047)	167.8 (0.0020) (0.0066)	65.1 (0.0011) (0.0011)	85.3 (0.0014) (0.0015)	51.6 (0.0007) (0.0004)	79.1 (0.0012) (0.0011)
2	102.8 (0.0019) (0.0031)	105.5 (0.0020) (0.0034)	59.7 (0.0019) (0.0014)	62.6 (0.0019) (0.0016)	70.6 (0.0010) (0.0007)	92.7 (0.0015) (0.0013)
3	159.4 (0.0020) (0.0076)	175.8 (0.0021) (0.0099)	78.6 (0.0020) (0.0018)	92.1 (0.0021) (0.0019)	63.6 (0.0008) (0.0008)	77.4 (0.0014) (0.0014)
4	117.4 (0.0012) (0.0023)	156.6 (0.0022) (0.0073)	74.0 (0.0013) (0.0012)	119.8 (0.0017) (0.0025)	55.0 (0.0006) (0.0004)	96.4 (0.0013) (0.0011)
5	97.6 (0.0012) (0.0017)	113.0 (0.0015) (0.0022)	78.8 (0.0011) (0.0013)	119.7 (0.0020) (0.0025)	39.7 (0.0005) (0.0004)	46.9 (0.0007) (0.0004)
6	165.2 (0.0019) (0.0064)	199.8 (0.0022) (0.0125)	80.2 (0.0009) (0.0012)	106.6 (0.0026) (0.0023)	40.6 (0.0006) (0.0003)	58.5 (0.0012) (0.0006)
7	161.9 (0.0019) (0.0059)	194.8 (0.0021) (0.0101)	59.4 (0.0007) (0.0008)	78.3 (0.0019) (0.0017)	49.7 (0.0008) (0.0004)	62.5 (0.0011) (0.0006)
Δ_{NLDA}	136.6	159.0	70.8	94.9	53.0	73.4

En la Figura 57 se muestra la historia de desplazamientos y el diagrama de histéresis del puente durante el registro sísmico #6 del caso 2. Note que los desplazamientos del puente presentan un periodo de oscilación bien definido de aproximadamente 1.4 s, el cual es cercano al periodo de

vibración fundamental calculado del análisis modal (Tabla 20) y los ciclos de histéresis presentan un buen ajuste respecto a la curva de capacidad de la estructura. Además, la zona del puente en donde se presentó la mayor incursión inelástica del refuerzo longitudinal durante este registro corresponde al extremo inferior de la columna corta (Figura 58).

Tabla 29

Demandas de ductilidad máximas del puente M4 completo.

Registro	Desplazamiento (mm)		μ_{Δ}	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
1	152.0	167.8	1.01	1.11
2	102.8	105.5	0.00	0.00
3	159.4	175.8	1.06	1.16
4	117.4	156.6	0.00	1.04
5	97.6	113.0	0.00	0.00
6	165.2	199.8	1.09	1.32
7	161.9	194.8	1.07	1.29

Figura 57

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) del puente M4 durante el sismo #6 del caso 2.

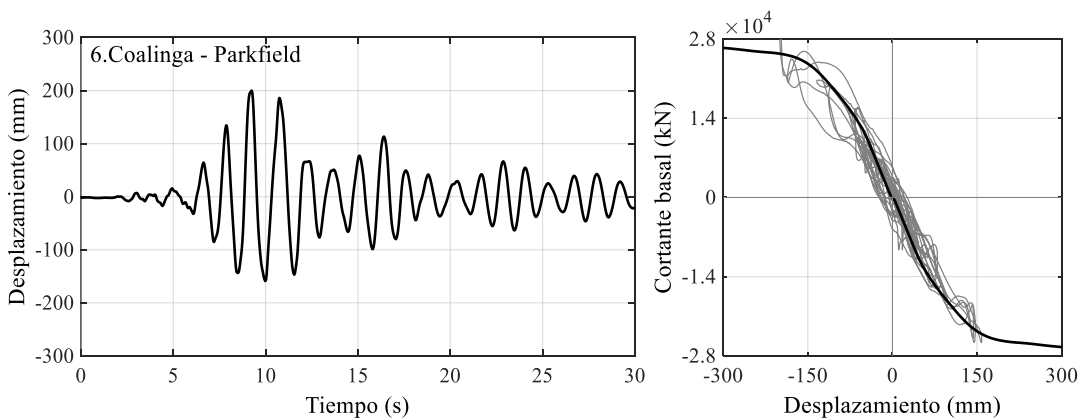
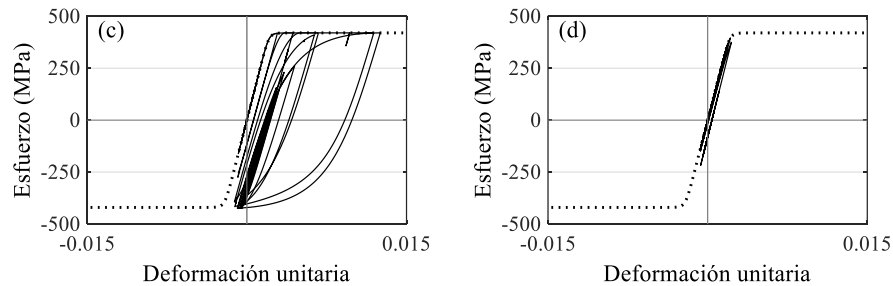


Figura 58

Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de las columnas del puente M4 completo durante el sismo #6 del Caso 2.



En la Etapa C1 del puente M4 el desplazamiento máximo se presentó durante el registro sísmico #5 del caso 2, el cual fue igual a 119 mm. Durante este registro la deformación unitaria máxima en el refuerzo longitudinal del extremo inferior de la columna fue de 0.0025 y en el extremo superior de 0.0020. La máxima deformación unitaria que experimentó el refuerzo longitudinal del puente en esta condición fue de 0.0026 y se presentó en el extremo superior de la columna durante el registro sísmico #6 del caso 2. En las Figuras 59 y 60 se presentan las historias de desplazamientos y los diagramas de histéresis de la etapa C1 del puente M4 durante estos registros sísmicos. Nuevamente, en la historia de desplazamientos del registro sísmico en donde se presentó la mayor deformación en el refuerzo longitudinal se evidencian picos irregulares debido a la acción simultánea de varios modos de vibración. En la Etapa C2 del puente M4 también se presentaron estos picos irregulares en los desplazamientos durante algunos registros sísmicos. No obstante, en esta condición las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal fueron menores a la deformación de fluencia (0.0021), por lo que se espera que el puente se mantenga esencialmente elástico después del sismo. Las gráficas con las historias de desplazamientos y los

ciclos de histéresis de los materiales de las columnas del puente *M4* durante todos los registros sísmicos se encuentran en el Anexo F.

Figura 59

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5 del caso 2.

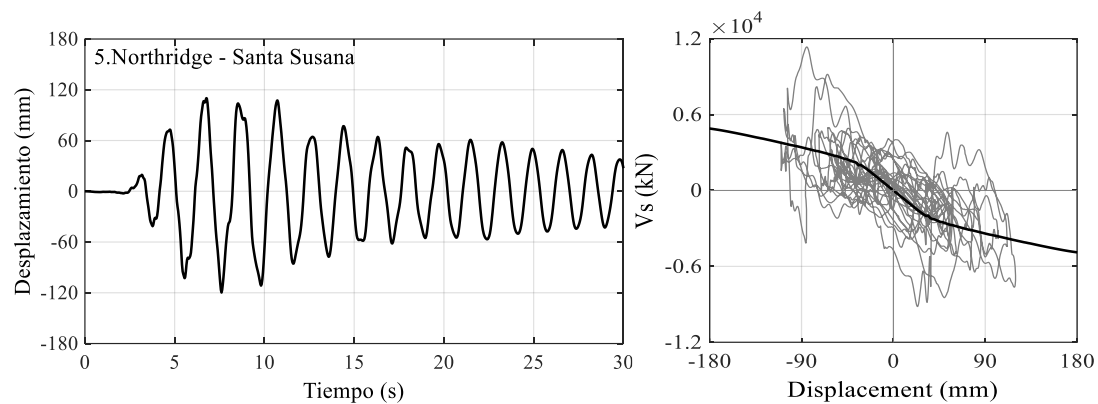
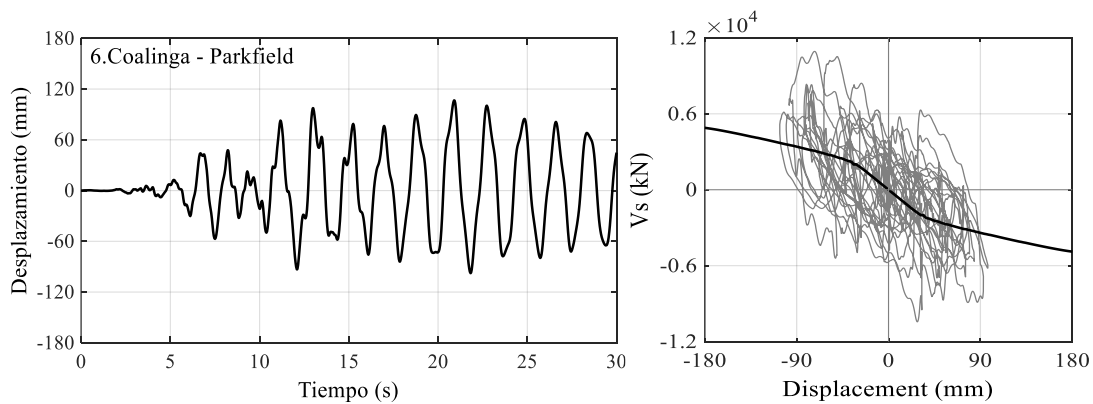


Figura 60

Historia de desplazamientos (izquierda) y curva de histéresis V-D (derecha) de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6 del caso 2.



4.2.3.5. Relaciones de ductilidad

Las relaciones de ductilidad se calcularon como la relación entre la demanda sísmica y la deformación de plastificación. Para los puentes en la condición completa se calcularon dos relaciones de ductilidad: la primera, denominada ductilidad de desplazamiento (μ_Δ), se calculó mediante la relación entre el desplazamiento máximo promedio obtenido del análisis sísmico no lineal (Δ_{NLDA}) y el desplazamiento de plastificación efectivo (Δ_Y), calculado a partir de la Idealización 1 de las curvas de capacidad (sec. 6.2.2). La segunda, denominada ductilidad de curvatura (μ_ϕ), se calculó a partir de la relación entre el promedio de las curvaturas máximas obtenido del análisis sísmico no lineal (ϕ_{NLDA}) y la curvatura de plastificación efectiva (ϕ_Y), calculada empleando el mismo principio de la Idealización 1 sobre los diagramas momento - curvatura. Para las etapas constructivas solo se calculó la relación de ductilidad por curvatura μ_ϕ , puesto que cualquier procedimiento o conclusión emitida a partir de las curvas de capacidad unimodales en estas condiciones puede proporcionar información inexacta de su respuesta sísmica debido a la participación significativa de modos de vibración superiores en estas condiciones.

En la Figura 61 se presentan a modo de ejemplo los diagramas momento - curvatura de las secciones superior e inferior de las columnas del puente *M1* completo. El diagrama del extremo superior de la columna presenta menor resistencia a flexión que el diagrama del extremo inferior puesto que en el extremo inferior hay mayor concentración de carga axial. Esta diferencia en la resistencia también es evidente en las idealizaciones elastoplásticas de ambas curvas (líneas punteadas). En la Tabla 30 se presentan los valores asociados al punto de plastificación efectiva calculados para las columnas de cada uno de los puentes. Los resultados de las secciones de los puentes *M1-M3* y *M2-M4* se agruparon porque los puentes de cada grupo tienen misma geometría

y distribución de refuerzo en las columnas y por lo tanto presentan los mismos valores de Φ_Y y M_Y .

Figura 61
Diagramas momento-curvatura de los extremos superior e inferior de las columnas del puente M1 completo.

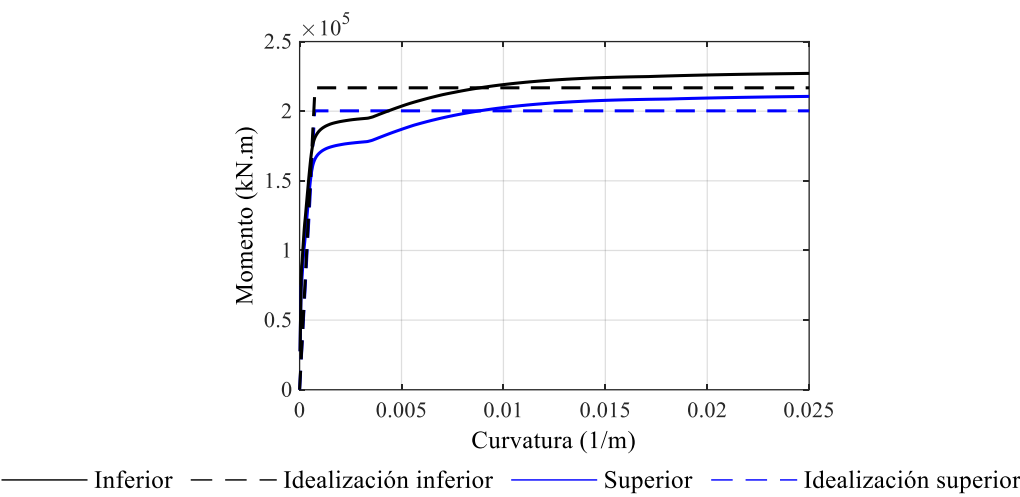


Tabla 30
Curvaturas y momentos de plastificación efectivos de los puentes.

Puente	Sección de la columna	Completa		C1		C2	
		Φ_Y (1/m)	M_Y (kN-m)	Φ_Y (1/m)	M_Y (kN-m)	Φ_Y (1/m)	M_Y (kN-m)
M1	Inferior	7.41E-04	200270	7.38E-04	168870	7.42E-04	198030
M3	Superior	7.56E-04	216800	7.29E-04	183690	7.37E-04	213650
M2	Inferior	7.41E-04	200270	7.38E-04	168870	7.42E-04	198030
M4	Superior	7.37E-04	211860	7.31E-04	180110	7.38E-04	209860

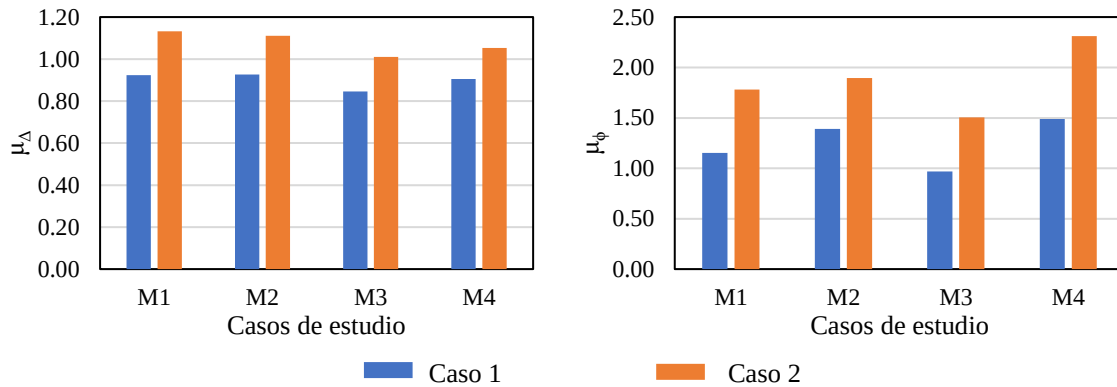
En la Figura 62 se presentan las relaciones de ductilidad μ_Δ y μ_ϕ de los puentes completos calculadas a partir de los resultados del análisis NLDA. Las demandas de ductilidad μ_Δ fueron menores a uno cuando se usa un coeficiente de amortiguamiento del 5% (caso 1), mientras que en

el caso 2 ($\xi = 2\%$) los puentes $M1$ y $M2$ presentan relaciones de ductilidad superiores a 1.1 y en los puentes $M3$ y $M4$ son cercanas a la unidad. En cuanto a los resultados de μ_ϕ , los puentes $M2$ y $M4$ presentan los mayores valores de demanda de ductilidad de curvatura debido a la magnitud de las deformaciones unitarias en los materiales que se presentaron en la base de la columna corta. La relación de ductilidad μ_ϕ medida sobre el puente $M4$ fue mayor que la del puente $M2$ porque, como se mostró en la sección anterior, los efectos de la inclusión de la rigidez del conjunto cimiento-suelo en los modelos numéricos causaron que en la columna corta del puente $M4$ se desarrollaran mayores fuerzas internas.

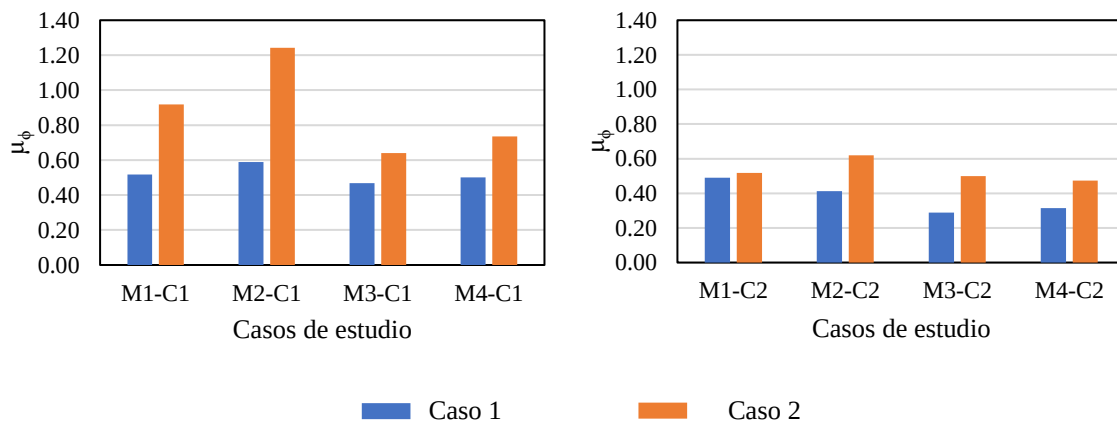
En la etapa constructiva $C1$ la mayor demanda de ductilidad μ_ϕ se presentó en el caso 2 del puente $M2$ (Figura 63). Este resultado es razonable teniendo en cuenta que de las etapas $C1$, la del puente $M2$ fue en la que se presentaron las mayores deformaciones unitarias en el acero. En las etapas constructivas de los modelos que integran la rigidez del conjunto cimiento – suelo, las demandas de ductilidad μ_ϕ fueron menores a uno. Además, durante la mayoría de los registros sísmicos que actuaron sobre estos puentes se presentaron menores deformaciones en el acero que en la condición completa, lo que indica que, bajo las condiciones adoptadas en este trabajo, los puentes $M3$ y $M4$ son más vulnerables en la condición completa que durante construcción. Sobre los puentes $M1$ y $M2$ se podría replicar esta conclusión puesto que las demandas de ductilidad μ_ϕ en la condición completa fueron mayores a las que se presentaron durante las etapas constructivas. Sin embargo, es importante destacar que durante algunos eventos sísmicos los puentes en la etapa $C1$ presentaron mayores deformaciones en los materiales y por consiguiente pueden presentar mayores daños que los que experimentaría el puente en la condición completa.

Figura 62

Relaciones de ductilidad de desplazamiento y de curvatura de los puentes en condición completa.

**Figura 63**

Relaciones de ductilidad de desplazamiento y de curvatura de los puentes durante construcción



4.3. Modelos simplificados

En este trabajo se desarrollaron dos modelos simplificados para los puentes en la condición completa y tres modelos simplificados para los puentes en las etapas constructivas (Sec. 5.6). El modelo simplificado de mayor complejidad en la condición completa fue el 1DOF puesto que para

construirlo fue necesario determinar la matriz de rigidez del puente y posteriormente emplear condensación estática para reducir la rigidez a un escalar. Por su parte, para determinar la rigidez de los sistemas 1DOFm de los puentes completos se empleó la ecuación (4) en la cual se asume que la superestructura de los puentes en esta condición se comporta como un cuerpo rígido. En los dos modelos simplificados de los puentes completos se concentró la misma cantidad de masa.

Por otro lado, para las etapas constructivas *C1* y *C2* se desarrollaron tres modelos simplificados. El primero y de mayor complejidad es el modelo 3DOF, cuyas matrices de rigidez y de masa se determinaron empleando condensación estática y el método de sistemas generalizados de un grado de libertad. El siguiente modelo en orden de complejidad corresponde al modelo 1DOF, cuya rigidez se determinó empleando condensación estática, seguido del modelo 1DOFm cuya rigidez se determinó mediante la ecuación (5), asumiendo que la superestructura de los puentes durante construcción se comporta como un cuerpo rígido. En los modelos 1DOFm la masa concentrada se calculó a partir de los análisis LDA realizados en los modelos 3DOF, durante los cuales se calculó la masa efectiva que se excita en dirección longitudinal empleando el principio de conservación de la energía (sec. 5.6.3). En los modelos 1DOF se asumió que la masa concentrada corresponde a la masa de los voladizos más la mitad de la masa de la columna.

En la Tabla 31 se presentan los valores de masa y de rigidez que se emplearon para definir los modelos 1DOF y 1DOFm de todos los puentes. Al frente de los parámetros de los modelos 1DOFm se muestran dentro de paréntesis las diferencias respecto al parámetro correspondiente del modelo 1DOF. En los modelos 1DOFm de los puentes *M1* y *M2* en la condición completa, la rigidez asumida superó en 34.8% y 46.2%, respectivamente, la rigidez que se empleó en los modelos 1DOF. Este aumento en la rigidez de los modelos 1DOFm de los puentes *M1* y *M2* completos era esperable teniendo en cuenta que en estos modelos se asume que las vigas son

rígidas, mientras que en los modelos 1DOF se tiene en cuenta la flexibilidad de estos elementos para calcular la rigidez lateral del puente. En los modelos 1DOFm de los puentes *M3* y *M4* completos la diferencia se redujo a 8.7% y 7.9%, respectivamente. La razón de tal reducción obedece a la metodología empleada para representar el suelo en los modelos 1DOFm. Mientras que en los modelos 1DOF el conjunto cimiento-suelo se representó como un elemento cuyos términos de rigidez lateral y rotacional son dependientes entre sí, en los modelos 1DOFm la rigidez de estas dos componentes (lateral y rotacional) se desacopló y se representó mediante resortes.

En las etapas constructivas *C1* de todos los puentes los valores de rigidez de los modelos 1DOFm no cambiaron drásticamente respecto a la rigidez de los modelos 1DOF (diferencias entre 0.1% y 8%), a diferencia de las etapas *C2* en donde la rigidez de los modelos 1DOFm aumentó 25.6%, 18.1%, 34.8% y 30.1% en los puentes *M1*, *M2*, *M3* y *M4*, respectivamente. Además, en los modelos 1DOFm de ambas etapas constructivas la masa efectiva que se excita lateralmente se redujo aproximadamente 46% en las etapas *C1* y 78% en las etapas *C2*, respecto a la masa concentrada en los sistemas 1DOF.

Tabla 31

Rigidez y masa asignada a los modelos simplificados 1DOF y 1DOFm de los puentes.

Puente	Modelo	Masa (tf)	Completa	<i>C1</i>				<i>C2</i>	
			Rigidez (kN/m)	Masa (tf)	Rigidez (kN/m)	Masa (tf)	Rigidez (kN/m)	Masa (tf)	Rigidez (kN/m)
M1	1DOF	7881	130914	2578	16788	3941	13359		
	1DOFm	7881	176524 (34.8 %)	1421 (44.9 %)	16779 (0.1 %)	892 (77.3 %)	16779 (25.6 %)		
M2	1DOF	7796	200917	2493	35968	3855	30411		
	1DOFm	7796	293827 (46.2 %)	1356 (45.6 %)	35930 (0.1 %)	913 (76.3 %)	35930 (18.1 %)		
M3	1DOF	7881	93866	2578	12593	3941	9816		
	1DOFm	7881	102017 (8.7 %)	1438 (44.2 %)	13231 (5.1 %)	660 (83.3 %)	13231 (34.8 %)		
M4	1DOF	7796	133551	2493	24562	3855	20405		
	1DOFm	7796	144122 (7.9 %)	1194 (52.1 %)	26541 (8.1 %)	819 (78.8 %)	26541 (30.1 %)		

4.3.1. Análisis lineal dinámico y multimodal espectral

En este capítulo se presentan los periodos y porcentajes de participación de masa de los dos primeros modos de vibración de los puentes en la condición completa y durante sus etapas constructivas $C1$ y $C2$, calculados en los modelos MDOF elásticos y en los modelos simplificados que se detallaron en la sección 5.6. Así mismo, se presentan los desplazamientos espectrales (Δ_D) y el promedio de los desplazamientos calculados mediante análisis lineal dinámico (Δ_{LDA}). Los resultados obtenidos mediante los modelos simplificados se compararon respecto a los obtenidos en los modelos MDOF elásticos de referencia.

4.3.1.1. Puente $M1$

En la Tabla 32 se presentan los periodos y porcentajes de participación de masa de los dos modos de vibración con mayor porcentaje de participación en sentido longitudinal del puente $M1$ completo, calculados mediante el modelo MDOF elástico, y los mismos resultados para el único modo que reproducen los modelos 1DOF y 1DOFm. Al frente de los resultados de los modelos simplificados se identifican dentro de paréntesis las diferencias existentes entre los resultados del primer modo de vibración del modelo MDOF. Adicionalmente, en la Tabla 32 también se presentan las demandas de desplazamiento espectral (Δ_D) y el promedio de los desplazamientos máximos calculados mediante LDA (Δ_{LDA}). Note que los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados en el modelo 1DOF presentaron diferencias menores a 2% respecto a los desplazamientos del modelo de referencia, lo que indica que mediante este modelo se aproximan con alta precisión los desplazamientos máximos calculados mediante el modelo MDOF.

En el modelo 1DOF el periodo de vibración calculado presentó una diferencia menor a 1% respecto al periodo del modo 1 del modelo MDOF, mientras que mediante el modelo 1DOFm el periodo de vibración calculado fue 14.3% menor al modo 1 del modelo de referencia. Esta disminución en el periodo de vibración del modelo 1DOFm se debe a la mayor rigidez de este modelo, en comparación con la rigidez del modelo 1DOF. Consecuentemente, mediante el modelo 1DOFm se obtuvieron desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} menores a los calculados mediante el modelo MDOF. Además, al comparar las historias de los desplazamientos del puente *M1* completo calculadas mediante LDA se encontró que mediante el modelo 1DOF el puente describe desplazamientos casi idénticos a los que se presentan en el modelo MDOF, mientras que en el modelo 1DOFm las amplitudes de los desplazamientos son similares pero el periodo de las oscilaciones difiere del de las oscilaciones del modelo MDOF. Esto se puede corroborar en la Figura 64, en donde se presenta a modo de ejemplo la historia de desplazamientos del puente *M1* completo durante el registro #1. El resto de las respuestas para los otros registros se encuentran en el Anexo G.

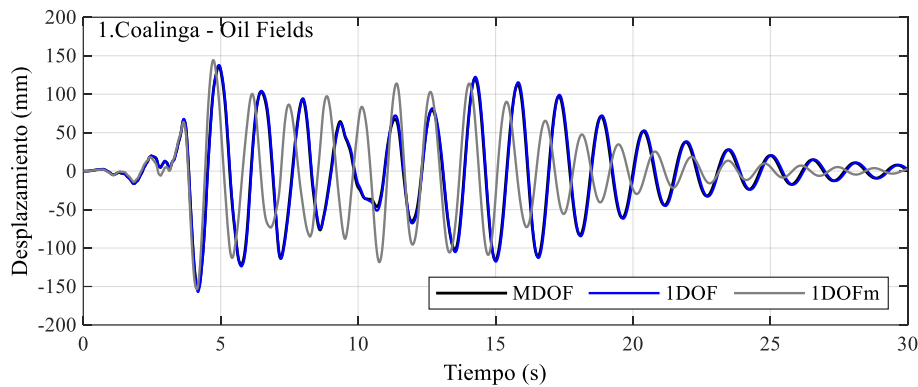
Tabla 32

Características dinámicas y desplazamientos del puente M1 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	1.55		90.7		144.4		165.7	
	2	0.48		3.3					
1DOF	1	1.54	(0.6 %)	92.0	(1.5 %)	145.6	(0.8 %)	167.9	(1.3 %)
1DOFm	1	1.33	(14.3 %)	92.0	(1.5 %)	125.3	(13.2 %)	152.0	(8.4 %)

Figura 64

Desplazamiento del puente M1 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.



En las Tablas 33 y 34 se presentan los periodos, porcentajes de participación de masa y los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados en los modelos simplificados y en el modelo MDOF de las etapas C1 y C2, respectivamente. Note que para estas condiciones los modelos simplificados 1DOF presentan diferencias significativas entre sus periodos y porcentajes de participación de masa en comparación a las del primer modo de vibración del modelo MDOF. Esto condujo a que los desplazamientos calculados mediante estos modelos presentaran diferencias promedio respecto a los del modelo de referencia de 25% en la etapa C1 y de 100% en la etapa C2. Además, las diferencias durante todos los registros sísmicos estuvieron entre 4%-84% en la etapa C1 y de 19%-197% en la etapa C2.

En cuanto a los modelos 1DOFm, los periodos y porcentajes de participación en ambas etapas constructivas presentaron diferencias de 37% y 19% en la etapa C1 y de 71% y 187% en la etapa C2, las cuales se pueden considerar como diferencias significativamente altas. No obstante, mediante este modelo se obtuvieron diferencias promedio en los desplazamientos máximos de los registros sísmicos menores a las que se presentaron mediante el modelo 1DOF, 11% en la etapa C1 y 13% en la etapa C2. Lo anterior indica que al emplear el principio de conservación de la

energía para modificar la masa del sistema 1DOF se pueden obtener desplazamientos más aproximados que empleando la masa que se concentró inicialmente. Aun así, durante los análisis LDA realizados sobre los modelos 1DOF y 1DOFm de los puentes en construcción (Figuras 65 y 66, y Anexo G) se registraron historias de desplazamientos con amplitudes y frecuencias de oscilación diferentes a las del modelo MDOF, lo que demuestra que ninguno de ellos proporciona resultados aproximados de la respuesta sísmica del puente a lo largo del tiempo.

Tabla 33

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	2.93		60.3		97.6		95.0	
	2	0.64		31.1					
1DOF	1	2.46	(16.1 %)	88.3	(46.4 %)	116.3	(19.1 %)	119.0	(25.2 %)
1DOFm	1	1.83	(37.6 %)	48.7	(19.3 %)	86.3	(11.6 %)	106.2	(11.8 %)
3DOF	1	2.91	(0.8 %)	61.9	(2.7 %)	96.8	(0.8 %)	94.7	(0.4 %)
	2	0.65	(1.4 %)	26.4	(15.1 %)				

Tabla 34

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	5.33		29.4		88.8		66.3	
	2	1.20		63.8					
1DOF	1	3.41	(35.9 %)	3.41	(35.9 %)	161.1	(81.4 %)	133.1	(100.8 %)
1DOFm	1	1.50	(71.8 %)	1.50	(71.8 %)	70.2	(20.9 %)	75.5	(13.9 %)
3DOF	1	5.16	(3.1 %)	5.16	(3.1 %)	104.2	(17.2 %)	69.7	(5.1 %)
	2	1.23	(2.5 %)	1.23	(2.5 %)				

De manera contraria, los modelos 3DOF resultaron en historias de desplazamiento (Figuras 65 y 66) y respuestas máximas (Tablas 33 y 34) más cercanas a las de los modelos MDOF, con diferencias en la respuesta pico menores a 1% en la etapa *C1* y a 6% en la etapa *C2*. La mayor precisión de los modelos 3DOF en comparación a la de los modelos 1DOF se debe al ajuste que presentan las características dinámicas de sus dos primeros modos de vibración con los del modelo MDOF y a la capacidad que tiene este modelo de reproducir la contribución sobre los desplazamientos de estos dos modos de vibración (Figuras 65 y 66).

Figura 65

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.

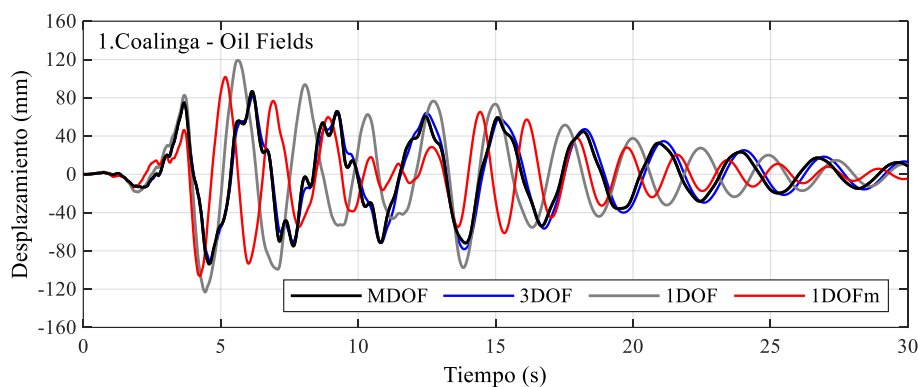
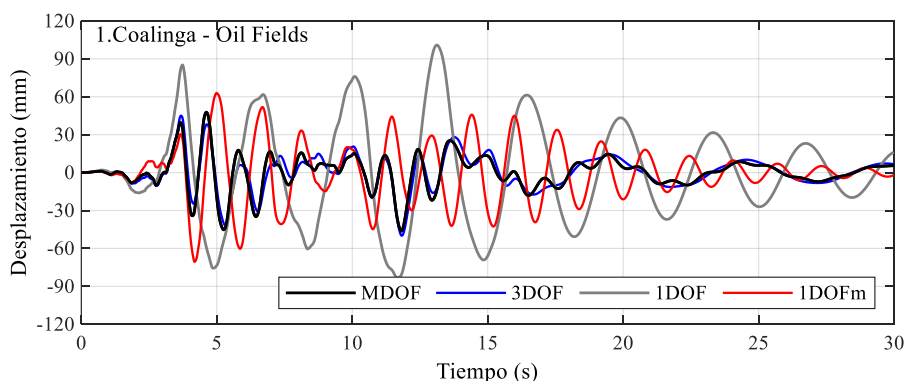


Figura 66

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



4.3.1.2. Puente M2

En la Tabla 35 se presentan los periodos y porcentajes de participación de masa medidos en los modelos MDOF elásticos y en los modelos simplificados del puente *M2* en la condición completa. Así mismo, en esta tabla se presentan los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} medidos en los mismos modelos. Las diferencias entre los desplazamientos estimados mediante los modelos simplificados y el modelo MDOF del puente *M2* completo aumentaron en comparación con las diferencias reportadas para el puente *M1*. Según los resultados de la Tabla 35, el modelo 1DOF mostró tener mayor capacidad de aproximación de los desplazamientos y de las características dinámicas que el modelo 1DOFm. En la Figura 67 se presenta la historia de desplazamientos del puente completo calculadas mediante los modelos MDOF, 1DOF y 1DOFm del puente *M2* completo durante el registro sísmico #1. Note que mediante el modelo 1DOF se logró reproducir con alta precisión los picos de desplazamientos y la frecuencia de oscilación del puente, mientras que en los desplazamientos que se presentaron en el modelo 1DOFm el periodo de oscilación fue más corto lo que genera desfase entre los desplazamientos de este modelo y los del modelo MDOF. Este comportamiento se presentó durante todos los registros sísmicos cuyas historias de desplazamientos se encuentran en el Anexo H, lo cual obedece a la mayor rigidez que se asignó en los modelos 1DOFm. Aun así, el modelo 1DOFm se presenta como una buena alternativa debido a la facilidad de su implementación.

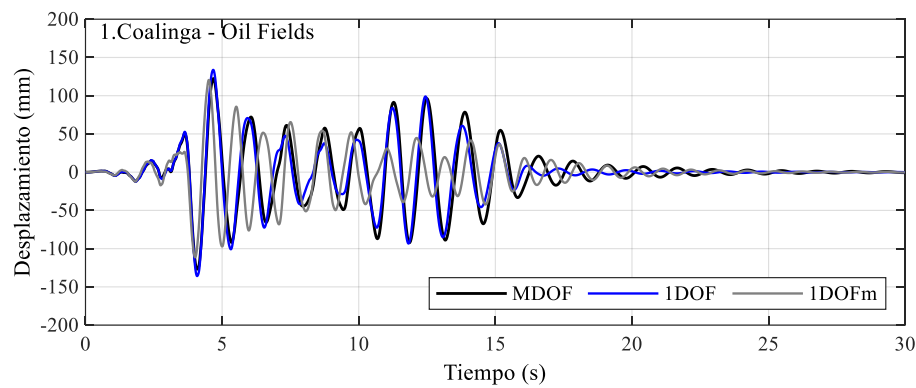
Tabla 35

Características dinámicas y desplazamientos del puente M2 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	1.28		83.8		111.5		129.0	
	2	0.47		5.8					
1DOF	1	1.24	(3.1 %)	1.24	(3.1 %)	117.0	(4.8 %)	134.0	(3.8 %)
1DOFm	1	1.04	(18.8 %)	1.04	(18.8 %)	96.64	(13.3 %)	111.0	(14.1 %)

Figura 67

Desplazamiento del puente M2 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.



En las Tablas 36 y 37 se presentan los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} medidos en el modelo MDOF elástico y en los modelos simplificados de las etapas C1 y C2 del puente M2. Así mismo, en estas tablas también se presentan los periodos y porcentajes de participación de masa de los dos primeros modos de vibración del modelo MDOF elástico y del modelo simplificado 3DOF, y los periodos y porcentajes de participación del único modo de vibración que capturan los modelos 1DOF y 1DOFm. Respecto a los resultados del modelo 1DOF, los periodos y porcentajes de participación de masa presentaron diferencias de 22% y 74% en la etapa C1 y de 47% y 351% en la etapa C2. Estas elevadas diferencias condujeron a que mediante el modelo 1DOF se presentaran

diferencias en los desplazamientos espectrales de 36% en la etapa C1 y 99% en la etapa C2 y en los desplazamientos Δ_{LDA} de 45% en la etapa C1 y de 70% en la etapa C2.

Tabla 36

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	2.18		50.6		58.4		64.1	
	2	0.49		42.4					
1DOF	1	1.68	(22.7 %)	1.68	(22.7 %)	79.4	(36.0 %)	93.3	(45.5 %)
1DOFm	1	1.20	(44.9 %)	1.20	(44.9 %)	57.6	(1.4 %)	77.0	(20.1 %)
3DOF	1	2.17	(0.2 %)	2.17	(0.2 %)	59.7	(2.2 %)	64.3	(0.4 %)
	2	0.51	(4.9 %)	0.51	(4.9 %)				

Tabla 37

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	4.31		20.4		53.4		46.7	
	2	0.86		72.8					
1DOF	1	2.26	(47.6 %)	2.26	(47.6 %)	106.8	(99.8 %)	79.3	(70.0 %)
1DOFm	1	1.10	(74.5 %)	1.10	(74.5 %)	51.4	(3.8 %)	51.1	(9.4 %)
3DOF	1	4.02	(6.8 %)	4.02	(6.8 %)	61.5	(15.1 %)	50.3	(7.6 %)
	2	0.93	(7.6 %)	0.93	(7.6 %)				

Mediante el modelo 1DOFm los periodos calculados presentaron diferencias aún mayores en comparación con las que se presentaron en los modelos 1DOF. No obstante, note que mediante el modelo 1DOFm las diferencias que presentaron los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} se redujeron en comparación con las que se presentaron en el modelo 1DOF. Mediante el modelo 1DOFm se

obtuvieron diferencias en los desplazamientos espectrales menores a 2% en la etapa *C1* y a 4% en la etapa *C2* y en los desplazamientos Δ_{LDA} cercanas a 20% en la etapa *C1* y 10% en la etapa *C2*.

En las Figuras 68 y 69 se presentan las historias de desplazamientos de las etapas *C1* y *C2* del puente *M2* calculadas durante el registro sísmico #1 en los modelos 1DOF, 1DOFm y 3DOF (las historias de desplazamientos durante los registros sísmicos restantes se encuentran en el Anexo H). Similar a los resultados que se presentaron en las etapas constructivas del puente anterior, mediante los modelos 1DOF y 1DOFm los puentes describen desplazamientos cuyas frecuencias de oscilación no coinciden con las frecuencias de los desplazamientos del modelo MDOF, lo que indica que mediante estos modelos no se reproduce la respuesta sísmica de los puentes en las etapas *C1* y *C2* durante análisis dinámicos tiempo-dependientes. Nuevamente, el modelo 3DOF fue el único que capturó con alta precisión la tendencia de los desplazamientos del modelo MDOF calculados mediante LDA en las etapas constructivas. Las diferencias entre los desplazamientos máximos del modelo 3DOF y el MDOF para el puente *M2* fueron similares a las que se presentaron en el puente *M1* (entre 0% y 8%). Esto indica que la variación de la longitud de la columna no condiciona la precisión del modelo 3DOF.

Figura 68

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.

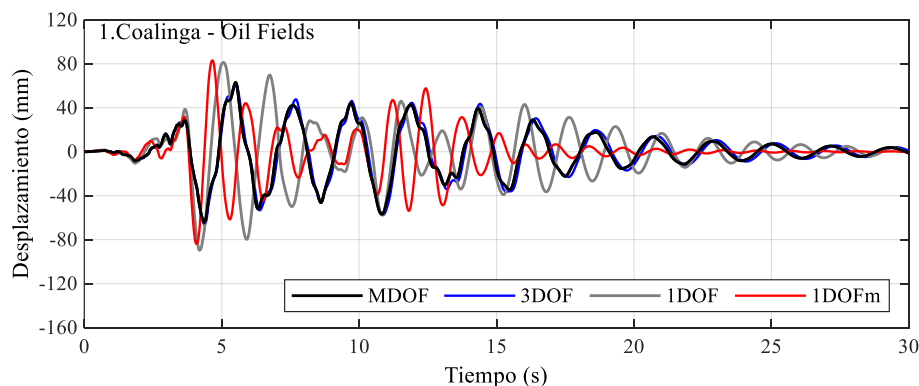
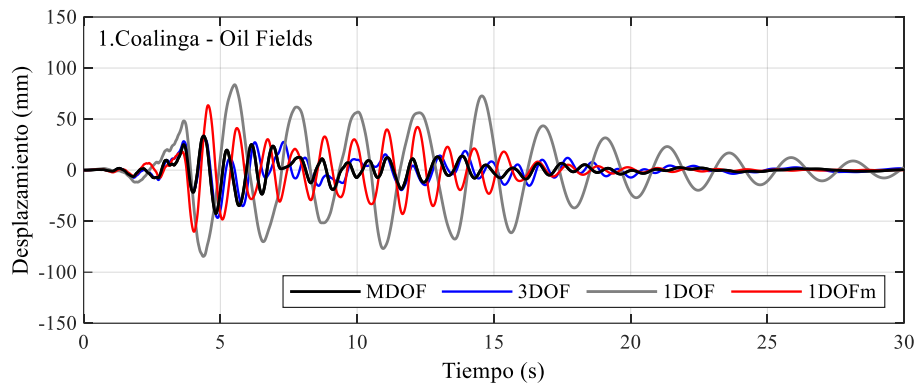


Figura 69

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



4.3.1.3. Puente M3

Los resultados del puente *M1* completo mostraron que los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} obtenidos mediante el modelo 1DOF presentan diferencias menores a 2% respecto a los desplazamientos calculados en el modelo MDOF, mientras que en los modelos 1DOFm las diferencias aumentaron hasta 13% debido a la mayor rigidez de este modelo. En la Tabla 38 se presentan los periodos, porcentajes de participación de masa y los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados mediante los modelos 1DOF, 1DOFm y MDOF para el puente *M3* completo, el cual mantiene la misma geometría del puente *M1* con la diferencia que en este se incluyó la rigidez del conjunto cimiento-suelo. Note que mediante el modelo 1DOF se obtuvo un periodo de vibración 4.5% mayor al modo 1 del modelo MDOF. Consecuentemente, el desplazamiento espectral calculado, Δ_D , mediante este modelo fue 4.1% mayor al del modelo MDOF, mientras que el promedio de los desplazamientos máximos, Δ_{LDA} , fue 1.1% mayor. En el modelo 1DOFm el periodo de vibración calculado apenas presentó una diferencia de 0.4% respecto al periodo del modo 1 del modelo MDOF, lo que condujo a que mediante este modelo se presentaran diferencias

en los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} menores a 2%, respecto a los mismos desplazamientos calculados en el modelo MDOF. La mejoría en la precisión de los resultados del modelo 1DOFm del puente *M3* completo respecto a las diferencias que se presentaron en el mismo modelo del puente *M1* completo, obedece a la menor diferencia entre las rigideces de los modelos 1DOF y 1DOFm. Mientras que en el puente *M1* completo la diferencia fue de 35%, en el puente *M3* completo fue de 9%.

Tabla 38

Características dinámicas y desplazamientos del puente M3 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

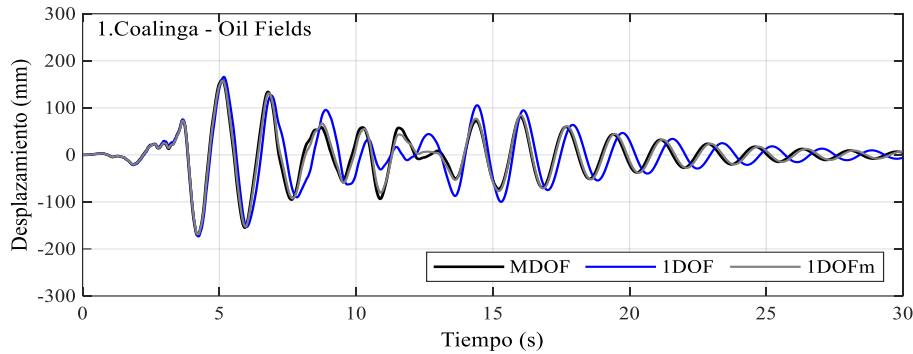
Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	1.74		81.5		165.2		177.0	
	2	0.49		2.3					
1DOF	1	1.82	(4.5 %)	1.82	(4.5 %)	171.9	(4.1 %)	179.0	(1.1 %)
1DOFm	1	1.75	(0.4 %)	1.75	(0.4 %)	164.9	(0.2 %)	174.0	(1.8 %)

En la Figura 70 se presentan las historias de desplazamientos del puente *M3* completo durante el registro sísmico #1, calculadas mediante análisis LDA (las historias de desplazamientos durante los registros sísmicos restantes se encuentran en el Anexo I). Note que mediante el modelo 1DOF las amplitudes de los desplazamientos son ligeramente mayores a los del modelo MDOF y las frecuencias entre los desplazamientos presentan un leve desface debido a la diferencia en los periodos de vibración de ambos modelos. Mediante el modelo 1DOFm, tanto las amplitudes como la frecuencia de los desplazamientos presentaron un mejor ajuste con los desplazamientos calculados en el modelo MDOF. Este comportamiento se evidenció durante los registros sísmicos

restantes lo que demuestra que mediante el modelo 1DOFm se aproxima con alta precisión la respuesta sísmica del puente *M3* completo.

Figura 70

Desplazamiento del puente M3 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.



En las Tablas 39 y 40 se presentan los periodos y porcentajes de participación de masa de los modos de vibración calculados mediante los modelos 1DOF, 1DOFm, 3DOF y MDOF. Adicionalmente, en estas tablas se presentan los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} que se calcularon en cada modelo. Al igual que se presentó en los puentes *M1* y *M2*, los modelos 1DOF de las etapas constructivas del puente *M3* no proporcionan una buena aproximación de la respuesta sísmica máxima puesto que los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados presentan diferencias de 20% y 11% en la etapa *C1* y de 84% y 81% en la etapa *C2*, respectivamente. En los modelos 1DOFm las diferencias en los desplazamientos bajaron respecto a las del modelo 1DOF. En este modelo se presentaron diferencias en el desplazamiento espectral Δ_D de 12% en la etapa *C1* y 35% en la etapa *C2*, y en el desplazamiento Δ_{LDA} de 0.1% en la etapa *C1* y 1.7% en la etapa *C2*. Aunque los modelos 1DOFm presentaron diferencias significativas en los desplazamientos Δ_D , las bajas diferencias en los desplazamientos Δ_{LDA} indican que al emplear el principio de conservación de la energía para modificar la masa de los sistemas 1DOF es posible desarrollar un modelo de un grado

de libertad que aproxime con suficiente precisión los desplazamientos de los puentes en construcción.

Tabla 39

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	3.15		42.2		111.4		114.1	
	2	0.71		22.5					
1DOF	1	2.84	(9.8 %)	2.84	(9.8 %)	134.2	(20.5 %)	127.1	(11.4 %)
1DOFm	1	2.07	(34.3 %)	2.07	(34.3 %)	97.8	(12.2 %)	114.0	(0.1 %)
3DOF	1	3.26	(3.5 %)	3.26	(3.5 %)	115.4	(3.6 %)	115.8	(1.5 %)
	2	0.73	(2.2 %)	0.73	(2.2 %)				

Tabla 40

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	5.62		23.8		102.1		74.3	
	2	1.34		48.0					
1DOF	1	3.98	(29.1 %)	3.98	(29.1 %)	188.0	(84.1 %)	134.5	(81.0 %)
1DOFm	1	1.40	(75.0 %)	1.40	(75.0 %)	66.3	(35.1 %)	75.6	(1.7 %)
3DOF	1	5.69	(1.3 %)	5.69	(1.3 %)	127.8	(25.2 %)	75.5	(1.6 %)
	2	1.39	(3.4 %)	1.39	(3.4 %)				

Entre los modelos simplificados estudiados para las etapas constructivas del puente M3, el modelo 3DOF condujo a los resultados de mayor precisión. Mediante este modelo se obtuvieron periodos de vibración y desplazamientos Δ_{LDA} con diferencias menores a 4% y 2%, respecto a los resultados que se obtuvieron mediante el modelo MDOF. Además, durante los análisis LDA los modelos 3DOF proporcionaron historias de desplazamientos similares a las de los modelos MDOF

mientras que en los modelos 1DOF los desplazamientos presentaron sobrestimaciones en las amplitudes y desfases en la frecuencia de oscilación en todo el dominio del tiempo. En los modelos 1DOFm de la etapa C2 durante algunos registros sísmicos se obtuvieron historias de desplazamientos similares a las del modelo MDOF. Esto se dio solo durante los registros sísmicos en donde los desplazamientos del puente presentaron mayor contribución del modo de vibración 2. En las Figuras 71 y 72 se presentan a modo de ejemplo las historias de desplazamientos de las etapas C1 y C2 del puente M3 calculadas mediante LDA durante el sismo #1. Las historias obtenidas durante los sismos restantes se encuentran en el Anexo I.

Figura 71

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.

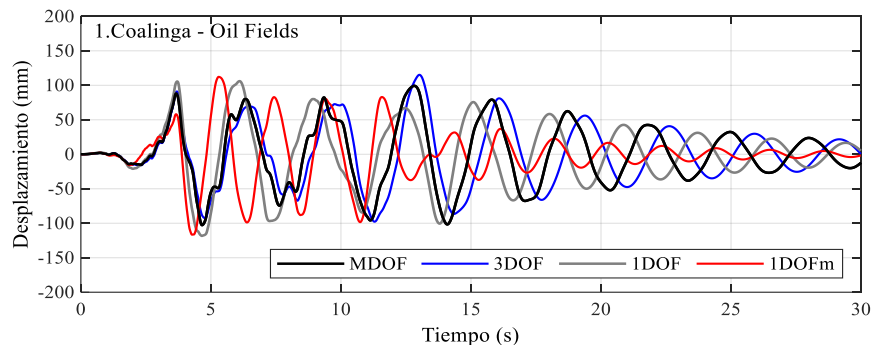
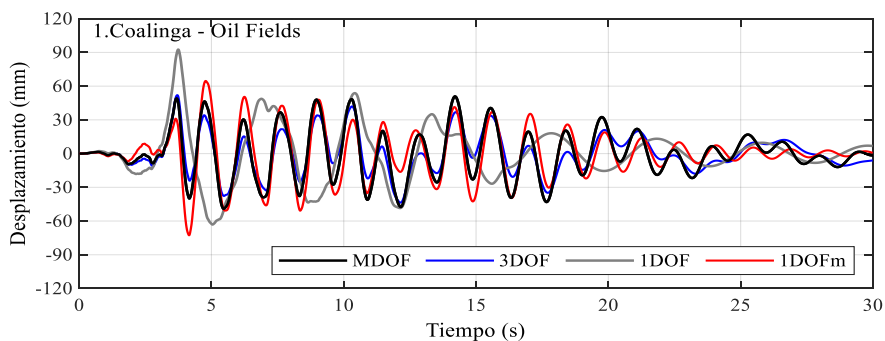


Figura 72

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



4.3.1.4. Puente *M4*

En la Tabla 41 se presentan los periodos, porcentajes de participación de masa y desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados mediante los modelos 1DOF, 1DOFm y MDOF del puente *M4* completo. Mediante el modelo 1DOF se obtuvo un periodo de vibración igual a 1.52 s, el cual es 3.3% mayor al del modo 1 del modelo MDOF. En el modelo 1DOFm la diferencia entre el periodo calculado y el del modo 1 del modelo MDOF fue de 0.6%, es decir, menor a la que se presentó en el modelo 1DOF. Consecuentemente, las diferencias entre los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados en los modelos 1DOFm y MDOF fueron menores a 1%, mientras que en el modelo 1DOF fueron cercanas a 4% (diferencia que sigue siendo considerablemente baja). En la Figura 73 se presentan las historias de desplazamientos del puente *M4* completo durante el registro sísmico #1, calculadas mediante análisis LDA en los modelos 1DOF, 1DOFm y MDOF (Anexo J). Note que los desplazamientos del puente calculados en el modelo 1DOFm se encuentran sobrepuestos con los del modelo MDOF, mientras que los del modelo 1DOF presentan ligeras sobrestimaciones en las amplitudes de los desplazamientos y un leve desfase en las frecuencias de oscilación debido a la diferencia en los periodos de vibración del modelo 1DOF y MDOF. Teniendo en cuenta lo anterior, y los resultados de estos mismos modelos sobre los puentes *M1*, *M2* y *M3*, se puede concluir que los modelos 1DOF y 1DOFm pueden proporcionar resultados precisos de los desplazamientos máximos y a lo largo del tiempo de puentes viga cajón con columnas de diferente altura restringidos en la base e integrando los efectos de la interacción suelo estructura.

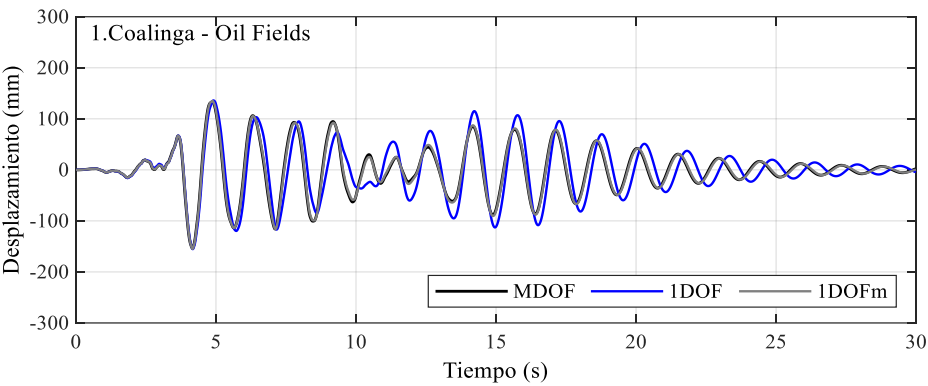
Tabla 41

Características dinámicas y desplazamientos del puente M4 completo calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	1.47		68.6		138.3		159.4	
	2	0.48		3.8					
1DOF	1	1.52	(3.3 %)	1.52	(3.3 %)	143.3	(3.7 %)	164.0	(2.7 %)
1DOFm	1	1.46	(0.6 %)	1.46	(0.6 %)	137.9	(0.2 %)	159.0	(0.4 %)

Figura 73

Desplazamiento del puente M4 completo durante el registro #1, calculados mediante LDA.



En las Tablas 42 y 43 se presentan los periodos y porcentajes de participación de masa calculados mediante los modelos 1DOF, 1DOFm, 3DOF y MDOF de las etapas constructivas C1 y C2 del puente M4, junto con los desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} calculados en estos modelos. Mediante los modelos 1DOF de las etapas C1 y C2 se midieron desplazamientos Δ_D y Δ_{LDA} hasta dos veces mayores a los medidos en el modelo MDOF. Sumando este resultado a los de los puentes M1, M2 y M3, se puede afirmar que el modelo 1DOF no es una buena alternativa para calcular los desplazamientos máximos de puentes viga cajón durante construcción.

Tabla 42

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	2.37		36.6		71.2		81.2	
	2	0.58		31.4					
1DOF	1	2.04	(14.0 %)	2.04	(14.0 %)	96.1	(35.0 %)	107.6	(32.5 %)
1DOFm	1	1.33	(43.7 %)	1.33	(43.7 %)	62.9	(11.6 %)	85.0	(4.7 %)
3DOF	1	2.49	(5.0 %)	2.49	(5.0 %)	76.8		78.2	
	2	0.61	(5.5 %)	0.61	(5.5 %)				

Tabla 43

Características dinámicas y desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 calculados mediante el modelo de referencia y mediante los modelos simplificados.

Modelo	Modo	T (s)		% Masa (Long.)		Δ_D (mm)		Δ_{LDA} (mm)	
MDOF	1	4.57		17.1		65.0		59.3	
	2	1.02		56.2					
1DOF	1	2.73	(40.2 %)	2.73	(40.2 %)	129.1	(98.7 %)	100.0	(68.6 %)
1DOFm	1	1.10	(75.9 %)	1.10	(75.9 %)	52.1	(19.8 %)	55.3	(6.7 %)
3DOF	1	4.59	(0.4 %)	4.59	(0.4 %)	77.1		60.9	
	2	1.11	(8.1 %)	1.11	(8.1 %)				

En los modelos 1DOFm de las etapas constructivas del puente *M4* se obtuvieron desplazamientos espectrales, Δ_D , 11% y 19% mayores en las etapas *C1* y *C2*, respecto a los del modelo MDOF, mientras que las diferencias entre los desplazamientos Δ_{LDA} fueron menores a 7% en ambas condiciones. Al igual que se presentó en los resultados de este modelo en los puentes anteriores, los modelos 1DOFm muestran ser una buena alternativa para aproximar los desplazamientos máximos de los puentes viga cajón durante construcción. Nuevamente, los modelos 3DOF mostraron ser los modelos mediante los cuales se obtienen los resultados más

precisos de los desplazamientos Δ_{LDA} de los puentes en construcción, presentándose una diferencia máxima respecto a los modelos MDOF de 3.7% en la etapa C1 y de 2.7% en la etapa C2. Además, durante los análisis LDA, los modelos 3DOF proporcionaron historias de desplazamientos similares a las de los modelos MDOF lo que demuestra que mediante estos modelos es posible aproximar los desplazamientos sísmicos de los puentes viga cajón en construcción, calculados mediante análisis LDA (Figuras 72 y 72 y Anexo J).

Figura 74

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.

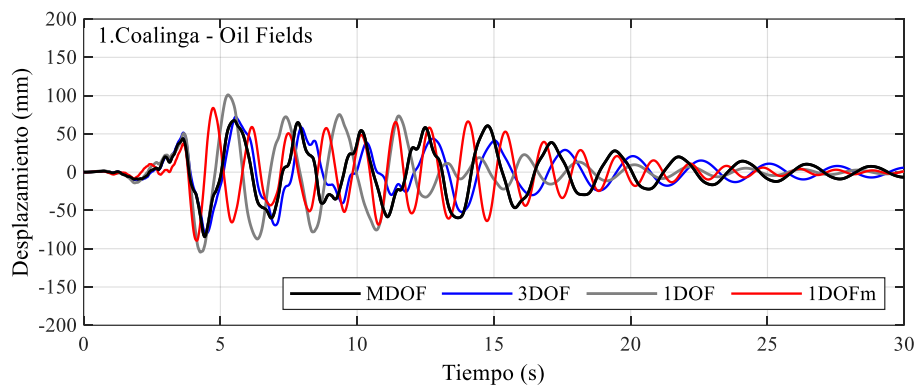
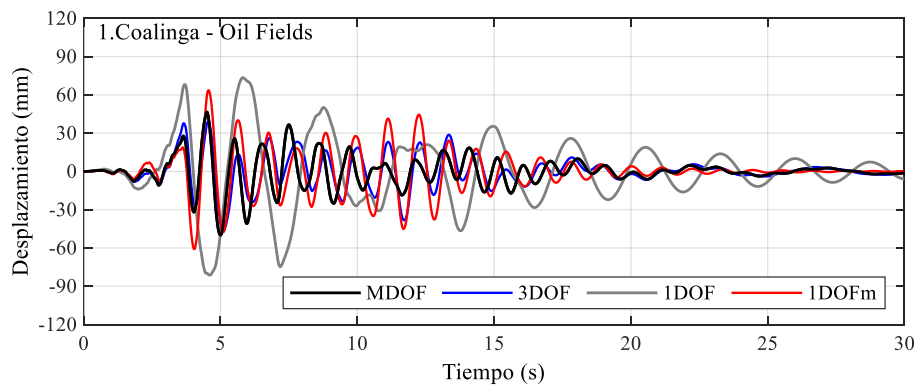


Figura 75

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



4.3.2. Estimación de la respuesta máxima no lineal mediante análisis lineal

En el capítulo anterior se demostró que los modelos 1DOF proporcionan resultados precisos de los desplazamientos máximos y de la historia de desplazamientos calculados mediante LDA para la condición completa de los puentes estudiados, mientras que en las etapas constructivas los modelos 3DOF resultaron ser los modelos simplificados con los que se obtiene la mejor aproximación de los desplazamientos calculados en los modelos detallados desarrollados en OpenSees. En vista de este hallazgo, los modelos 1DOF de los puentes completos y los modelos 3DOF de las etapas constructivas fueron empleados para comparar los desplazamientos sísmicos calculados mediante análisis LDA contra la respuesta no lineal de los puentes calculada mediante análisis no lineal dinámico (NLDA) en los modelos MDOF inelásticos.

Los modelos MDOF inelásticos se denominan de esta manera puesto que los elementos que se utilizaron para representar numéricamente las columnas de los puentes tienen la capacidad de reproducir la incursión inelástica de los materiales debido a los esfuerzos internos que sobre ellos actúan. Para incluir la degradación en la rigidez de los puentes en los modelos simplificados elásticos se emplearon factores de modificación de la rigidez seccional a flexión de las columnas siguiendo la metodología descrita en la sección 5.7.3.1.

Los factores de modificación de la rigidez α_{K1} y α_{K2} se calcularon mediante las ecuaciones (3) y (49), respectivamente. El primero depende del momento y la curvatura de las secciones de las columnas asociada a la primera fluencia del refuerzo longitudinal y el segundo de la cuantía de refuerzo longitudinal, del área de la sección y de la carga axial actuante. Estos parámetros se mantienen invariables entre los diferentes puentes ($M1$, $M2$, $M3$ y $M4$) porque en todos se empleó la misma distribución de refuerzo y dimensiones en las columnas. En la Tabla 44 se presentan los factores α_{K1} y α_{K2} calculados para todos los puentes en la condición completa y en las etapas $C1$ y

C2. Dada la similitud de los factores calculados entre las condiciones, para la implementación de los modelos con rigidez modificada se emplearon factores α_{K1} y α_{K2} iguales a 0.30 y 0.45, respectivamente. La definición de los factores α_{K3} correspondió al valor estimado en cada condición de cada puente (Tabla 45). A continuación, se presentan los promedios de los desplazamientos máximos Δ_{NLDA} y Δ_{LDA} de todos los puentes en la condición completa y en las etapas constructivas, calculados en los modelos MDOF inelásticos y en los modelos simplificados elásticos de rigidez variable.

Tabla 44

Factores α_{K1} y α_{K2} calculados para cada condición de los puentes estudiados.

Condición	α_{K1}	α_{K2}
Completa	0.30	0.46
C1	0.26	0.47
C2	0.30	0.46

Tabla 45

Factores α_{K3} calculados para cada condición de los puentes estudiados.

Puente	Completa	C1	C2
M1	0.55	0.50	0.80
M2	0.80	0.50	0.70
M3	0.75	0.70	1.00
M4	0.80	0.65	1.00

4.3.2.1. Puente M1

En la Tabla 46 se presentan los desplazamientos máximos (Δ_{LDA}) calculados en los modelos elásticos con rigidez a flexión modificada y el promedio de los desplazamientos máximos (Δ_{NLDA}) calculados mediante los modelos MDOF. Al frente de los desplazamientos de los modelos

simplificados se indica dentro de paréntesis la diferencia existente con el desplazamiento del modelo de referencia (MDOF) respectivo. En los modelos simplificados que incorporaron el factor α_{K1} , la mayor y menor diferencia entre los desplazamientos Δ_{LDA} y Δ_{NLDA} se presentaron en el caso 1 de la etapa C2 (37%) y en el caso 1 de la etapa C1 (22%), respectivamente, mientras que para los modelos simplificados que incorporaron el factor α_{K2} , la mayor y menor diferencia fue equivalente a 39.1% en el caso 1 de la etapa C2 y a 3.0% en el caso 2 de la etapa C1. Promediando las diferencias encontradas entre los desplazamientos Δ_{LDA} y Δ_{NLDA} se encontró una diferencia promedio de 30% en los desplazamientos calculados mediante los modelos que incorporan el factor α_{K1} y de 22% en los modelos que incorporan el factor α_{K2} . En los modelos que incorporaron el factor α_{K3} se presentaron menores diferencias entre los desplazamientos promedio calculados en los modelos elásticos e inelásticos, respecto a las diferencias encontradas en los modelos que incorporan los otros factores. En los modelos con factor α_{K3} se presentó una diferencia máxima de 21.4% en el caso 2 de la etapa C2 y mínima de 5.2% en el caso 2 de la etapa C1. Además, el promedio de las diferencias en todas las condiciones fue igual a 14%.

Tabla 46

Desplazamientos máximos del puente M1 en condición completa y en las etapas C1 y

C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

Condición	Caso	MDOF (mm)	α_{K1} (mm)	α_{K2} (mm)	α_{K3} (mm)
Completa	1	121	156 (28.7 %)	148 (22.2 %)	143 (18.1 %)
	2	148	200 (35.0 %)	180 (21.5 %)	175 (17.7 %)
C1	1	78	95 (22.0 %)	87 (12.3 %)	84 (7.9 %)
	2	108	137 (26.7 %)	111 (3.0 %)	114 (5.2 %)
C2	1	51	70 (37.0 %)	71 (39.1 %)	56 (11.0 %)
	2	71	92 (29.6 %)	97 (36.8 %)	86 (21.4 %)

En las Figuras 76, 77 y 78 se presentan las historias de desplazamientos durante el sismo #1 del caso 1, calculadas mediante el modelo MDOF inelástico y mediante los modelos simplificados con rigidez modificada para el puente *M1* en condición completa y en las etapas *C1* y *C2*, respectivamente. Al comparar las historias de desplazamientos se encontró que mediante los modelos simplificados modificados con los factores α_{K1} y α_{K2} se obtienen respuestas en el tiempo que difieren en las amplitudes de los desplazamientos y en las frecuencias de oscilación respecto de las de los modelos MDOF, mientras que en los modelos modificados con α_{K3} se obtuvieron historias más ajustadas a las del modelo de referencia. En el Anexo K se encuentran las historias de desplazamientos calculadas mediante los modelos elásticos e inelásticos durante los registros sísmicos restantes.

Figura 76

Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

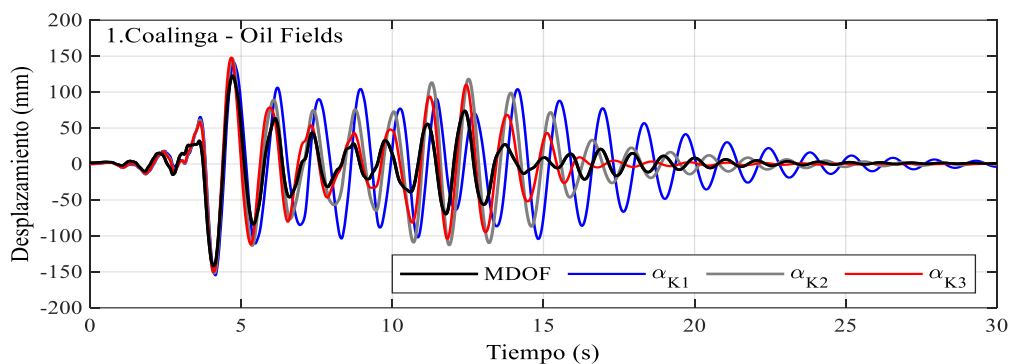
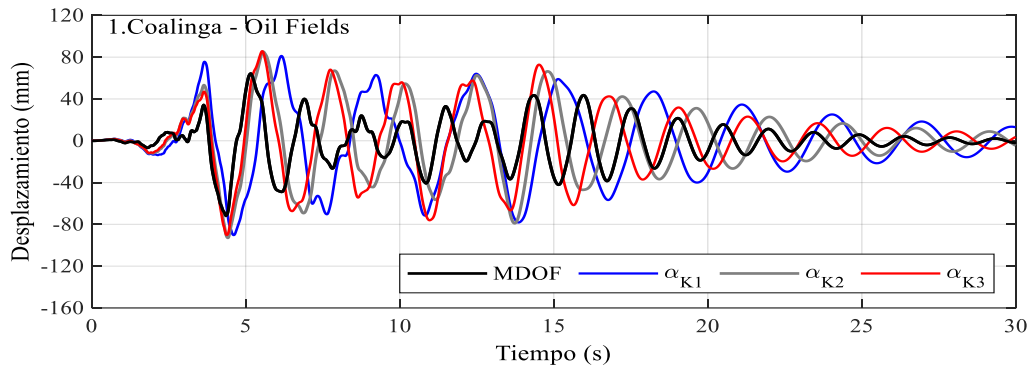
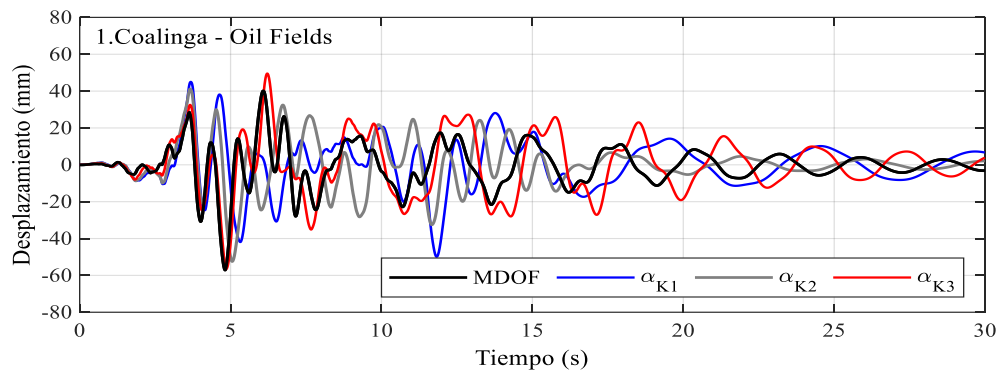


Figura 77

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

**Figura 78**

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.



4.3.2.2. Puente M2

En la Tabla 47 se presentan los desplazamientos máximos (Δ_{LDA}) calculados en los modelos elásticos con rigidez a flexión modificada y el promedio de los desplazamientos máximos (Δ_{NLDA}) calculados mediante los modelos MDOF. Según los resultados, las diferencias que se presentaron

entre los desplazamientos de los modelos elásticos contra los inelásticos aumentaron respecto a las diferencias que se presentaron en el puente *M1*. En los modelos simplificados que incorporaron los factores α_{K1} y α_{K2} el promedio de las diferencias entre todas las condiciones fue de 38% y 30%, respectivamente. Nuevamente mediante el modelo modificado con α_{K3} se obtuvieron las menores diferencias entre el promedio de los desplazamientos en las diferentes condiciones, con una diferencia promedio de 17% y con un mínimo de 11% para la etapa *C1* del caso 2 y máxima de 27% para la etapa *C2* del mismo caso.

En las Figuras 79, 80 y 81 se presentan a modo de ejemplo las historias de desplazamientos calculadas mediante el modelo MDOF inelástico y mediante los modelos de rigidez modificada para todas las condiciones del puente *M2* durante el registro sísmico #1 (las historias restantes se presentan en el Anexo L). En las etapas constructivas los modelos simplificados con rigidez modificada mediante el factor α_{K3} presentaron los mejores ajustes en términos de amplitudes de desplazamientos y de frecuencias de oscilación, respecto a los desplazamientos del modelo MDOF. En la condición completa este modelo proporciona un buen ajuste respecto a la frecuencia de los desplazamientos, pero sobrestima sus amplitudes.

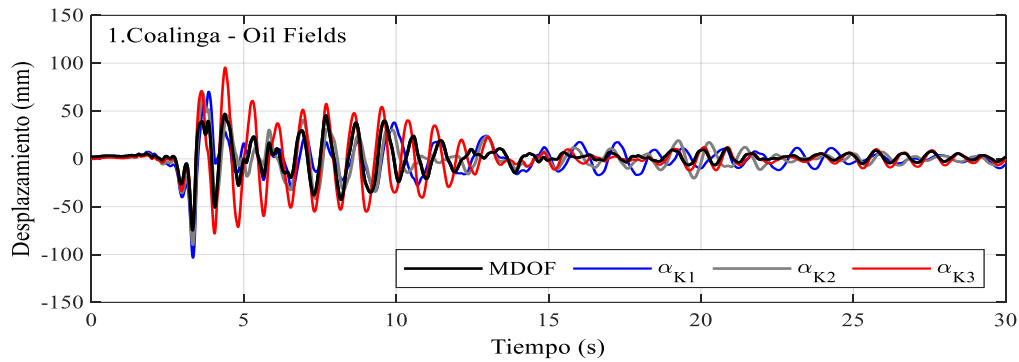
Tabla 47

Desplazamientos máximos del puente M2 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

Condición	Caso	MDOF (mm)	α_{K1} (mm)	α_{K2} (mm)	α_{K3} (mm)
Completa	1	86	130 (52.2 %)	110 (28.3 %)	97 (13.2 %)
	2	101	152 (51.0 %)	135 (34.5 %)	118 (17.1 %)
C1	1	47	64 (36.7 %)	60 (28.0 %)	58 (23.8 %)
	2	77	91 (17.4 %)	86 (11.2 %)	86 (10.9 %)
C2	1	34	50 (45.7 %)	49 (42.1 %)	40 (14.7 %)
	2	51	66 (31.0 %)	71 (40.2 %)	65 (27.4 %)

Figura 79

Desplazamientos del puente M2 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

**Figura 80**

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

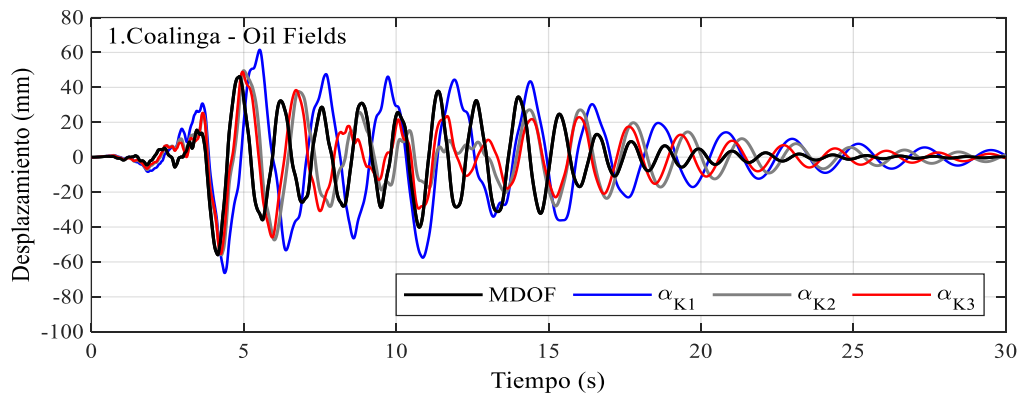
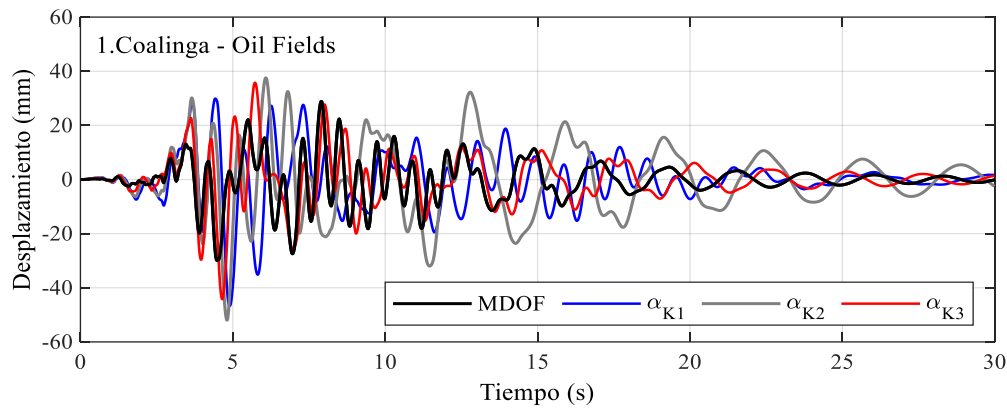


Figura 81

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.



4.3.2.3. Puente M3

En la Tabla 48 se presentan los resultados de los desplazamientos Δ_{LDA} y Δ_{NLDA} calculados en los modelos simplificados con rigidez modificada y en los modelos MDOF inelásticos. Note que en todas las condiciones las diferencias fueron menores a las reportadas sobre los puentes anteriores. Mediante los factores α_{K1} y α_{K2} se obtuvo un promedio de las diferencias en todas las condiciones de 13% y 5.5%. Nuevamente, mediante el modelo simplificado modificado mediante el factor α_{K3} se presentaron las menores diferencias entre los desplazamientos Δ_{LDA} y Δ_{NLDA} en todas las condiciones. En este modelo el promedio de las diferencias fue de 4.8%, cuyas diferencias mínima y máxima fueron de 0% y 14%, las cuales se presentaron en el puente completo del caso 2 y en la etapa C2 del mismo caso. La reducción en las diferencias entre los desplazamientos calculados mediante el modelo MDOF y los modelos elásticos con rigidez modificada obedece a que, como se presentó en la sección 6.2.3, la incursión inelástica del puente M3 en todas las condiciones fue menor a la que se presentó en los puentes M1 y M2. Esto implica que la

degradación en la rigidez debido al daño es menor. Al ser menor la degradación de la rigidez la respuesta sísmica del puente *M3* tiende a asemejarse a la de un sistema elástico.

Tabla 48

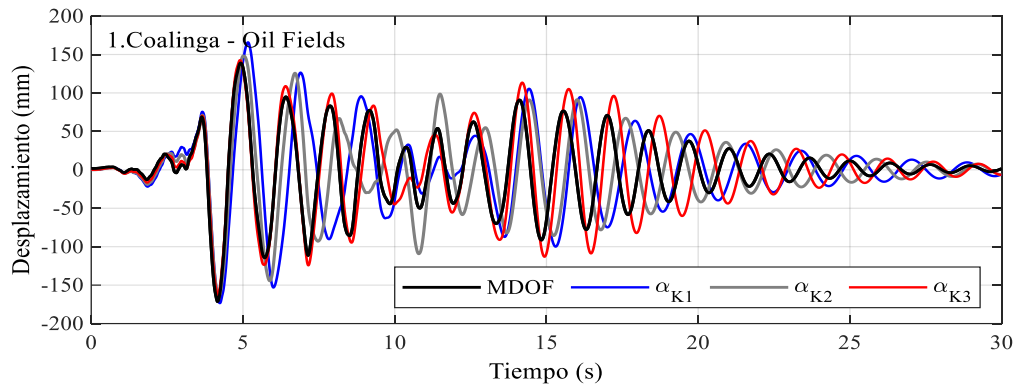
Desplazamientos máximos del puente M3 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

Condición	Caso	MDOF (mm)	α_{K1} (mm)		α_{K2} (mm)		α_{K3} (mm)	
Completa	1	164	179	(9.2 %)	172	(4.6 %)	166	(1.4 %)
	2	196	212	(8.4 %)	200	(1.9 %)	196	(0.0 %)
C1	1	93	116	(24.3 %)	98	(5.7 %)	94	(0.5 %)
	2	131	166	(27.1 %)	136	(3.8 %)	124	(5.4 %)
C2	1	72	76	(5.2 %)	77	(6.7 %)	78	(8.1 %)
	2	107	103	(4.0 %)	96	(10.5 %)	122	(14.1 %)

En las Figuras 82, 83 y 84 se presentan las historias de desplazamientos del puente *M3* en todas las condiciones, calculadas mediante los modelos MDOF inelásticos y los modelos elásticos con rigidez modificada, durante el registro sísmico #1 del caso 1 (Anexo M). Note que en todas las condiciones los modelos simplificados modificados mediante el factor α_{K3} proporcionan historias de desplazamientos similares a las medidas en el modelo MDOF. Mediante los modelos modificados por α_{K1} y α_{K2} las historias calculadas presentan desfases en las frecuencias de oscilación y en algunos casos sobrestimaciones en las amplitudes de los desplazamientos.

Figura 82

Desplazamientos del puente M3 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

**Figura 83**

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

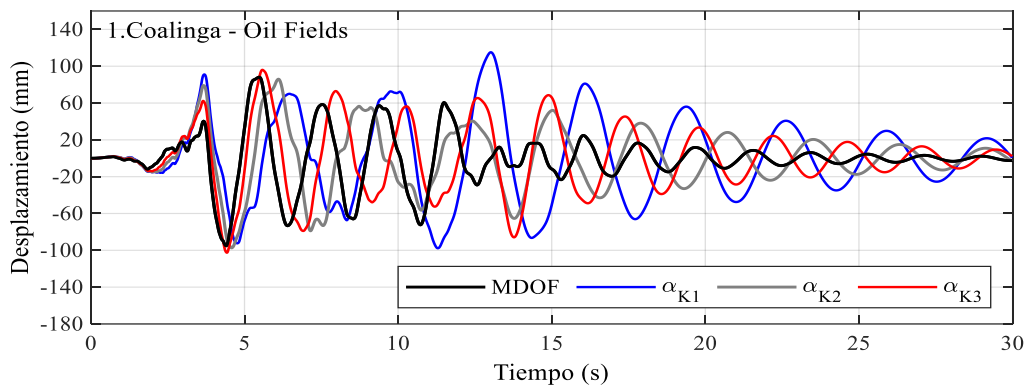
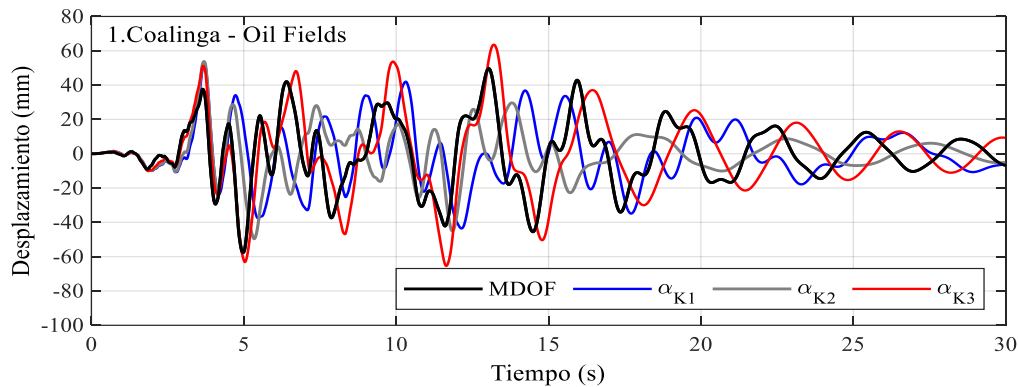


Figura 84

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.



4.3.2.4. Puente M4

En la Tabla 49 se presentan los desplazamientos Δ_{LDA} y Δ_{NLDA} calculados en los modelos simplificados elásticos con rigidez modificada y en los modelos MDOF inelásticos, junto con sus respectivas diferencias. Las diferencias entre el promedio de los desplazamientos en cada condición del puente M4 fueron menores a las de los puentes M1 y M2, pero a su vez fueron mayores a las del puente M3. En el puente M4 los promedios de las diferencias en los desplazamientos de todas las condiciones para los modelos modificados mediante los factores α_{K1} y α_{K2} fueron de 15% y 13%, mientras que en el modelo modificado mediante el factor α_{K3} fue de 5%. Los resultados expuestos hasta el momento muestran que la precisión de los modelos con rigidez modificada depende del nivel de incursión inelástica que se presente en los modelos MDOF. A mayor incursión inelástica menor será la precisión de los modelos simplificados.

En las Figuras 85, 86 y 87 se presentan las historias de desplazamientos del puente M4 en todas las condiciones calculadas mediante los modelos MDOF inelásticos y los modelos

simplificados, durante el registro sísmico #1 del caso 1 (Anexo N). Note que la comparación entre las historias de desplazamientos en todas las condiciones de este puente muestra que mediante el modelo modificado con α_{K3} es posible aproximar los desplazamientos a lo largo del tiempo. Además, sumado a los hallazgos de los puentes anteriores, se puede afirmar que mediante modelos elásticos es posible aproximar los desplazamientos máximos y a lo largo del tiempo calculados mediante NLDA de puentes viga cajón en construcción y en la condición terminada.

Tabla 49

Desplazamientos máximos del puente M4 en condición completa y en las etapas C1 y C2 calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

Condición	Caso	MDOF (mm)	α_{K1} (mm)		α_{K2} (mm)		α_{K3} (mm)	
Completa	1	137	164	(20.2 %)	155	(13.7 %)	144	(5.5 %)
	2	159	194	(21.9 %)	179	(12.3 %)	172	(8.4 %)
C1	1	71	78	(10.5 %)	74	(4.7 %)	75	(6.3 %)
	2	94	102	(8.7 %)	101	(7.6 %)	100	(6.8 %)
C2	1	53	61	(15.0 %)	63	(18.3 %)	51	(3.9 %)
	2	72	83	(14.2 %)	89	(23.1 %)	71	(1.8 %)

Figura 85

Desplazamientos del puente M4 en condición completa durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

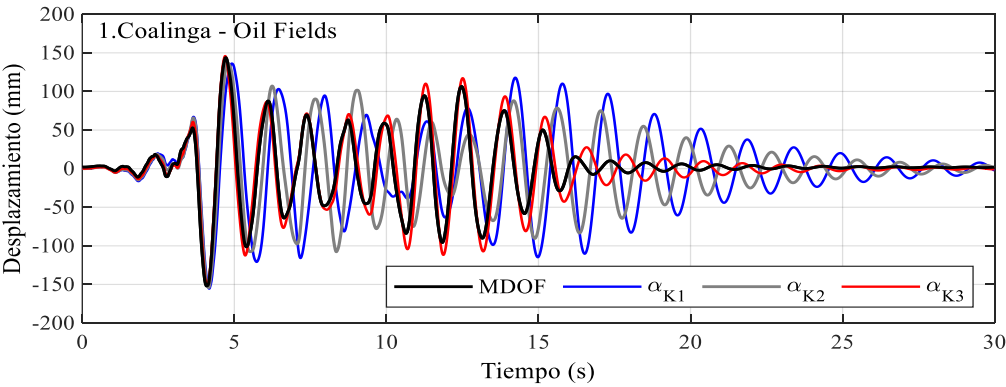
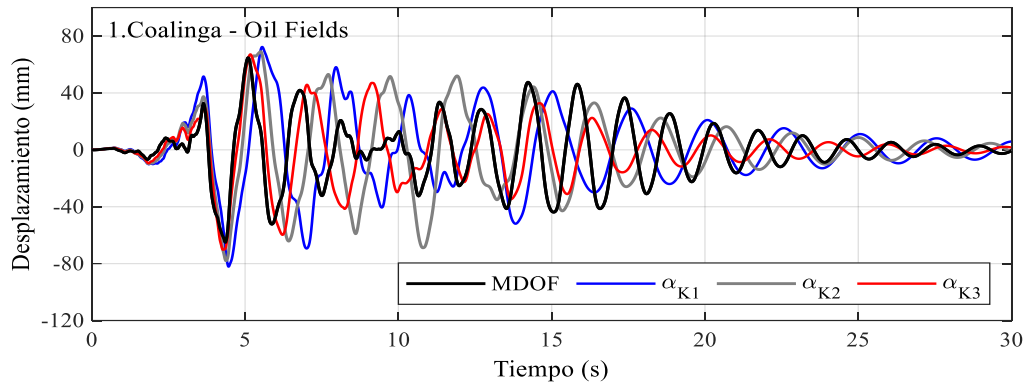
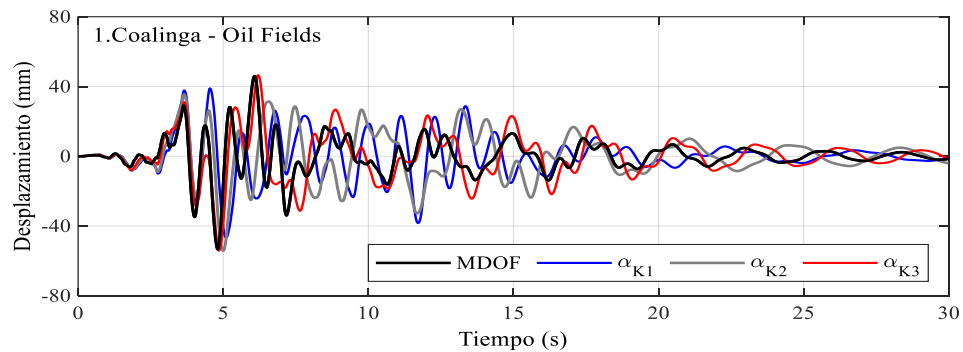


Figura 86

Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.

**Figura 87**

Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el registro sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez a flexión modificada.



4.3.3. Estimación del desplazamiento máximo mediante modelos no lineales 1DOF

En este capítulo se presentan los promedios de los desplazamientos máximos (Δ_{NLDA}) de los puentes *M1*, *M2*, *M3* y *M4* en la condición completa, calculados mediante los modelos MDOF inelásticos y los modelos simplificados inelásticos que se basan en sistemas de un grado de libertad y que integran los modelos de histéresis Elástico Perfectamente Plástico (EPP), Q-Hysteretic (QHyst), Pivot bi-lineal y Pivot tri-lineal (Pivot3Linear). Esta metodología se implementó para los tres casos de análisis de este trabajo, a saber:

- Caso 1: relación de amortiguamiento (ξ) de 5 % para los puentes en la condición completa.
- Caso 2: relación de amortiguamiento (ξ) de 2 % para los puentes en la condición completa.
- Caso 3: relación de amortiguamiento (ξ) de 5 % para los puentes en la condición completa y amplificación de las aceleraciones de los registros por un factor de dos.

Los modelos simplificados descritos no se utilizaron para estudiar la respuesta sísmica de los puentes en construcción porque, como se mostró en secciones anteriores, la respuesta sísmica en esta condición depende de la acción simultánea de varios modos de vibración, lo que supone que modelos de un solo grado de libertad proporcionarían resultados inapropiados.

4.3.3.1. Puente *M1*

En la Tabla 50 se presentan los promedios de los desplazamientos máximos (Δ_{NLDA}) calculados en los modelos simplificados inelásticos de los casos de análisis 1, 2 y 3. Los resultados

para el caso 1 muestran que los modelos de histéresis EPP, QHyst y Pivot sobrestiman los desplazamientos del modelo de referencia en aproximadamente 25%, con una diferencia máxima de 26.7% obtenida con el modelo QHyst. Por otro lado, el modelo Pivot3Linear demostró mayor precisión con relación al modelo de referencia, presentando una diferencia de 3.2%. El mejor ajuste en los resultados con el modelo Pivot3Linear y la divergencia de los otros modelos se debe a la diferencia entre las rigideces de los sistemas asociada a desplazamientos menores a Δ_Y . Mientras que en la idealización 2 (Figura 43) que se utilizó para definir el modelo Pivot3Linear la rigidez del sistema presenta un buen ajuste respecto a la rigidez del sistema MDOF, en la idealización 1 (utilizada para definir los modelos EPP, QHyst y Pivot) la rigidez del tramo inicial es menor que la rigidez tangente en la curva de capacidad asociada al desplazamiento Δ_{NLDA} , obtenida mediante el modelo MDOF.

En la Figura 88 se muestran las historias de los desplazamientos y los ciclos de histéresis del puente para los análisis en los que se presentaron los menores (registro sísmico #4) y mayores (registro sísmico #6) desplazamientos del caso 1. Durante el registro #4 (Fig. 88-a), los modelos EPP, QHyst y Pivot proporcionaron las mismas historias de desplazamientos puesto que para este registro el puente no presentó incursión inelástica. Los desplazamientos calculados mediante estos modelos describen una tendencia similar a la del modelo de referencia, pero las amplitudes de los desplazamientos son mayores hasta en un 20%. Por otro lado, el modelo Pivot3Linear resultó en una diferencia máxima en los desplazamientos de 3%, los cuales mostraron un comportamiento ajustado a lo largo del tiempo con los desplazamientos que se presentaron en el modelo MDOF.

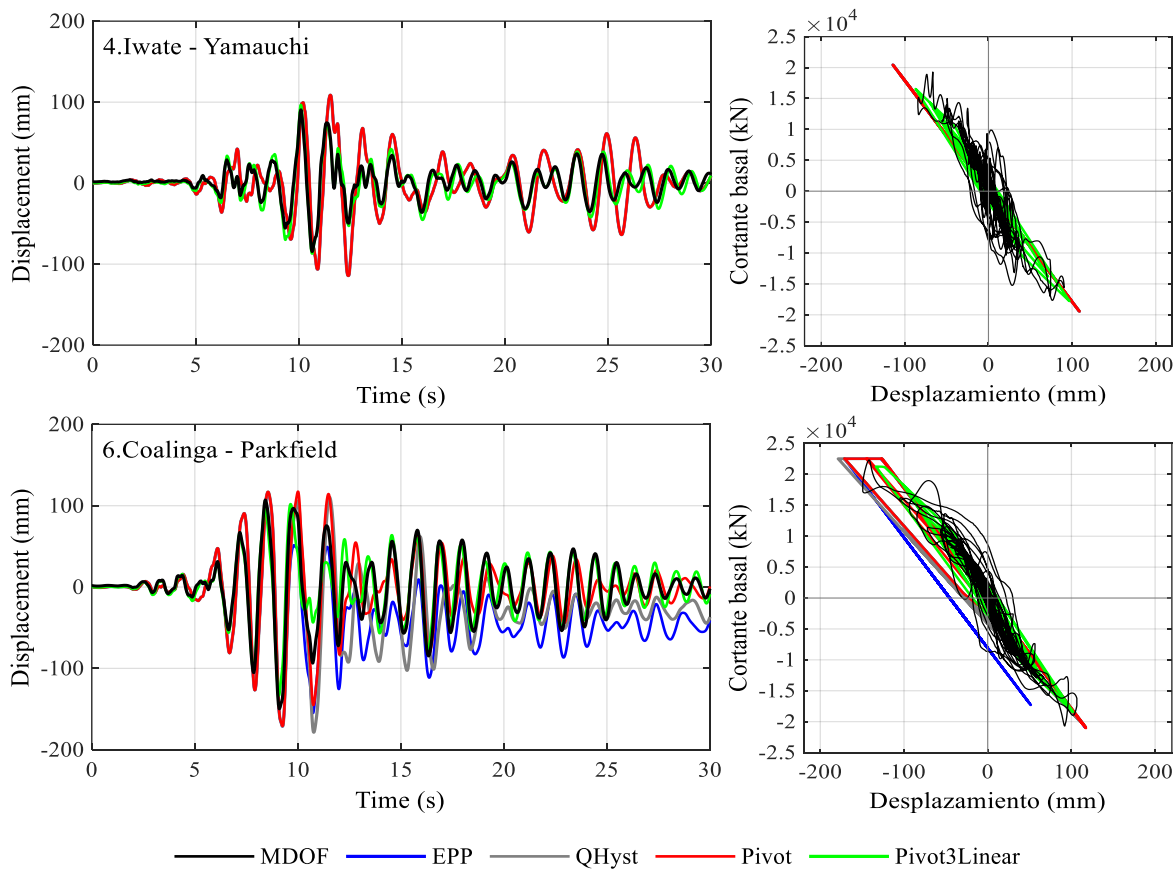
Tabla 50

Desplazamientos máximos del puente M1 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.

Caso	Δ_{NLDA} (mm)								
	MDOF	EPP		QHyst		Pivot		Pivot3Linear	
Caso 1	121	149	(23.5 %)	153	(26.7 %)	152	(26.0 %)	125	(3.2 %)
Caso 2	148	176	(18.4 %)	173	(16.7 %)	170	(14.9 %)	142	(4.3 %)
Caso 3	302	301	(0.4 %)	328	(8.5 %)	305	(0.9 %)	288	(4.8 %)

Figura 88

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos #4 (arriba) y #6 (abajo) del caso 1.



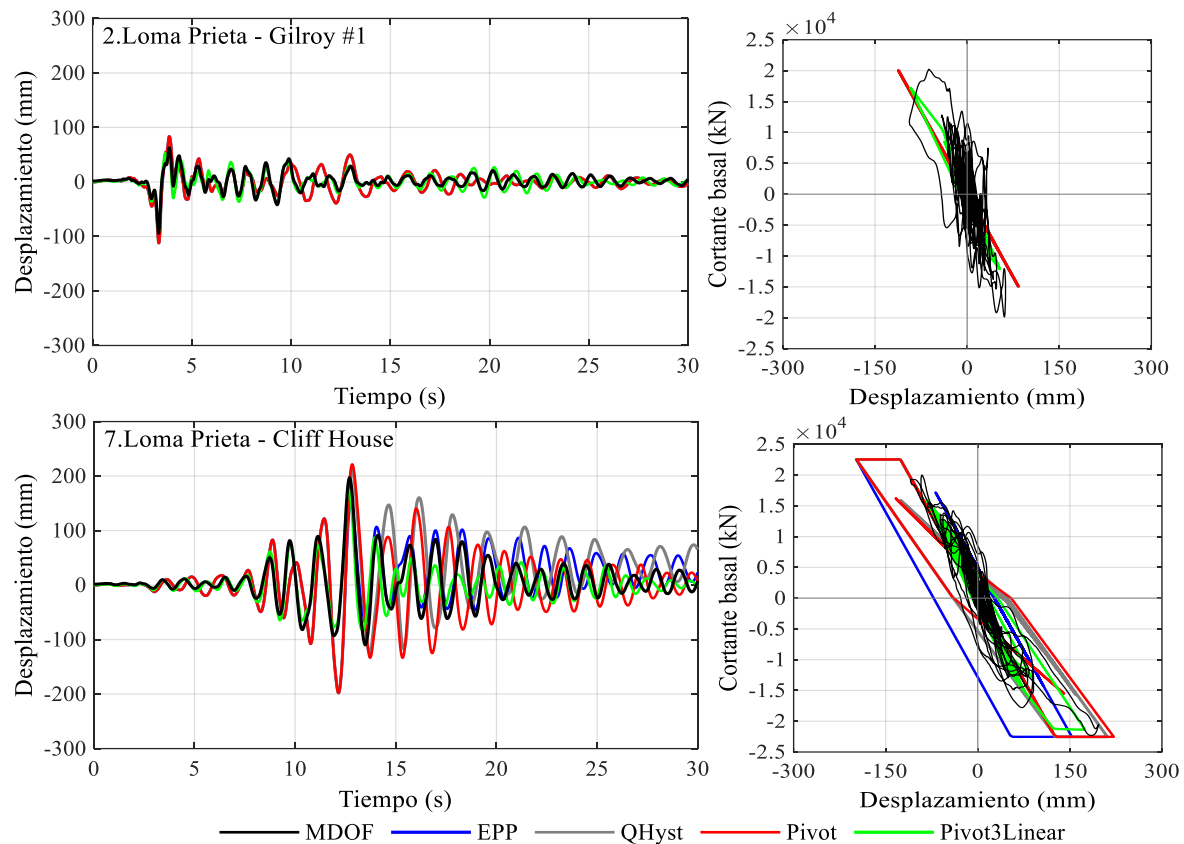
Durante el registro #6 (Fig. 88-b), el desplazamiento máximo calculado mediante el modelo MDOF fue 150 mm ($\mu_d=1.15$). A pesar del aumento en la incursión inelástica respecto al registro #4, la rigidez tangente del modelo MDOF sigue siendo mayor que la de los modelos EPP, QHyst y Pivot ante este nivel de desplazamiento. Como consecuencia los desplazamientos máximos resultantes en estos tres modelos exceden aproximadamente 14.5% el desplazamiento máximo calculado en el modelo de referencia. En las historias de desplazamientos de los modelos EPP y QHyst durante el registro #6 (Fig. 88-b) se presentó un desfase en los desplazamientos respecto al modelo MDOF después de $t=12$ s. Además, durante este registro sísmico, el modelo Pivot3Linear proporcionó los resultados de desplazamientos más precisos en todo el dominio de tiempo.

En el caso 2, el menor desplazamiento del puente calculado mediante el modelo MDOF fue 94 mm y se presentó durante el registro #2 (Figura 89-a). Durante este registro sísmico nuevamente los modelos EPP, QHyst y Pivot proporcionaron los mismos resultados de desplazamientos puesto que en ninguno de ellos se presenta incursión inelástica. Esto debido a que la demanda de desplazamiento es menor que el desplazamiento de fluencia ($\Delta_y = 133$ mm). El mayor desplazamiento del puente calculado en el modelo MDOF se presentó durante el registro #7, el cual fue de 197 mm y es equivalente a $\mu_d=1.51$ (Figura 89-b). Para este registro los modelos EPP y QHyst presentaron las menores (0.4% y 7.1%) diferencias respecto al desplazamiento máximo del modelo MDOF. No obstante, al igual que lo ocurrido para el registro #6 del caso 1, la tendencia de los desplazamientos de estos modelos presentó un desfase después de $t=14$ s, el cual es inexistente en la historia de desplazamientos del modelo MDOF. Los desplazamientos calculados mediante el modelo Pivot describieron la misma tendencia de los desplazamientos del modelo de referencia, pero con diferencias en las amplitudes de hasta 12%. Además, nuevamente el modelo

Pivot3Linear mostró la mejor aproximación en los desplazamientos a lo largo del tiempo durante este registro.

Figura 89

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #7 (abajo) del caso 2.



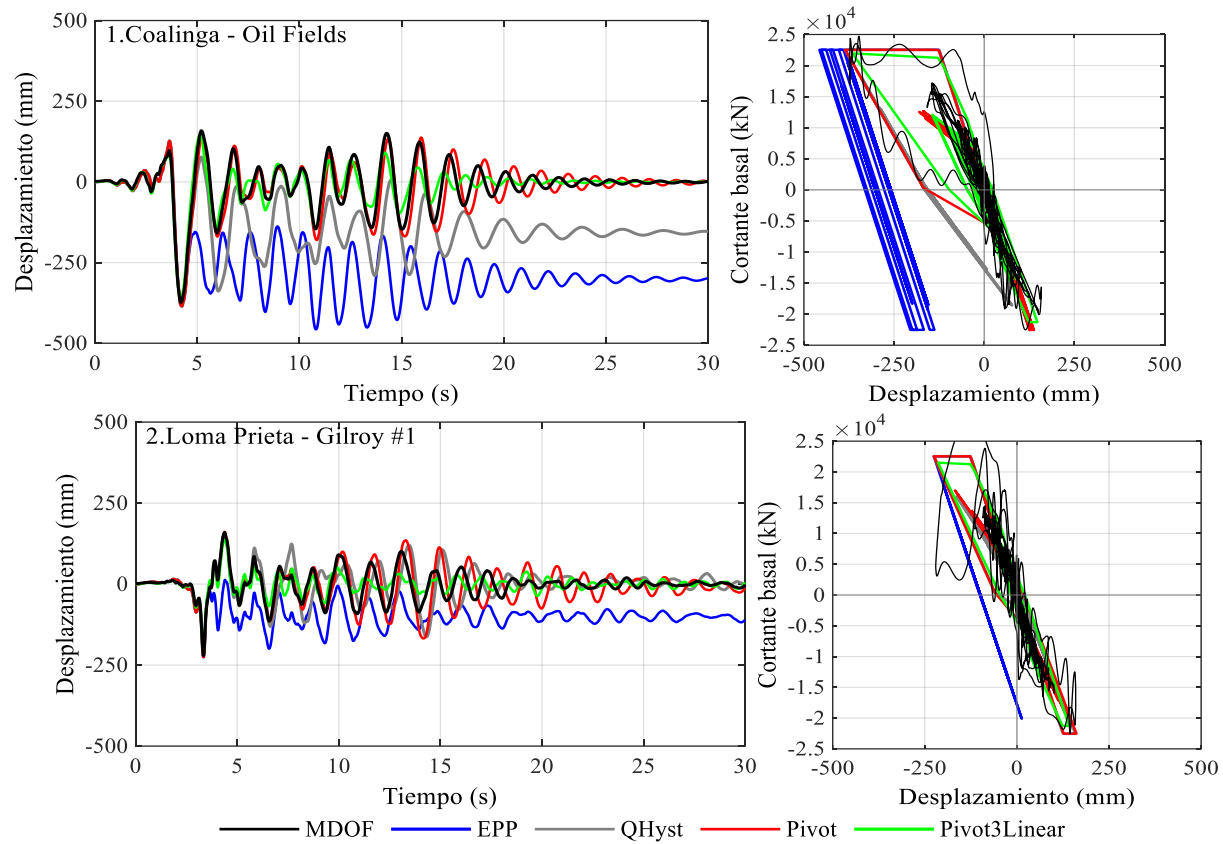
En el caso 3, los desplazamientos máximos calculados mediante los modelos simplificados EPP y Pivot presentaron diferencias menores a 1% respecto al desplazamiento máximo calculado en el modelo MDOF, mientras que para el modelo QHyst la diferencia es de 8.5%. La mejoría en la estimación de los desplazamientos máximos mediante los modelos simplificados para el caso 3, respecto a las diferencias que se obtuvieron en los casos 1 y 2, se debe al mejor ajuste entre la

rigidez tangente de los modelos simplificados y la rigidez tangente del modelo MDOF asociada a las demandas de desplazamiento de cada registro (302 mm en promedio, equivalente a $\mu_{\Delta}=2.30$). Esto demuestra que los modelos de histéresis bilineales estudiados en este trabajo proporcionan mejores resultados a medida que la demanda de ductilidad de desplazamientos máximos se aleja significativamente de $\mu_{\Delta}=1.0$. Las gráficas de la Figura 90 muestran las historias de los desplazamientos y los ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos #1 y #2 del caso 3, para los cuales se presentó el mayor y menor desplazamiento máximo en el modelo MDOF, respectivamente. Estos registros representaron demandas de ductilidad de desplazamiento iguales a 1.65 y 2.8, respectivamente. Como se observa en la Figura 90, los modelos simplificados aproximan con alta precisión (diferencias menores a 2% en ambos registros) el desplazamiento máximo del modelo MDOF. Sin embargo, después de este desplazamiento los modelos QHyst y EPP presentan deformaciones permanentes que son inexistentes en el modelo de referencia. Esta respuesta se presentó durante todos los registros sísmicos en donde la demanda de desplazamiento en el puente fue mayor que Δ_Y . Por otro lado, el modelo Pivot proporcionó un buen ajuste en las historias de desplazamientos del puente durante todos los registros sísmicos del caso 2, mientras que el modelo Pivot3Linear mostró buen ajuste hasta el desplazamiento máximo y después de este instante los desplazamientos estimados resultaron menores a los del modelo de referencia. En el Anexo O se encuentran las historias de desplazamientos y los diagramas de histéresis calculados mediante los modelos simplificados y el modelo MDOF del puente M1.

Figura 90

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante los registros sísmicos

#1 (arriba) y #2 (abajo) del caso 3.



4.3.3.2. Puente M2

En la Tabla 51 se presentan los desplazamientos Δ_{NLDA} del puente M2 calculados en el modelo MDOF y en los modelos simplificados inelásticos. Según los resultados, el modelo Pivot3Linear fue el modelo simplificado mediante el cual se presentaron las menores diferencias entre los desplazamientos máximos calculados durante los registros sísmicos de los casos 1 y 2, puesto que la diferencia respecto a los desplazamientos Δ_{NLDA} del modelo de referencia fue menor a 6%, mientras que mediante los modelos EPP, QHyst y Pivot se presentaron diferencias hasta de

30%. Para el caso 3, el modelo Pivot3Linear también presentó las menores diferencias respecto a los desplazamientos Δ_{NLDA} calculados en el modelo MDOF. Sin embargo, como se muestra en la Figura 93 y se discute al final de esta sección, durante los registros de este caso el modelo Pivot3Linear subestima los desplazamientos del puente después de que ocurre el desplazamiento máximo.

Tabla 51

Desplazamientos máximos del puente M2 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.

Caso	Δ_{NLDA} (mm)							
	MDOF	EPP		QHyst		Pivot		Pivot3Linear
Caso 1	89	115	(29.5 %)	113	(27.2 %)	113	(27.2 %)	94 (5.5 %)
Caso 2	107	125	(17.1 %)	126	(18.3 %)	127	(19.1 %)	108 (1.5 %)
Caso 3	217	228	(5.2 %)	264	(21.7 %)	254	(13.7 %)	225 (3.9 %)

Durante los registros sísmicos del caso 1 el menor desplazamiento del puente en el modelo MDOF inelástico se presentó en el #6, el cual fue de 74 mm (Figura 91-a). Este desplazamiento es menor al desplazamiento de plastificación efectivo del puente M2 ($\Delta_Y = 96 \text{ mm}$), lo que indica que durante este registro la incursión inelástica no es significativa. Mediante los modelos EPP, QHyst y Pivot el desplazamiento máximo que se presentó durante este registro sísmico fue de 124 mm, es decir 67% mayor al del modelo MDOF. Este desajuste entre los desplazamientos del modelo MDOF y los de los modelos simplificados EPP, QHyst y Pivot se debe a la diferencia entre las rigideces iniciales de los modelos simplificados y la rigidez tangente del modelo MDOF asociada a la demanda de desplazamiento máximo. Durante este registro el modelo simplificado Pivot3Linear presentó la mejor aproximación del desplazamiento máximo (diferencia de 16%) y de los desplazamientos a lo largo del tiempo. El máximo desplazamiento del puente M2 del caso

1 se presentó durante el registro sísmico #7, el cual fue de 110 mm, equivalente a $\mu_{\Delta}=1.15$ (Figura 91-b). Durante este registro la precisión en los modelos simplificados mejoró (diferencias de 9% en los modelos QHyst y Pivot, y de 23% en el modelo EPP) debido al aumento en los desplazamientos, lo que conlleva a un mejor ajuste entre la rigidez inicial de los modelos simplificados y la rigidez tangente del modelo MDOF. Nuevamente, durante el registro #7 el modelo Pivot3Linear proporcionó los resultados más aproximados de los desplazamientos medidos en el modelo MDOF (diferencia entre los desplazamientos máximos de 3.3%). En general, durante todos los registros los desplazamientos calculados mediante el modelo Pivot3Linear presentaron un buen ajuste respecto a los resultados del modelo MDOF, mientras que mediante los modelos EPP, QHyst y Pivot se obtuvieron desplazamientos máximos hasta 30% mayores a los del modelo de referencia (Anexo P).

En la Figura 92 se presentan las historias de desplazamientos y los ciclos de histéresis del puente M2 calculados mediante los modelos inelásticos durante los registros sísmicos #2 y #7 del caso 2. Para el caso 2 el menor desplazamiento del puente M2 se presentó durante el registro #2, en el cual el puente alcanzó un desplazamiento máximo de 77 mm (Figura 92-a), es decir, menor al desplazamiento de plastificación efectivo ($\Delta_Y = 96 \text{ mm}$), lo que implica que la incursión inelástica no es significativa. Durante este registro los modelos EPP, QHyst y Pivot presentaron una sobreestimación de 20% del desplazamiento máximo del puente. En estos modelos se obtuvieron los mismos resultados porque en ninguno de ellos se superó el desplazamiento Δ_Y . Mediante el modelo Pivot3Linear se presentó una diferencia de 2% respecto al desplazamiento máximo. Además, mediante este modelo se logró la mejor aproximación de los desplazamientos a lo largo del tiempo durante todos los registros sísmicos (Anexo P). El máximo desplazamiento que experimentó el puente M2 para el caso 2 se presentó durante el registro sísmico #7, el cual fue

de 142 mm, equivalente a una demanda de ductilidad de $\mu_{\Delta}=1.48$. Durante este registro sísmico los modelos QHyst, Pivot y Pivot3Linear presentaron una diferencia respecto al desplazamiento máximo del puente menor a 10%. En cuanto a la respuesta a lo largo del tiempo, los modelos Pivot y Pivot3Linear presentaron historias de desplazamientos similares a las del modelo MDOF, mientras que los modelos EPP y QHyst presentaron sobrestimaciones en las amplitudes de los desplazamientos a lo largo del tiempo después de $t=15$ s.

Figura 91

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante los registros sísmicos #6 (arriba) y #7 (abajo) del caso 1.

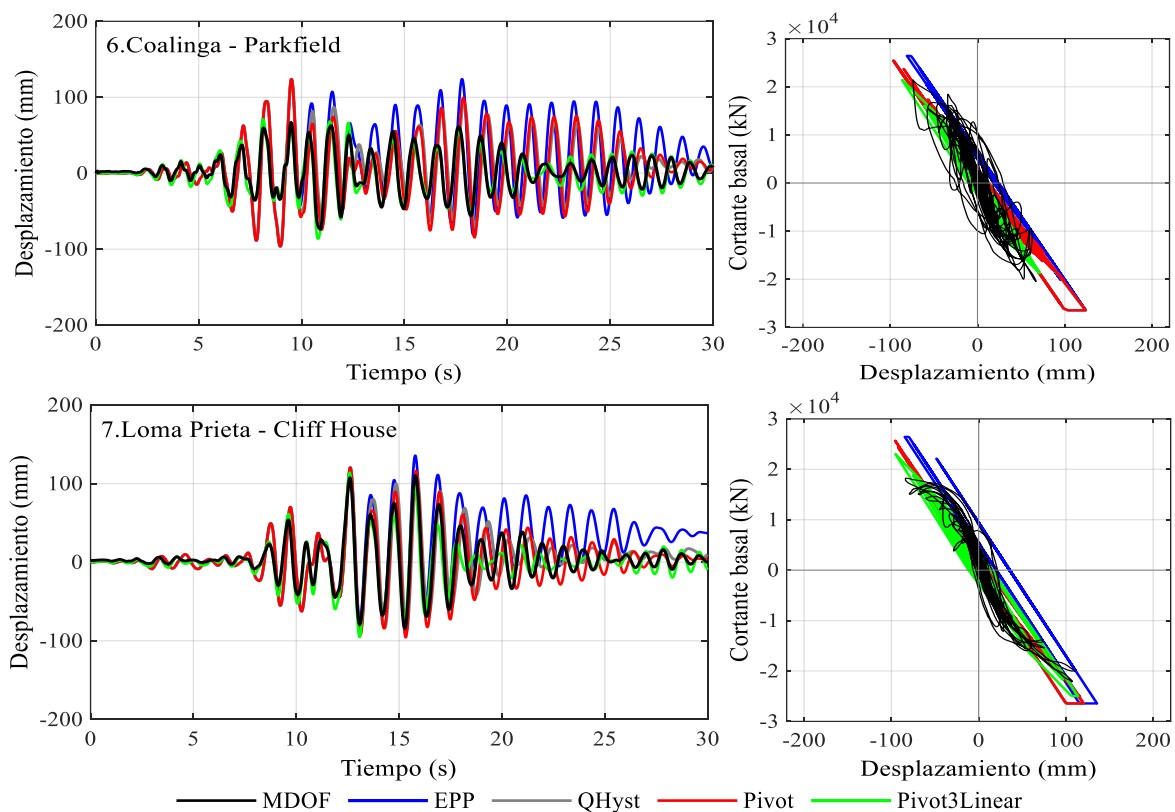
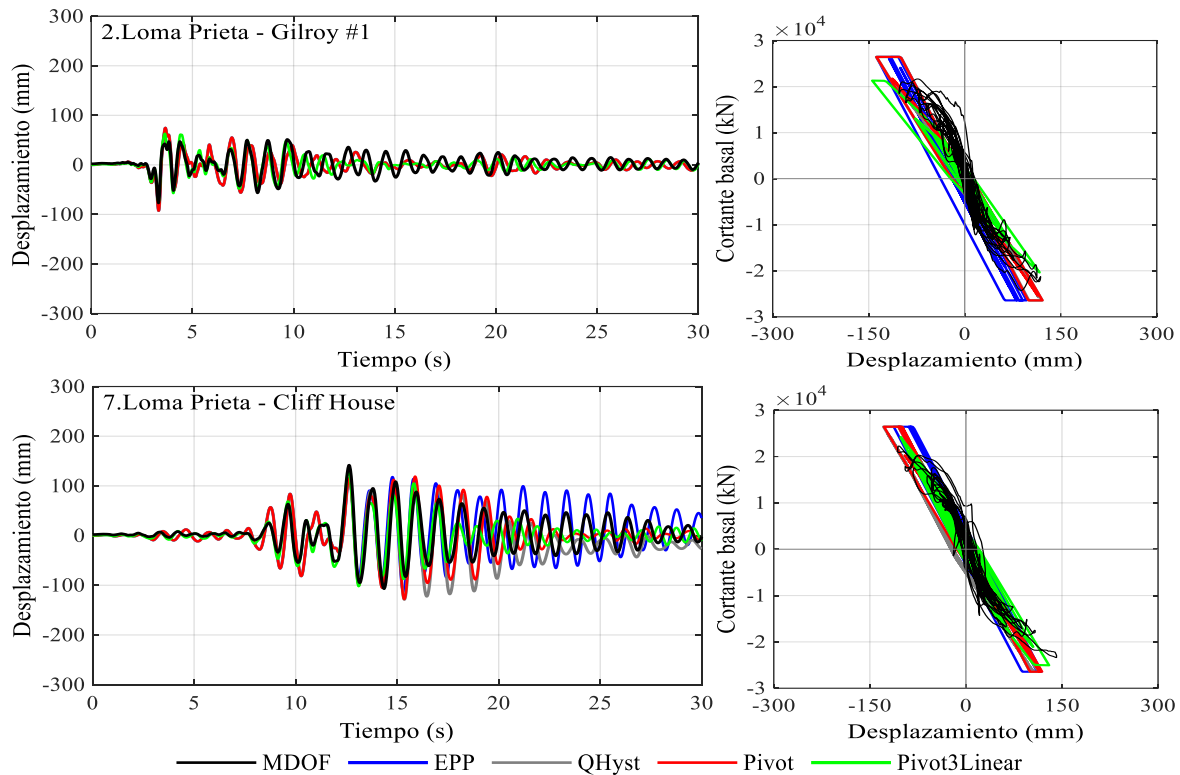


Figura 92

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante los registros sísmicos

#2 (arriba) y #7 (abajo) del caso 2.

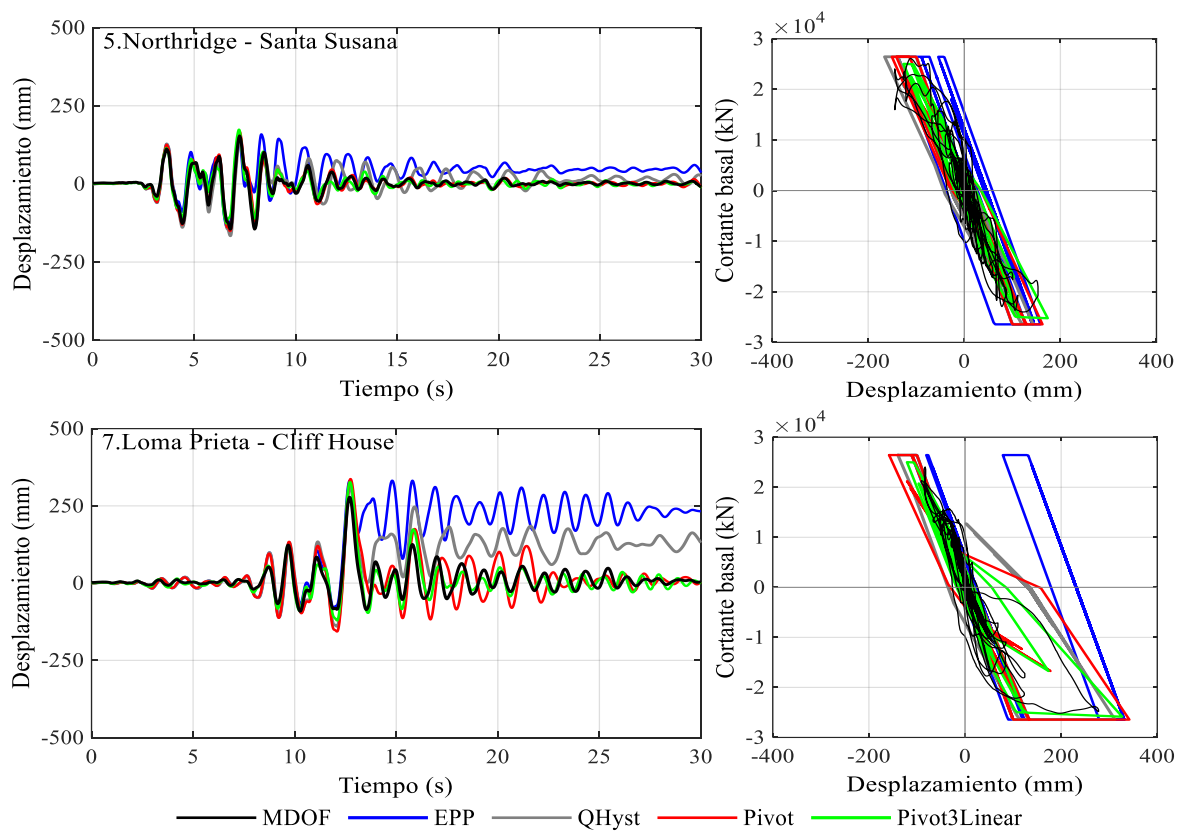


Para el caso 3, el menor y el mayor de los desplazamientos máximos calculados durante los registros sísmicos fueron iguales a 154 mm y 278 mm, los cuales se presentaron en los registros #5 y #7, respectivamente. Asociados a estos desplazamientos se presentaron demandas de ductilidad de $\mu_d=1.65$ en el sismo #5 y de $\mu_d=3.00$ en el sismo #7. En la figura 93 se presentan las historias de desplazamientos y los ciclos de histéresis del puente M3 calculados en los modelos inelásticos durante estos registros sísmicos. En los modelos EPP y QHyst se presentaron desplazamientos permanentes que son inexistentes en el modelo MDOF después de que ocurre el desplazamiento máximo del puente. Estos desplazamientos permanentes también se ven reflejados en los diagramas de histéresis. Por otro lado, es importante observar que los modelos Pivot y

Pivot3Linear reprodujeron la tendencia de los desplazamientos de los modelos de referencia, pero presentaron sobrestimaciones considerables (de 8% y 13% durante el sismo #5 y de 21% y 18% durante el sismo #7) sobre los desplazamientos máximos.

Figura 93

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante los registros sísmicos #5 (arriba) y #7 (abajo) del caso 3.



4.3.3.3. Puente M3

Como se evidenció en la sección 6.2.3.5, el puente M3 presentó la menor incursión inelástica entre todos los puentes estudiados. En la Tabla 52 se presentan los promedios de los

desplazamientos máximos, Δ_{NLDA} , calculados mediante los modelos inelásticos del puente M3. Según los resultados, los modelos EPP, QHyst y Pivot proporcionan los resultados más precisos de los desplazamientos máximos del puente en todos los casos de análisis mientras que en el modelo Pivot3Linear se presentaron diferencias hasta de 15%. Para el caso 1, el menor y mayor de los desplazamientos máximos durante los registros sísmicos se presentaron durante los registros #2 y #6, cuyas historias de desplazamientos y ciclos de histéresis se presentan en la Figura 94. En este caso, en ninguno de los registros sísmicos el puente presentó desplazamientos superiores al desplazamiento de plastificación efectivo ($\Delta_Y = 194 \text{ mm}$). Esto explica por qué la respuesta sísmica calculada en los modelos EPP, QHyst y Pivot es la misma durante los registros #2 y #6. Durante estos registros el modelo que proporcionó el mejor ajuste de los desplazamientos a lo largo del tiempo fue el modelo Pivot3Linear. Pese a que mediante este modelo se presentaron mayores diferencias en los desplazamientos máximos, este se muestra como una buena alternativa para estudiar los desplazamientos sísmicos de puentes viga cajón sometidos a demandas de ductilidad de desplazamiento cercanas y menores a uno.

Tabla 52

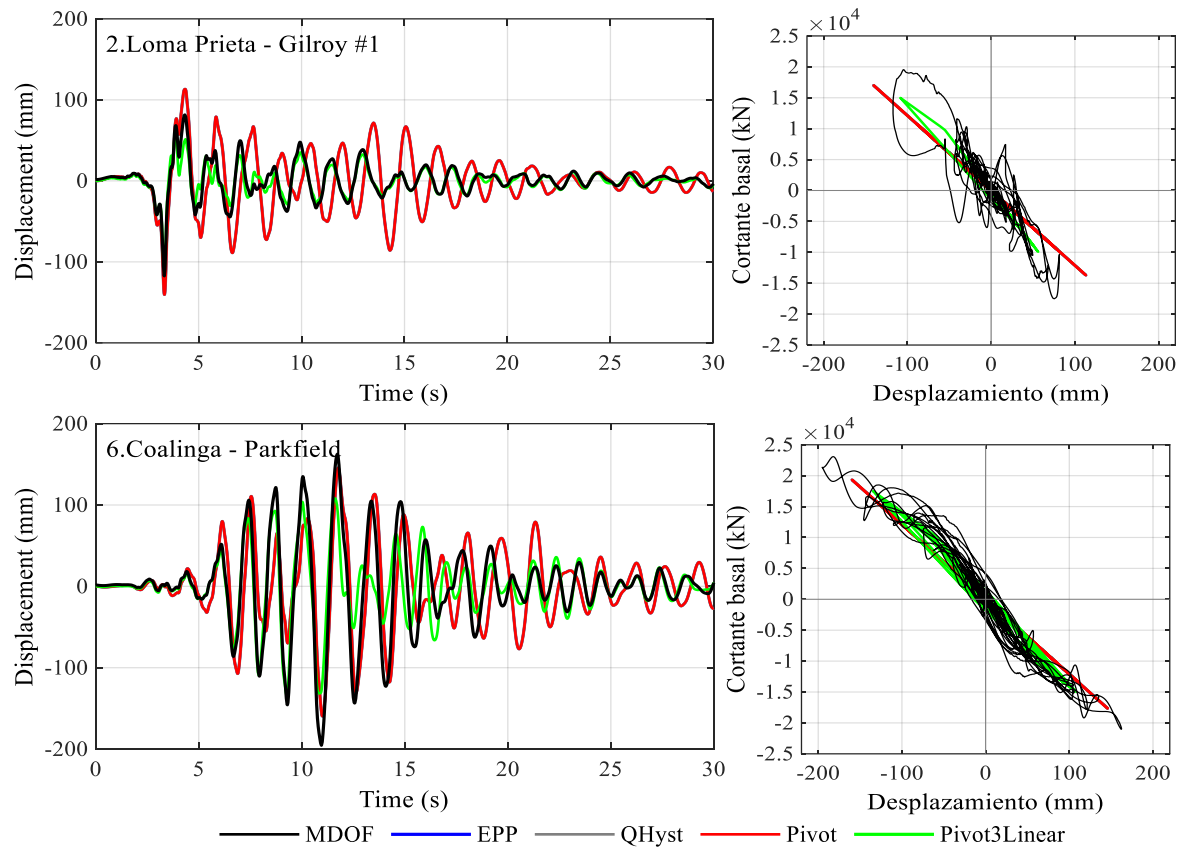
Desplazamientos máximos del puente M3 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.

Caso	Δ_{NLDA} (mm)								
	MDOF	EPP		QHyst		Pivot		Pivot3Linear	
Caso 1	164	170	(3.7 %)	170	(3.9 %)	171	(3.9 %)	144	(12.2 %)
Caso 2	196	189	(3.3 %)	204	(4.3 %)	196	(0.0 %)	166	(15.5 %)
Caso 3	339	338	(0.3 %)	349	(2.9 %)	347	(2.4 %)	302	(10.8 %)

Figura 94

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante los registros sísmicos

#2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 1.

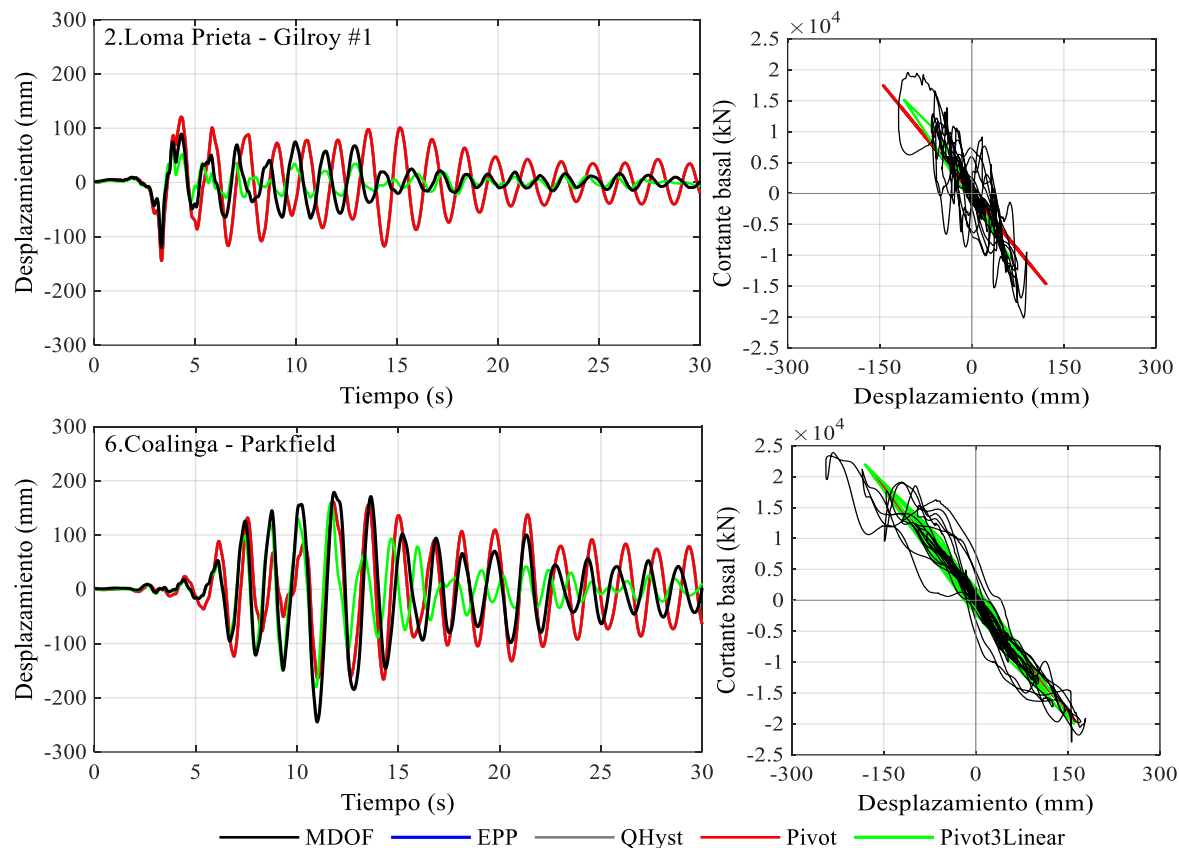


Para el caso 2, el promedio de los desplazamientos máximos, Δ_{NLDA} , calculado en los modelos MDOF fue de 196 mm, equivalente a una demanda de ductilidad $\mu_{\Delta}=1.01$. El menor y mayor de los desplazamientos máximos de este caso se presentó durante los registros sísmicos #2 y #6, cuyas historias de desplazamientos y ciclos de histéresis se presentan en la Figura 95. Si bien, durante el registro sísmico #6 se presentó incursión inelástica puesto que el desplazamiento máximo fue de 245 mm ($\mu_{\Delta}=1.26$), en los modelos EPP, QHyst y Pivot el desplazamiento máximo calculado fue de 166 mm, es decir, menor al desplazamiento de plastificación efectivo ($\Delta_Y = 194 \text{ mm}$). Esto explica por qué la respuesta sísmica de estos modelos es la misma durante este

registro sísmico. En general, para el caso 2 el modelo Pivot3Linear proporcionó mejores resultados de los desplazamientos que los modelos simplificados restantes, puesto que en el primero las historias de desplazamientos calculadas durante los registros sísmicos describieron el mismo comportamiento que las calculadas en el modelo de referencia.

Figura 95

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante los registros sísmicos #2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 2.



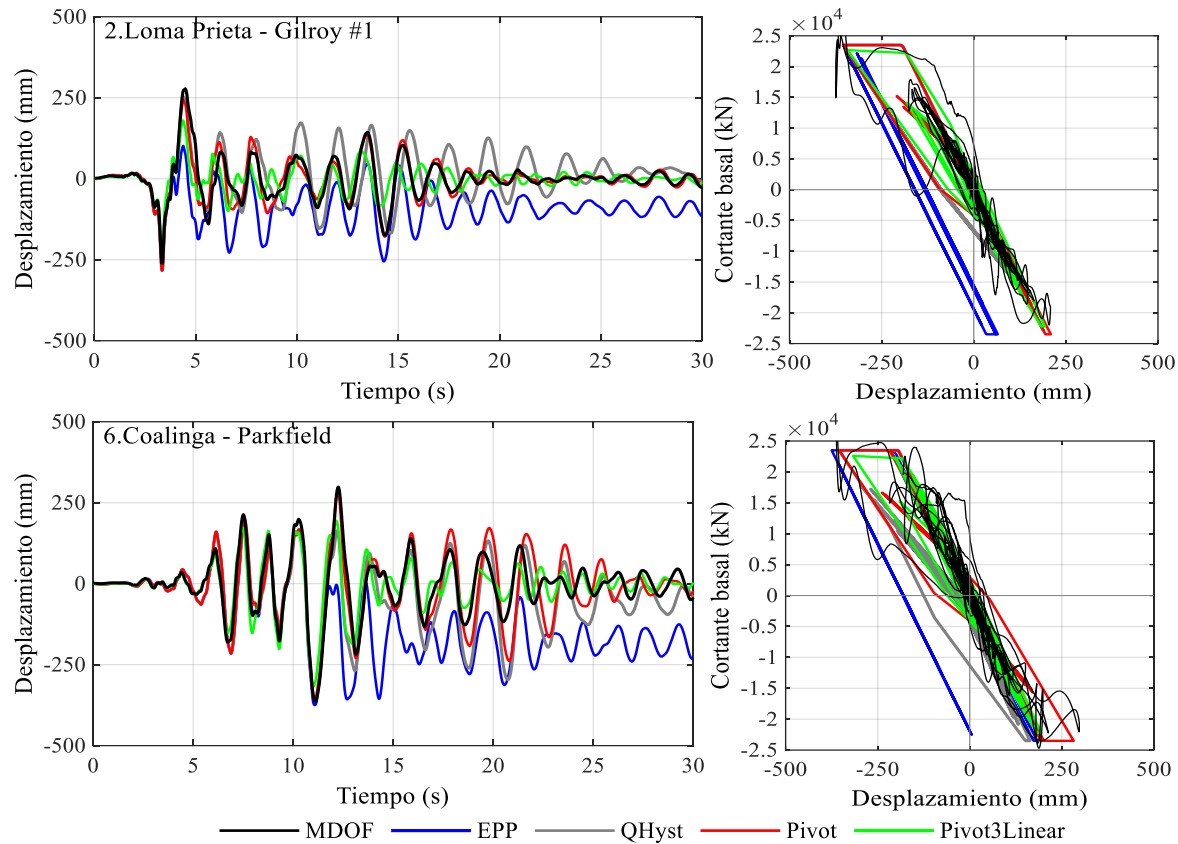
En el caso 3 del puente M3 se obtuvo un promedio de los desplazamientos máximos, Δ_{NLDA} , de 339 mm, con un mínimo de 278 mm durante el registro sísmico #2 y un máximo de 364 mm durante el registro sísmico #6 (Figura 96). Teniendo en cuenta que el desplazamiento de

plastificación efectivo del puente M3 es igual a 194 mm, se concluye que para este caso se presentó incursión inelástica durante todos los registros sísmicos cuyas demandas de ductilidad se encontraron entre $\mu_{\Delta}=1.43$ a $\mu_{\Delta}=1.88$. En este caso los modelos simplificados EPP, QHyst y Pivot proporcionaron diferencias entre los desplazamientos Δ_{NLDA} de 0.3%, 2.9% y 2.4%, respectivamente, mientras que en el modelo Pivot3Linear la diferencia respecto al mismo parámetro fue de 10.8%. Al revisar las historias de desplazamientos durante los registros sísmicos se encontró que mediante los modelos EPP y QHyst se presentaron desplazamientos permanentes que no se presentaron en las historias del modelo de referencia. Este comportamiento es reiterativo en las historias de desplazamiento de los puentes anteriores y confirman que los modelos EPP y QHyst no proporcionan resultados representativos de los desplazamientos sísmicos de los puentes viga cajón en la condición completa. Por otro lado, los modelos Pivot y Pivot3Linear proporcionaron historias de desplazamientos similares a las de los modelos de referencia y las diferencias en las amplitudes de los desplazamientos máximos fueron inferiores a 15% durante todos los registros sísmicos (Anexo Q).

Figura 96

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante los registros sísmicos

#2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 3.



4.3.3.4. Puente M4

En la Tabla 53 se presentan los desplazamientos Δ_{NLDA} calculados en los modelos simplificados inelásticos y en el modelo MDOF del puente M4. Para el Caso 1 el desplazamiento máximo en el modelo de referencia fue de 162 mm (equivalente a $\mu_{\Delta}=1.07$), el cual se presentó durante el registro sísmico #7 (Figura 97). Durante los registros sísmicos restantes se presentaron menores desplazamientos, lo que implica que las demandas de ductilidad de desplazamiento fueron menores a la generada por el registro #7. Al comparar las historias de desplazamientos calculadas

mediante los modelos simplificados contra las calculadas en el modelo de referencia, se encontró que mediante el modelo Pivot3Linear se presenta un mejor ajuste de los desplazamientos en todo el dominio del tiempo de los registros en comparación con los desplazamientos calculados en los modelos simplificados restantes.

Tabla 53

Desplazamientos máximos del puente M4 en condición completa calculados mediante NLDA en modelos 1DOF.

Caso	Δ_{NLDA} (mm)							
	MDOF	EPP		QHyst		Pivot		Pivot3Linear
Caso 1	137	147	(7.7 %)	147	(7.7 %)	147	(7.7 %)	126 (7.4 %)
Caso 2	159	171	(7.5 %)	176	(10.8 %)	174	(9.1 %)	145 (9.0 %)
Caso 3	307	296	(3.4 %)	319	(4.1 %)	299	(2.6 %)	285 (7.3 %)

Para el Caso 2, los desplazamientos durante los registros sísmicos aumentaron respecto a los del caso anterior debido a la reducción del amortiguamiento. Para este caso el mayor desplazamiento en el modelo MDOF se presentó durante el registro sísmico #6 (200 mm equivalente a $\mu_A=1.32$) (Figura 98). Nuevamente, de los modelos simplificados estudiados, el modelo Pivot3Linear proporcionó las historias de desplazamientos que mejor se ajustaron a las historias de los modelos de referencia. Al revisar los resultados de los cuatro puentes se encontró que cuando la demanda de ductilidad de los puentes es menor a 1.5, el modelo Pivot3Linear proporcionó mejores resultados de los desplazamientos en todo el dominio de tiempo de los registros sísmicos que los modelos simplificados restantes. Por lo tanto, se puede afirmar que, para realizar análisis no lineales dinámicos en sistemas de un grado de libertad, es preferible emplear modelos de histéresis que tengan en cuenta el agrietamiento del concreto cuando la demanda de desplazamientos esperada es cercana a Δ_Y (Sengupta & Li, 2017). Mediante el modelo Pivot también

se capturó la tendencia de los desplazamientos a lo largo del tiempo, pero en este modelo se presentaron sobrestimaciones promedio de 9% respecto a los desplazamientos calculados en el modelo de referencia. En los modelos simplificados restantes (EPP y QHyst) se evidenciaron desplazamientos permanentes que no se presentaron en el modelo de referencia. Esto se evidenció en todos los puentes, lo que indica que los modelos EPP y QHyst son inapropiados para estudiar el comportamiento sísmico de puentes viga cajón en la condición completa.

Figura 97

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante los registros sísmicos #5 (arriba) y #7 (abajo) del caso 1.

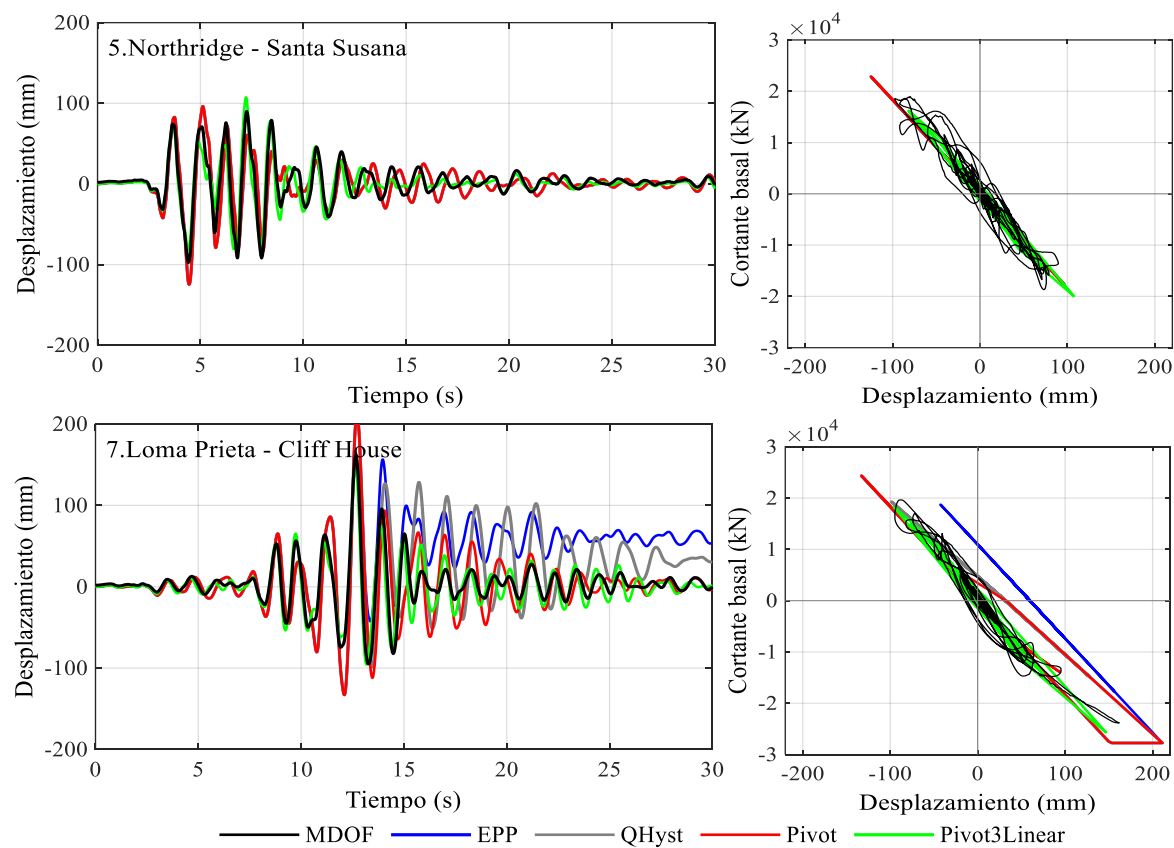
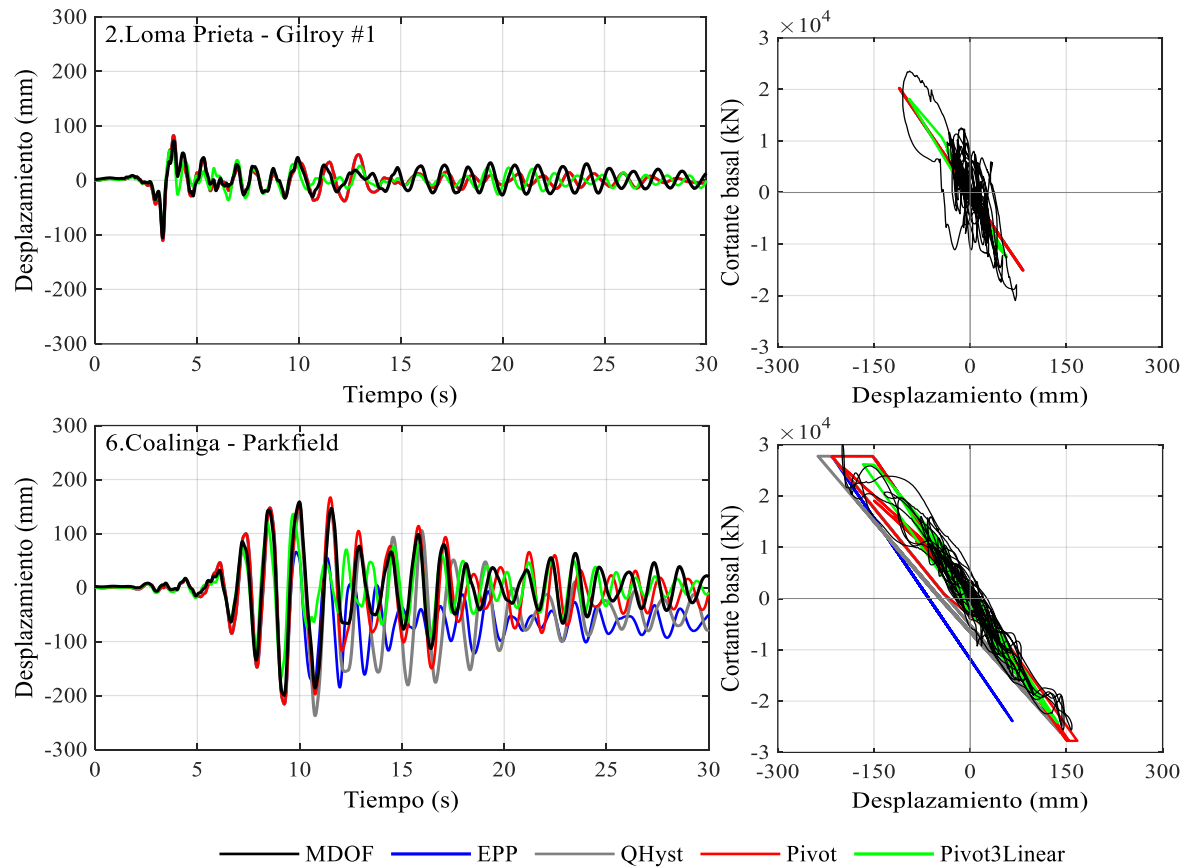


Figura 98

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante los registros sísmicos

#2 (arriba) y #6 (abajo) del caso 2.



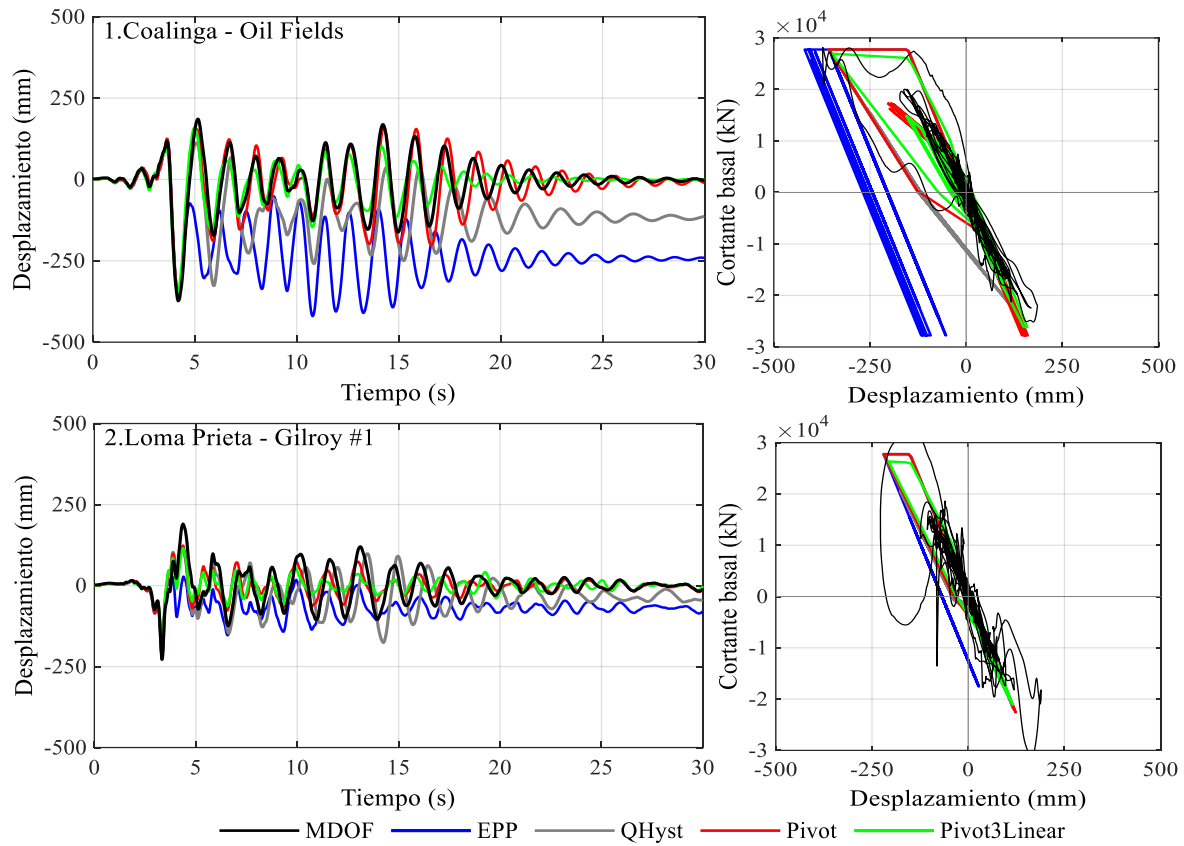
Para el caso 3, los desplazamientos del puente *M4* aumentaron durante todos los registros sísmicos respecto a los casos anteriores. De los desplazamientos máximos obtenidos, el menor fue de 228 mm equivalente a $\mu_{\Delta}=1.48$ (Sismo #2) (Figura 99). Al revisar las historias de desplazamientos durante este registro se encontró que los modelos Pivot y Pivot3Linear proporcionan desplazamientos que describen una tendencia similar a la del modelo de referencia. No obstante, en el modelo Pivot3Linear los desplazamientos máximos calculados presentaron mayor diferencia con los desplazamientos calculados en el modelo MDOF, en comparación con la diferencia que se registró en el modelo Pivot. Además, durante algunos registros sísmicos los

desplazamientos calculados mediante el modelo Pivot3Linear presentaron una reducción significativa después del desplazamiento máximo, lo cual no ocurrió en los modelos de referencia. En este caso el máximo desplazamiento se presentó durante el registro sísmico #1, el cual fue de 373 mm, equivalente a una demanda de ductilidad de $\mu_d=2.42$. Tal como se presentó durante todos los registros sísmicos del caso 3 de los puentes anteriores, durante este registro sísmico los modelos EPP y QHyst conservan desplazamientos permanentes después que experimentan el desplazamiento máximo del puente. Además, los modelos Pivot y Pivot3Linear proporcionan historias de desplazamientos similares a las del modelo de referencia y los desplazamientos máximos calculados presentan diferencias de 4% y 7%, respectivamente.

Figura 99

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante los registros sísmicos

#1 (arriba) y #2 (abajo) del caso 3.



5. Conclusiones

En esta investigación se desarrollaron modelos simplificados de uno y tres grados de libertad para estudiar las características dinámicas y los desplazamientos espectrales y lineales dinámicos de cuatro puentes de vigas continuas de sección cajón en la condición completa y durante dos etapas constructivas, los cuales presentan características geométricas y del refuerzo representativas de los puentes viga cajón construidos en Colombia. A partir de estos modelos se desarrollaron dos metodologías para estudiar los desplazamientos sísmicos inelásticos de los puentes. La primera metodología se implementó sobre los puentes completos y en las etapas constructivas, y consistió en desarrollar modelos elásticos con rigidez a flexión de las columnas modificada para representar la pérdida de rigidez de los puentes debido al daño sísmico esperado. Este enfoque es ampliamente usado en la práctica. La segunda metodología se implementó solo sobre los puentes completos y consistió en desarrollar sistemas de un grado de libertad que replican la respuesta histerética de la estructura durante eventos sísmicos, siguiendo las reglas de los modelos de histéresis elástico-perfectamente plástico (EPP), Q-Hysteretic (QHyst), Pivot y Pivot3Linear. Los resultados de los modelos simplificados se compararon y validaron contra los resultados obtenidos de modelos detallados de múltiples grados de libertad (MDOF) desarrollados en el programa de elementos finitos OpenSees, en los que se incluyó la inelasticidad en los materiales de las columnas. En el estudio se analizó, además, la influencia del grado de amortiguamiento del puente, la rigidez del conjunto cimentación-suelo y la asimetría de la altura de pilas en el desplazamiento sísmico del puente. A partir de los resultados obtenidos se puede concluir que:

1. En su condición completa, los desplazamientos sísmicos elásticos en sentido longitudinal de los puentes analizados se pueden calcular de forma precisa mediante modelos simplificados SDOF basados en el primer modo de vibración, debido a que en esta condición la contribución de los modos de vibración de orden superior sobre los desplazamientos no es significativa. Esta conclusión es válida aun cuando se incluye la rigidez del conjunto cimentación-suelo y la asimetría de la altura de las pilas. Los modelos simplificados de un grado de libertad desarrollados en este trabajo aproximaron con diferencias menores a 18% los periodos de vibración fundamentales obtenidos en los modelos MDOF detallados. Esto condujo a diferencias en los desplazamientos sísmicos máximos menores a 14% en los puentes M1 y M2 y menores a 4% en los puentes M3 y M4 cuando se compararon contra los resultados de análisis modal espectral y lineal dinámico desarrollados en los modelos detallados.
2. En las etapas constructivas de los puentes analizados, los modelos simplificados SDOF basados en el primer modo de vibración mostraron baja capacidad de predecir los desplazamientos sísmicos elásticos en sentido longitudinal, puesto que estos modelos no reproducen la contribución del segundo modo de vibración sobre los desplazamientos. Dicho modo, que incluye deformaciones verticales no despreciables y opuestas en los voladizos, presenta un porcentaje de participación de masa modal significativo que aumenta con el avance en la longitud de los voladizos (entre 22% y 42% en las etapas C1 y entre 48% y 72% en las etapas C2), la reducción de la altura de las columnas y la inclusión de la flexibilidad del suelo en los modelos numéricos.
3. La respuesta sísmica elástica en dirección longitudinal de los puentes viga cajón en

construcción puede ser obtenida con suficiente precisión con un modelo simplificado de tres grados de libertad (3DOF) que integre los movimientos verticales en los extremos de los voladizos y el lateral en la parte superior de la columna. La alta precisión de estos modelos se debe a que mediante ellos se reproducen las características dinámicas de los dos primeros modos de vibración de los puentes en esta condición, los cuales son los que más influyen sobre su respuesta longitudinal. Los modelos 3DOF desarrollados en este trabajo proporcionaron desplazamientos longitudinales con diferencias menores a 7%, respecto a los calculados mediante análisis lineal dinámico en los modelos de referencia.

4. Dada la alta precisión de los modelos 3DOF desarrollados en este trabajo, se concluye que la rigidez lateral de los puentes en construcción está acoplada con la rigidez vertical de las vigas en voladizo y sus características dinámicas no solo dependen de la masa traslacional en la dirección longitudinal, sino también de la masa que se excita verticalmente en los voladizos.
5. La inclusión de la rigidez del conjunto cimiento-suelo en los modelos numéricos de los puentes genera un aumento en los desplazamientos sísmicos elásticos en todas las condiciones. En la condición completa, los desplazamientos aumentaron hasta 7% en los puentes simétricos y 24% en los puentes con irregularidad en altura. Estos aumentos fueron del 20% y 27% sobre la columna larga y la columna corta, respectivamente, para los puentes en las etapas constructivas. El mayor aumento de los desplazamientos observado en el puente completo con irregularidad en altura (M4) y en las etapas constructivas que integran la columna corta se debe a que al incluir la rigidez del conjunto cimiento-suelo en estos modelos se reduce en mayor medida la rigidez lateral de todo el puente en comparación con la reducción de la

rigidez que se presenta en el puente completo simétrico (M3) y en las etapas constructivas que involucran la columna larga.

6. Los desplazamientos sísmicos inelásticos generados por el sismo de diseño en los puentes viga cajón en la condición completa y en las etapas constructivas se puede reproducir, con ligeras sobreestimaciones en las amplitudes, mediante modelos elásticos sobre los que se reduce la rigidez de las columnas. Esto se debe a la baja incursión inelástica que presentan los materiales de estos puentes durante el sismo de diseño. De las alternativas de reducción de la rigidez de las columnas investigadas en este trabajo, los modelos de los puentes afectados por el factor α_{K3} presentaron las menores diferencias entre los desplazamientos calculados en los modelos detallados inelásticos. Mediante este modelo se sobrestimaron las amplitudes de los desplazamientos de los puentes de base empotrada hasta en un 27%, mientras que en los modelos que integran la rigidez del conjunto cimiento-suelo la mayor diferencia fue de 15%.
7. Con relación a los desplazamientos sísmicos inelásticos de los puentes en condición completa, se encontró que los modelos simplificados que integran los modelos de histéresis EPP, QHyst y Pivot sobrestiman los desplazamientos máximos de los puentes cuando la demanda de ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ}) obtenida en los modelos detallados es menor a 1.5. Esto obedece a que, ante este nivel de desplazamiento, la rigidez de los modelos simplificados es menor que la rigidez secante calculada en la curva de capacidad de los modelos detallados.
8. Ante demandas de ductilidad de desplazamiento menores a 1.5, el único modelo SDOF no-lineal simplificado que proporcionó resultados suficientemente precisos de la respuesta en el

tiempo y del desplazamiento máximo de los puentes en condición completa fue el modelo Pivot3Linear, puesto que en este modelo histeretico la rigidez lateral de los puentes presenta un buen ajuste respecto a la rigidez de los modelos de referencia. Este resultado converge con los de otras investigaciones al mostrar que cuando se espera poca incursión inelástica de los puentes, es preferible emplear un modelo de histéresis que integre la rigidez sin agrietar de la estructura.

9. Cuando los puentes en condición completa experimentan una demanda de ductilidad de desplazamiento mayor a 1.5, los modelos SDOF no-lineales simplificados que integran las reglas de histéresis QHyst y EPP reproducen con suficiente precisión los desplazamientos máximos durante los eventos sísmicos, pero durante la reversión de la carga estos modelos conservan deformaciones permanentes que no se presentan en el modelo de referencia. A diferencia de estos modelos, el modelo SDOF no-lineal simplificado basado en la regla de histéresis de Pivot proporciona desplazamientos con un alto nivel de precisión respecto a aquellos calculados mediante el modelo de referencia (diferencias menores a 1%, 14%, 3% y 3% en los puentes M1, M2, M3 y M4, respectivamente).
10. El promedio de los máximos desplazamientos inelásticos que experimentaron los puentes durante los registros sísmicos aumentó hasta un 20% en los puentes completos y hasta un 60% en las etapas constructivas al reducir la relación de amortiguamiento en los modelos numéricos a 2% en la condición completa y a 1% en construcción. En los modelos simplificados inelásticos que se desarrollaron para los puentes completos, el modelo Pivot mostró capacidad de reproducir el aumento en la incursión inelástica de los puentes debido a la reducción del

amortiguamiento. En las etapas constructivas, los modelos simplificados elásticos con rigidez reducida mediante el factor α_{K3} proporcionan desplazamientos sísmicos cuyo comportamiento a lo largo del tiempo es similar a los calculados mediante análisis no lineal en los modelos detallados, pero con sobrestimaciones en las amplitudes de hasta 70%.

11. Los puentes de vigas continuas de sección cajón analizados en esta investigación son más propensos a presentar mayores desplazamientos en la condición completa que a lo largo de su proceso constructivo, independientemente de su geometría y de la rigidez del suelo de cimentación. Además, se demostró que al reducir el amortiguamiento en los modelos computacionales aumentaron los desplazamientos en todas las condiciones.
12. Por lo general, las deformaciones en los materiales de los puentes en la condición completa fueron mayores que los de los puentes en construcción. No obstante, para el registro con menor distancia R_{jb} que actuó sobre la etapa C1 del puente M1 y para los dos registros con la mayor relación PGA/PGD que actuaron sobre la misma etapa en el puente M2, las deformaciones en los materiales superaron a las de los puentes completos, lo que sugiere que los puentes en construcción pueden ser más vulnerables que en la condición completa durante eventos sísmicos particulares.
13. Con relación a la respuesta sísmica de los puentes en construcción obtenida mediante NLDA en los modelos detallados, se detectó que la etapa C1 puede ser una condición de mayor vulnerabilidad sísmica que la etapa C2. Esto se debe a que durante la mayoría de los registros sísmicos las deformaciones unitarias en los materiales de las columnas fueron mayores en la

etapa C1 que en la etapa C2. Este resultado es interesante porque se pensaría que, debido a la mayor concentración de masa que existe en la etapa C2, esta condición representaría mayor vulnerabilidad que la etapa C1.

Referencias Bibliográficas

- AASHTO. (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* (2nd Ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th Ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (American association of State Highway and Transportation Officials). (2007). *AASHTO LRFD bridge design specifications* (4th ed.).
- AASHTO (American association of State Highway and Transportation Officials). (2011). *AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design* (2nd Ed).
- Aboutorabian, E., & Dehkordi, M. R. (2020). Numerical study of seismic response of irregular multi-frame reinforced concrete bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*. <https://doi.org/10.1680/jstbu.18.00222>
- AIS, A. C. de I. S. (2009). *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*.
- AIS, A. C. de I. S. (2010). *NSR-10. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente*.
- AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). (1995). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes*.
- AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). (2014a). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes*.
- AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). (2014b). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes*.
- Alatik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- Benjumea, J., & Chio Cho, G. (2013). Seismic vulnerability assessment of extradosed bridges during cantilever construction. *Revista Ingeniería de Construcción*, 28(2), 125–139. <https://doi.org/10.4067/s0718-50732013000200002>
- Bommer, J. J., Elnashai, A. S., & G Weir, A. (2000). Compatible Acceleration and Displacement Spectra for Seismic Design Codes. In N. Z. : N. Z. S. for E. E. Upper Hutt (Ed.), *12th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1–8).
- Bravo, J., Benjumea, J., & Consuegra, F. A. (2021). Parametric study to estimate seismic displacement demands of balanced cantilever bridges in service and construction conditions.

- Fib Symposium - Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance*, 995–1004.
- Caltrans. (2019). *Seismic Design Criteria 2.0*. California Department of Transportation.
- Carbonari, S., Morici, M., Dezi, F., & Leoni, G. (2018). A lumped parameter model for time-domain inertial soil-structure interaction analysis of structures on pile foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47(11), 2147–2171. <https://doi.org/10.1002/eqe.3060>
- Chang, K., Lee, Z., & Chen, C. (2012). Structural Assessment of a Repaired Cable Bridge Damaged in 1999 Chi-Chi Earthquake. *International Symposium on Engineering*, 1822–1833.
- Chang, K., Mo, Y., Chen, C., Lai, L., & Chou, C. (2004). Lessons Learned from the Damaged Chi-Lu Cable-Stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 9(4), 343–352. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2004\)9:4\(343\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2004)9:4(343))
- Chen, X., & Guan, Z. (2020). Extension of a simplified procedure for estimating nonlinear seismic responses of tall pier bridge systems. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(8), 3238–3257. <https://doi.org/10.1080/19648189.2020.1797885>
- Chen, X., Guan, Z., Spencer, B. F., & Li, J. (2018). A simplified procedure for estimating nonlinear seismic demand of tall piers. *Engineering Structures*, 174(June), 778–791. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.102>
- Chiotan, C., & Morlova, D. D. (2017). Dynamic Analysis of a Prestressed Concrete Bridge During Construction by Cantilever Method. *17th International Multidisciplinary Scientific GeoConference SGEM*, 111–118. <https://doi.org/10.5593/sgem2017/14/S05.014>
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (W. J. Hall, Ed.; 5th ed.). Prentice Hall.
- CTN 140 - Eurocódigos estructurales. (2018). *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes (UNE-EN 1998-2)*.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers. In *NIST* (Issue 4).
- Dhakal, R. P., Mander, J. B., & Mashiko, N. (2006). Identification of critical ground motions for seismic performance assessment of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(8), 989–1008. <https://doi.org/10.1002/eqe.568>
- Dicleli, M., -Yoon LEE, J., & Mansour, M. (2004). Importance of soil-bridge interaction modeling in seismic analysis of seismic-isolated bridges. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Dowell, R. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95(5).

- Hernandez, W., Viviescas, A., & Riveros-Jerez, C. A. (2020). Verifying of the finite element model of the bridge based on the vibration monitoring at different stages of construction. *Archives of Civil Engineering*, 66(1), 25–40. <https://doi.org/10.24425/ace.2020.131772>
- INGEOMINAS. (2001). *Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga* (Issue 1).
- Instituto Nacional de Vías (INVIAS). (2012). *Manual Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras*.
- Jiang, C., Yi, W., & Pang, Y. (2016). Correlation between seismic intensity indices and damages of large span rigid frame bridges. *China Journal of Highway and Transport*, 29(9), 97–102.
- Jin, Q. W., Wang, T. N., Sun, Y. L., & Hu, Z. T. (2013). Seismic performance assessment of long span continuous rigid bridge. *Applied Mechanics and Materials*, 353–354, 2033–2038. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.353-356.2033>
- Lin, Y., Bi, K., Zong, Z., Hao, H., Lin, J., & Chen, Y. (2020). Seismic Performance of Steel-Concrete Composite Rigid-Frame Bridge: Shake Table Test and Numerical Simulation. *Journal of Bridge Engineering*, 25(7), 1–16. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001558](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001558)
- Mackie, K. R., & Scott, M. H. (2019). Implementation of Nonlinear Elements for Seismic Response Analysis of Bridges. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 24(3), 04019011. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)sc.1943-5576.0000420](https://doi.org/10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000420)
- Mander, J. B. (1983). *Seismic Design of Bridge Piers*. University of Canterbury.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mapa de Carreteras de Colombia*. (n.d.). Instituto Nacional de Vías, INVIAS. Retrieved August 30, 2022, from <https://hermes.invias.gov.co/carreteras/>
- MathWorks. (n.d.). *MATLAB*. Retrieved August 26, 2023, from <https://www.mathworks.com/products/matlab.html>
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 95–107. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cp.1943-5487.0000002](https://doi.org/10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000002)
- Midasoft. (n.d.). *Midas Civil 3D*. Retrieved July 12, 2023, from <https://www.midasoft.com/es/latinoamerica/productos/ingenieriadepuentes/midascivil>
- Min, X., & Santos, L. O. (2017). Dynamic Assessment of the São João Bridge Structural Integrity. *2nd International Conference on Structural Integrity, ICSI 2017*, 325–331. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2017.07.178>

- Newmark, N. M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Engineering Mechanics Division*, 67–94.
- Ntotsios, E., Karakostas, C., Lekidis, V., Panetsos, P., Nikolaou, I., & Papadimitriou, C. (2009). *Structural identification of Egnatia Odos bridges based on ambient and earthquake induced vibrations*. 485–501. <https://doi.org/10.1007/s10518-008-9074-5>
- Panetsos, P., Ntotsios, E., & Papadimitriou, C. (2008). Structural health monitoring of a ravine bridge of Egnatia Motorway during construction. *Proceedings of the 4th European Workshop on Structural Health Monitoring, June*, 259–266.
- Pardo, N. I. (2014). *Comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Paris, G., & Romero, J. (1993). Fallas activas en Colombia. *Boletín Geológico Ingeominas*, 34(2–3), 3–25.
- Prado, N. I. (2014). *Comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Saiidi, M., & Sozen, M. A. (1979). Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures. In *A report to the National Science Foundation, University of Illinois at Urbana-Champaign*.
- Salgado-Gálvez, M. A., Bernal, G. A., & Cardona, O. D. (2015). Probabilistic seismic hazard assessment of Colombia with updating purposes of the Warthquake-Resistant Building code for bridges CCP-14. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño de Ingeniería*, 10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2015.07.001>
- Sengupta, P., & Li, B. (2017). Hysteresis modeling of reinforced concrete structures: State of the art. *ACI Structural Journal*, 114(1), 25–38. <https://doi.org/10.14359/51689422>
- Sharma, A., Eligehausen, R., & Reddy, G. R. (2013). Pivot hysteresis model parameters for reinforced concrete columns, joints, and structures. *ACI Structural Journal*, 110(2), 217–227. <https://doi.org/10.14359/51684402>
- Shin, Y., Zhang, F., Han, J., Li, J., Qin, H., & Yang, X. (2020). Seismic damage analysis of a long-span continuous rigid frame bridge with high piers during typical construction stages. *Zhendong Yu Chongji/Journal of Vibration and Shock*, 39(22), 89–95. <https://doi.org/10.13465/j.cnki.jvs.2020.22.013>
- Suarez, M. (2016a). *Análisis del comportamiento estructural de puente viga cajón sometido a acciones sísmicas durante su construcción por voladizos sucesivos*. Tesis de Maestría. Universidad Industrial de Santander.
- Suarez, M. (2016b). *Análisis del comportamiento estructural de puente viga cajón sometido a acciones sísmicas durante su construcción por voladizos sucesivos*. Tesis de Maestría. Universidad Industrial de Santander.

- Suarez, M. (2016c). *Análisis del comportamiento estructural de un puente viga cajón sometido a acciones sísmicas durante su construcción por voladizos sucesivos*. Universidad Industrial de Santander.
- Sümerkan, S., Bayraktar, A., Türker, T., & Akköse, M. (2019). A simplified frequency formula for post-tensioned balanced cantilever bridges. *Asian Journal of Civil Engineering*, 2007. <https://doi.org/10.1007/s42107-019-00160-y>
- Tena Colunga, A. (2007). *Análisis de Estructuras con Métodos Matriciales*.
- Valle-Pascual, R., Carvajal-Monsalve, N., & Botero-Palacio, J. C. (2107). Evolución de los parámetros geométricos de diseño en puentes construidos con voladizos sucesivos in situ. In *Revista UIS Ingenierías* (Vol. 16, Issue 1). <https://doi.org/10.18273/revuin.v16n1-2017009>
- Veletsos, A. S., Newmark, N. M., & Chelapati, C. V. (1965). Deformation Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions. *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, 663–682.
- Wilson, J., & Holmes, K. (2007). Seismic vulnerability and mitigation during construction of cable-stayed bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 12(3), 364–372. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:3\(364\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:3(364))
- Yadi, S., Suhendro, B., Priyosulistyo, H., & Aminullah, A. (2018). Shake table test of floating cable-stayed bridge under earthquake excitation during construction with balanced cantilever method. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9(11), 2063–2081.
- Yang, C., Chen, W. L., & Xu, T. F. (2016). The vulnerability analysis of bridge construction in aftershock area. *Gongcheng Lixue/Engineering Mechanics*, 33(June), 251–256. <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2015.05.S055>
- Zong, Z., Xia, Z., Liu, H., Li, Y., & Huang, X. (2016a). Collapse Failure of Prestressed Concrete Continuous Rigid-Frame Bridge under Strong Earthquake Excitation: Testing and Simulation. *Journal of Bridge Engineering*, 21(9), 04016047. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000912](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000912)
- Zong, Z., Xia, Z., Liu, H., Li, Y., & Huang, X. (2016b). Collapse Failure of Prestressed Concrete Continuous Rigid-Frame Bridge under Strong Earthquake Excitation: Testing and Simulation. *Journal of Bridge Engineering*, 21(9), 1–15. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000912](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000912)

Apéndices

Apéndice A**Características geométricas y del refuerzo de PVC construidos en Colombia – Parte 1**

N°	Año	Nombre	Lugar	Número de vanos	Número de pilares
1	1975	Juanambú	Pasto	3	2
2	1983	La Doctrina	Córdoba	3	2
3	1990	Farallones	Cundinamarca	3	...
4	1993	Antonio Escobar	Magdalena	...	...
5	2001	Pipiral	Cundinamarca	5	4
6	2006	Sinú	Montería	3	2
7	2004	Guillermo Gaviria	Antioquia	3	2
8	2009	Humea	Meta	5	...
9	2012	Cajamarca	Cundinamarca	3	...
10	2013	El tigre	Tolima	3	2
11	2013	Guillermo Gómez	Santander	4	3
12	2013	Tablazo	Santander	4	3
13	2013	Pujamanes	Santander	3	2
14	2013	El Ramo	Santander	3	2
15	2014	Lengerke	Santander	3	2
16	2015	Mata de cacao	Santander	...	...
17	2015	Balseadero	Huila	...	...
18	2016	La Unión	Santander	3	2
19	2018	Botero	Antioquia	3	2
20	2019	Gualanday 2	Tolima	...	7
21	2019	Boquerón	Tolima	3	2
22	2020	Antioquia al mar 1	Antioquia	3	2
23	2020	Antioquia al mar 2	Antioquia	3	2
24	2020	Antioquia al mar 3	Antioquia	3	2
25	2020	Antioquia al mar 4	Antioquia	3	2
26	2020	Antioquia al mar 5	Antioquia	3	2
27	2020	Antioquia al mar 6	Antioquia	3	2
28	2020	Antioquia al mar 7	Antioquia	2	1

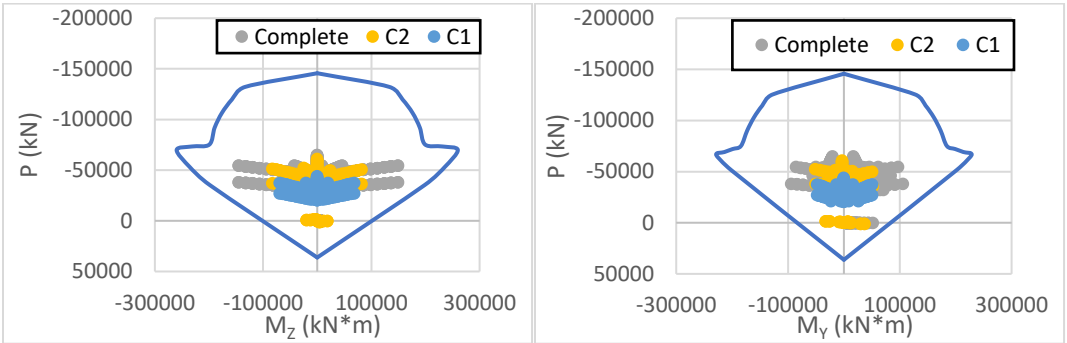
Características geométricas y del refuerzo de PVC construidos en Colombia – Parte 2

Nº	SUBESTRUCTURA							
	Altura máxima (H)	Altura mínima (h)	α (h/H)	Ancho	Largo	espesor (t)	As (m ²)	cuantía (δ)
1	60.0	60.0	1.0	5.0	3.0	...	...	...
2	...	...	...	...	...	...	...	...
3	...	...	...	...	...	...	...	...
4	...	...	...	...	...	...	...	...
5	82.0	15.0	0.2	...	...	...	...	...
6	...	...	...	...	...	...	...	...
7	15.5	...	...	...	...	...	...	...
8	...	...	...	...	...	...	...	...
9	86.0	74.0	0.9	...	...	...	...	...
10	140.0	...	...	...	...	...	...	...
11	47.0	42.0	0.9	6.0	6.0	0.6	...	...
12	109.0	57.0	0.5	11.6	10.4	0.9	0.6	1.6%
13	57.0	57.0	1.0	8.0	6.0	0.8	0.4	2.1%
14	46.0	40.0	0.9	7.0	5.0	0.7	0.2	1.5%
15	50.0	...	...	...	...	...	...	...
16	...	...	...	...	...	...	...	...
17	...	...	...	...	...	...	...	...
18	22.0	22.0	1.0	...	...	...	...	...
19	23.0	17.0	0.7	6.0	4.0	0.4	0.1	1.2%
20	82.0	...	...	...	...	...	...	...
21	19.0	19.0	1.0	5.6	4.0	0.4	...	...
22	12.0	12.0	1.0	7.0	5.6	...	...	...
23	24.0	18.0	0.8	7.0	5.0	0.5	0.2	1.9%
24	20.0	20.0	1.0	6.0	3.0	0.4	0.1	1.1%
25	37.0	37.0	1.0	6.0	3.0	0.4	0.1	1.2%
26	29.5	29.5	1.0	5.2	5.0	0.4	0.2	2.1%
27	31.5	26.0	0.8	6.0	4.0	0.5	0.2	2.1%
28	19.0	19.0	1.0	6.0	4.0	0.5	0.3	2.9%

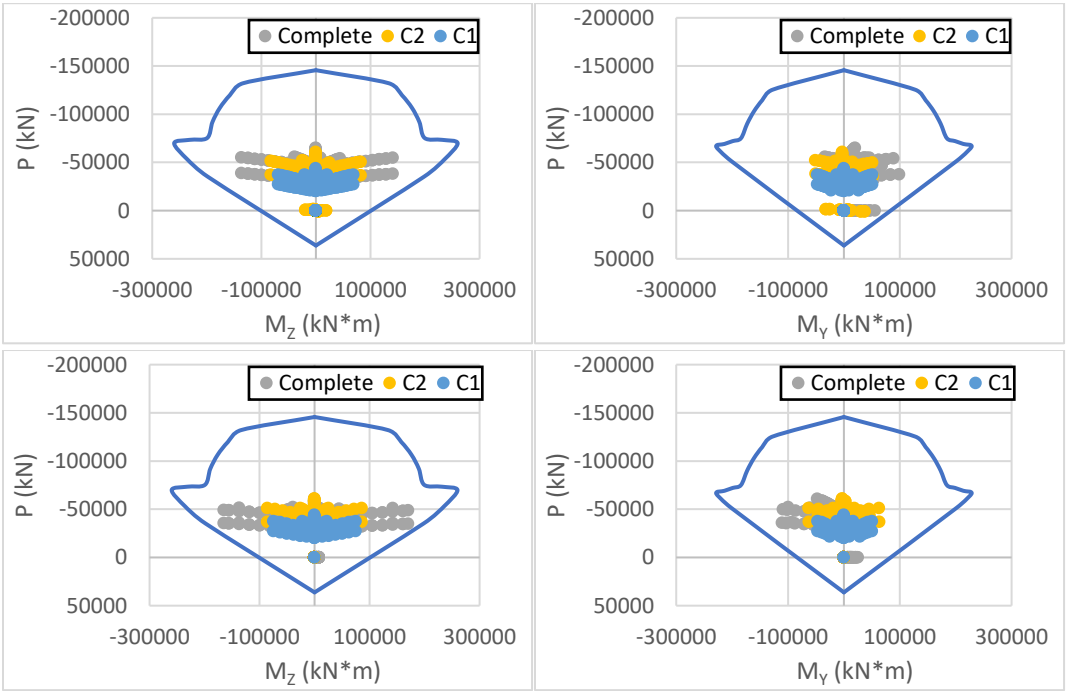
Características geométricas y del refuerzo de PVC construidos en Colombia – Parte 3

N°	SUPERESTRUCTURA									
	Ancho superior	Ancho inferior	Luz total (LT)	Vano mayor (L)	Vano menor (l)	L/l	Altura máxima (H')	L/H'	Altura mínima (h')	L/h'
1	8.9	...	180.0	90.0	45.0	2.0	4.8	18.7	1.8	49.5
2	...	...	167.2	83.6	41.8	2.0	...	...	...	...
3	...	...	230.0	142.0	44.0	3.2	...	...	...	...
4	11.3	...	1073.0	110.0	...	...	...	...	...	...
5	...	...	545.0	125.0	...	...	7.4	16.9	2.8	44.6
6	14.0	...	298.0	150.0	...	...	...	...	...	...
7	11.0	6.0	400.0	200.0	99.6	2.0	9.5	21.1	2.1	95.2
8	11.6	...	316.4	120.0	...	...	6.8	17.8	2.5	48.0
9	12.0	...	300.0	137.6	74.2	1.9	...	...	...	...
10	11.0	...	304.5	152.0	...	...	...	...	...	...
11	10.5	...	510.0	170.0	...	...	8.8	19.3	4.0	42.5
12	10.6	6.1	558.0	186.0	93.0	2.0	9.0	20.7	3.0	62.0
13	10.6	6.0	243.0	122.0	60.5	2.0	6.7	18.2	2.4	50.8
14	10.6	5.0	180.0	90.0	44.5	2.0	5.0	18.2	1.8	50.0
15	6.6	...	391.1	155.0	77.6	2.0	7.8	20.0	3.3	47.0
16	12.5	...	300.0	180.0	...	...	9.0	20.0	3.0	60.0
17	11.0	...	1708.0	132.0	...	...	...	...	...	...
18	22.5	...	278.0	110.0	...	...	6.0	18.3	2.5	44.0
19	11.5	6.0	240.0	120.0	40.0	3.0	6.5	18.5	2.5	48.0
20	10.9	...	760.0	128.0	...	...	...	...	...	...
21	10.9	...	240.0	120.0	60.0	2.0	6.8	17.8	2.5	48.0
22	13.6	7.0	301.6	150.0	75.0	2.0	7.5	20.0	3.0	50.0
23	13.6	7.0	301.6	150.0	75.0	2.0	7.5	20.0	3.0	50.0
24	11.6	6.0	121.6	60.0	30.0	2.0	3.0	20.0	1.8	33.3
25	11.6	6.0	180.0	90.0	45.0	2.0	4.5	20.0	1.8	50.0
26	11.6	6.0	257.6	128.0	64.0	2.0	6.2	20.8	2.5	51.2
27	11.6	6.0	217.5	110.0	53.8	2.0	5.5	20.0	1.9	57.9
28	11.6	6.0	150.0	75.1	74.5	1.0	7.0	10.7	2.5	30.1

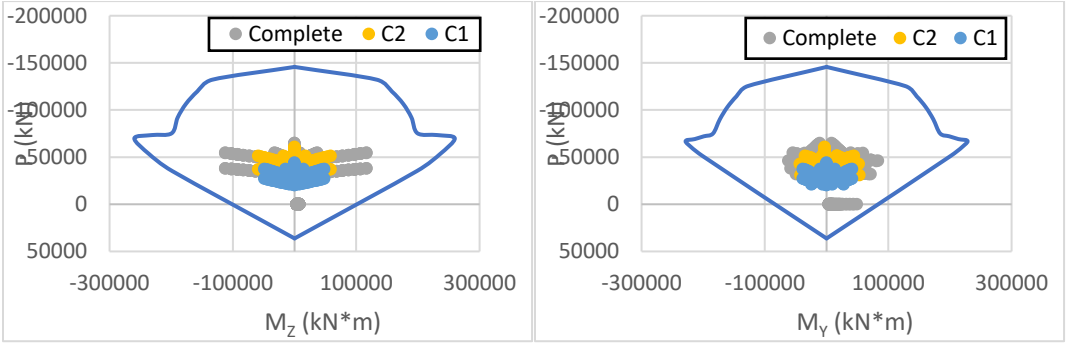
Apéndice B



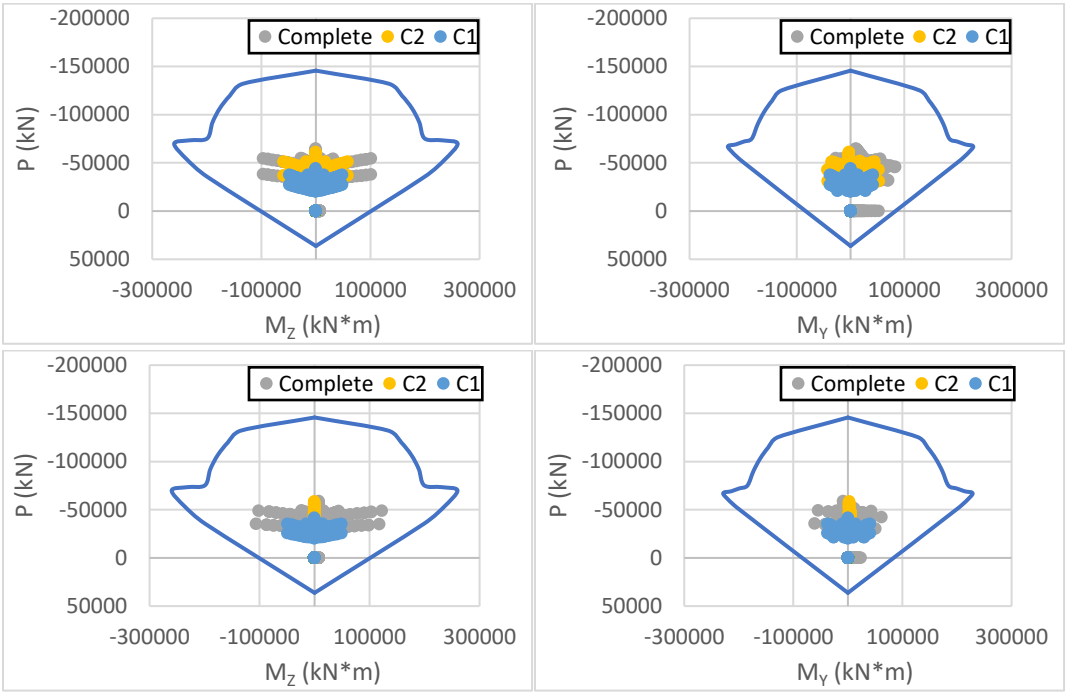
Diagramas de interacción P-M de las columnas del prototipo M1.



Diagramas de interacción P-M de la columna izquierda y derecha del prototipo M2.

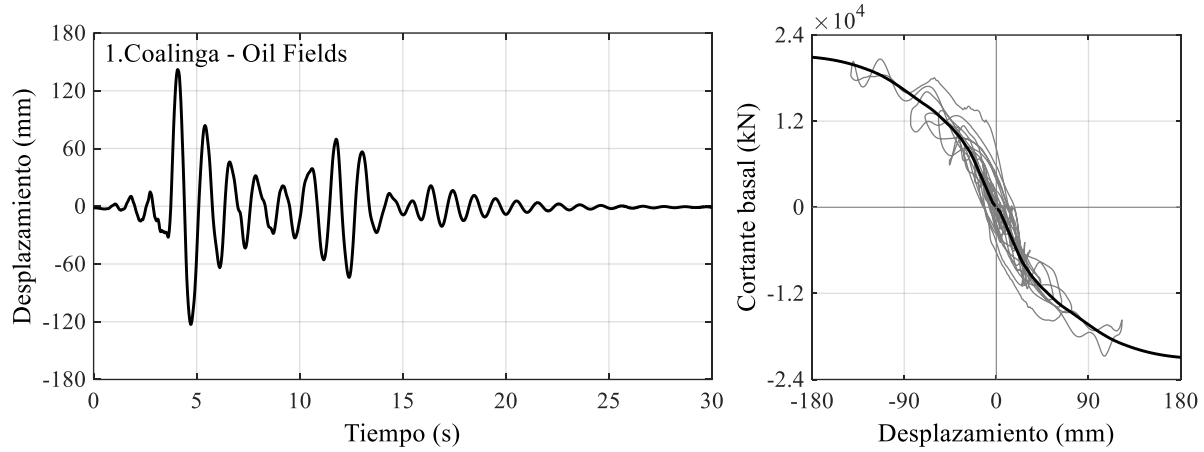
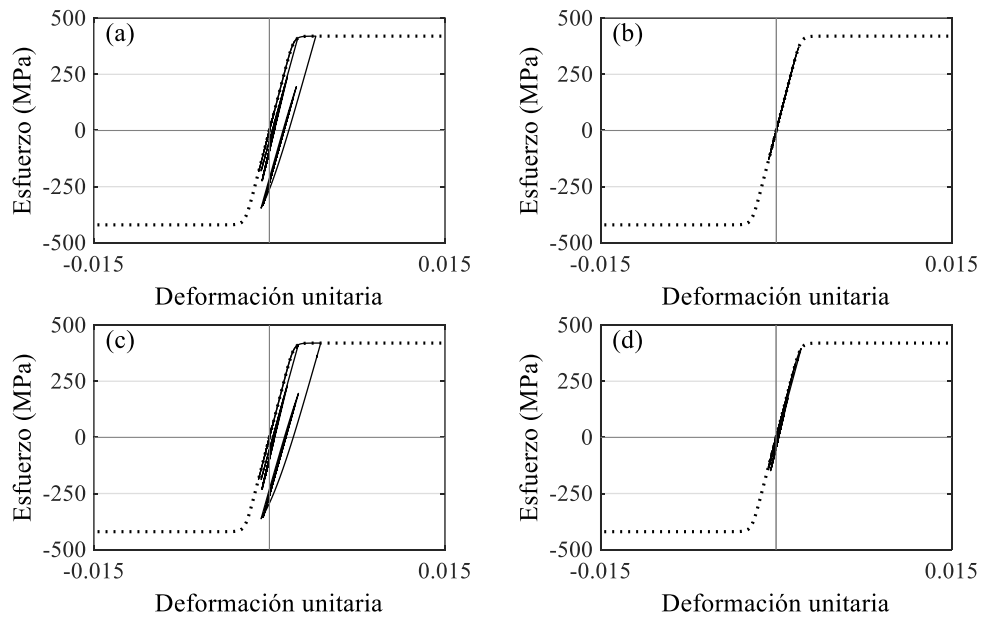


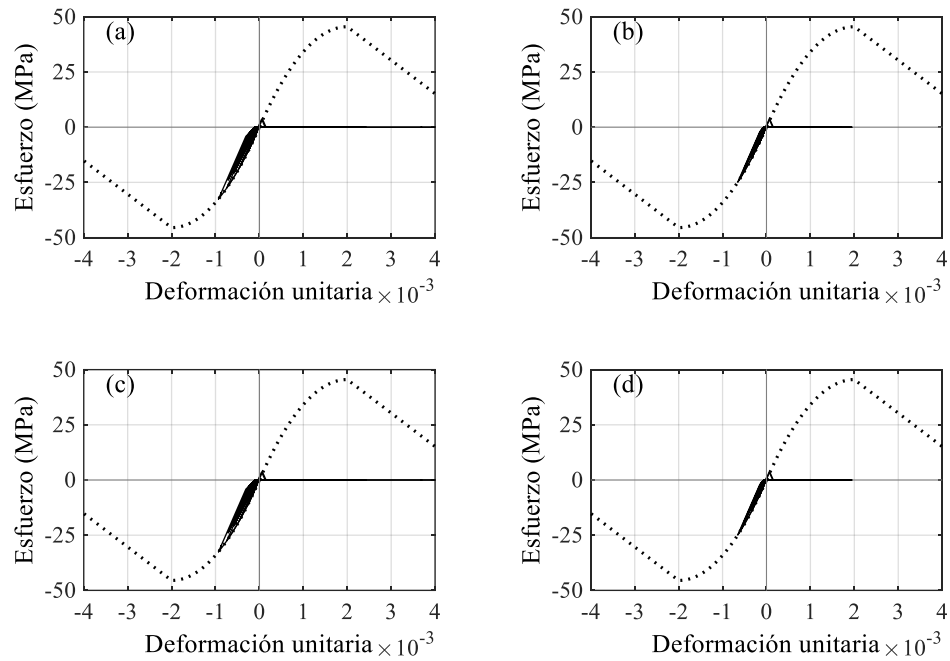
Diagramas de interacción P-M de las columnas del prototipo M3.



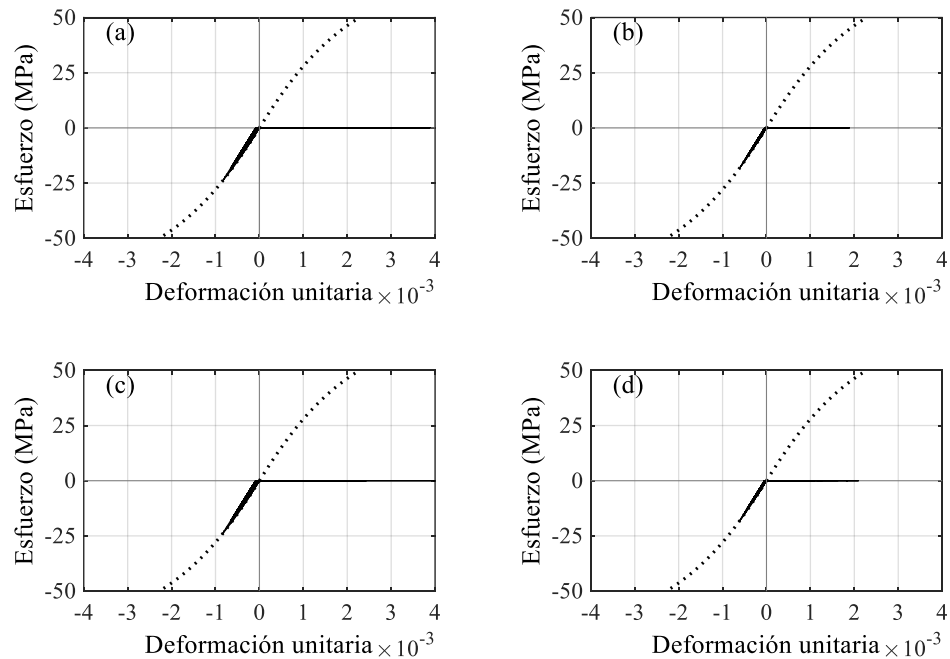
Diagramas de interacción P-M de la columna izquierda y derecha del prototipo M4.

Apéndice C

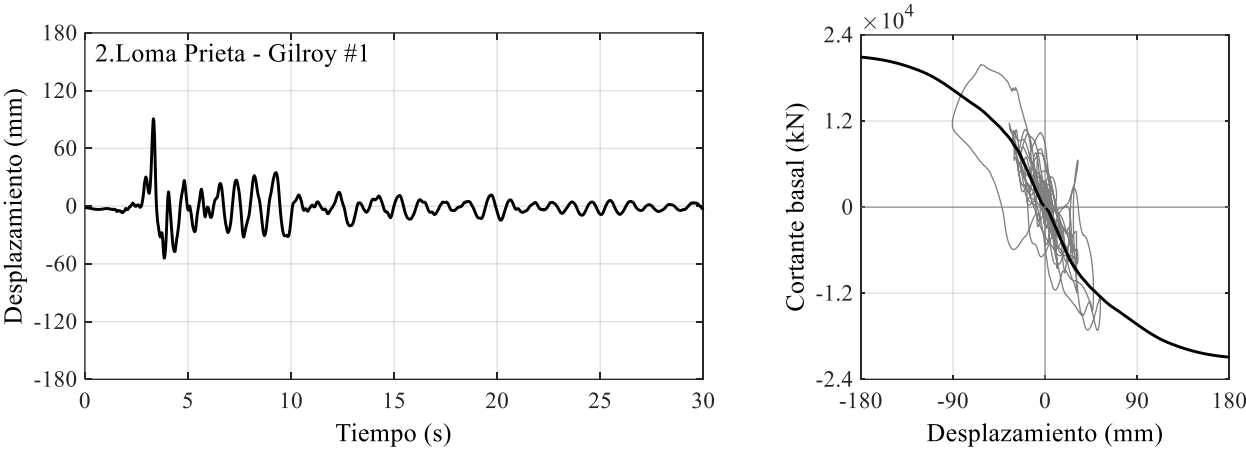
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #1 del Caso 1.Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



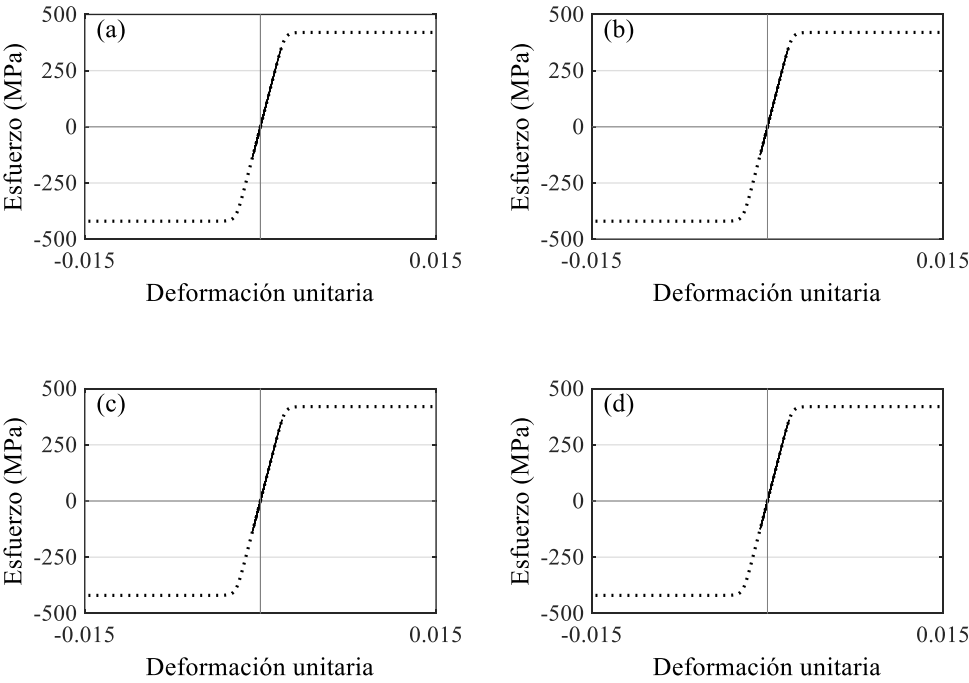
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



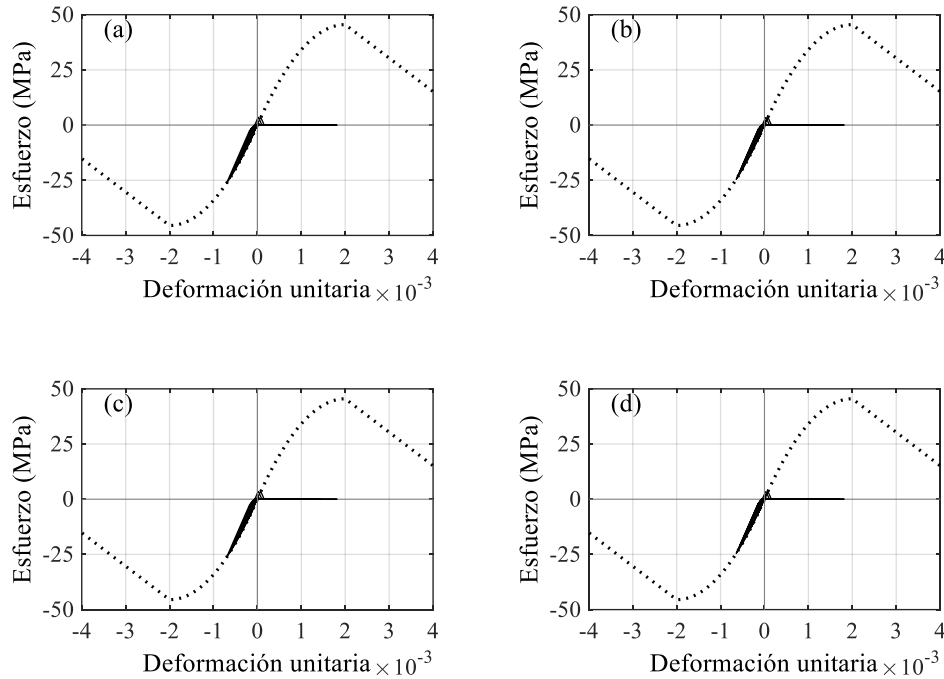
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



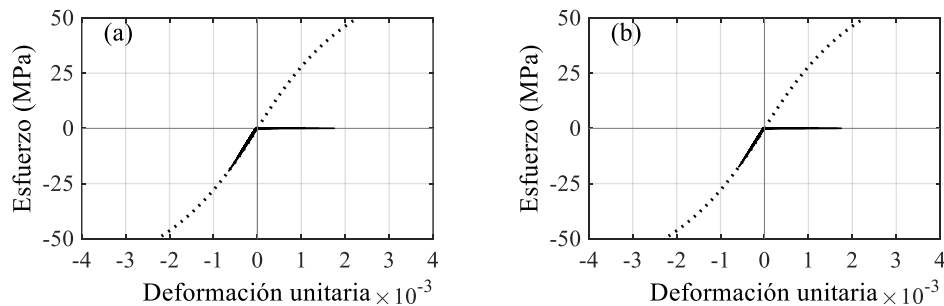
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #2 del Caso 1.

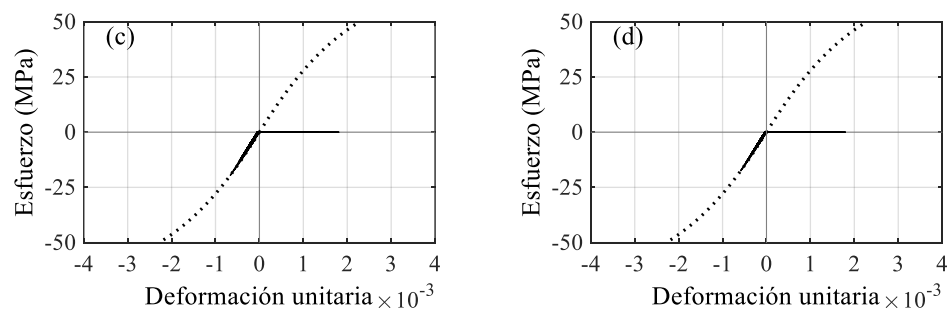


Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #2 del Caso 1.

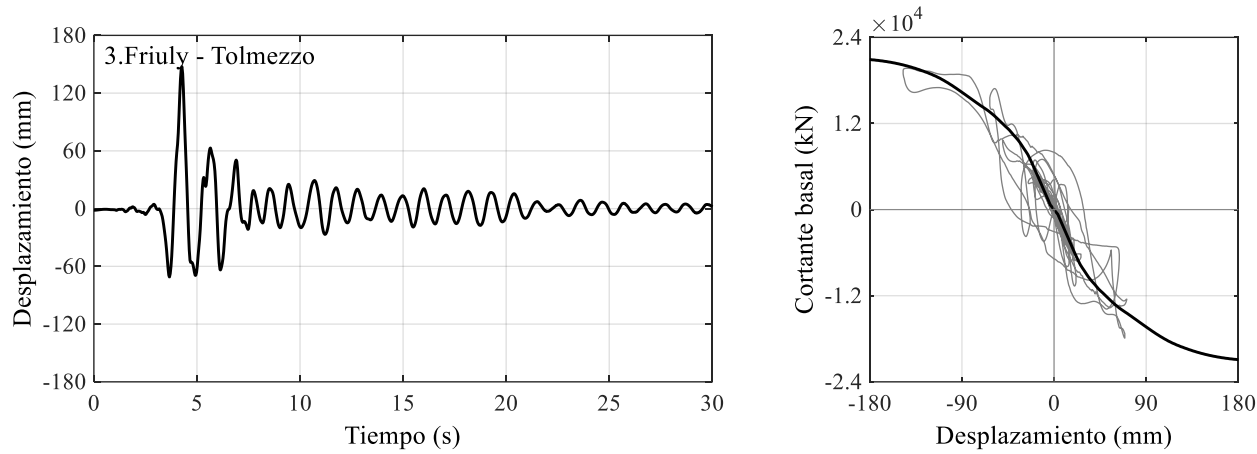


Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #2 del Caso 1.

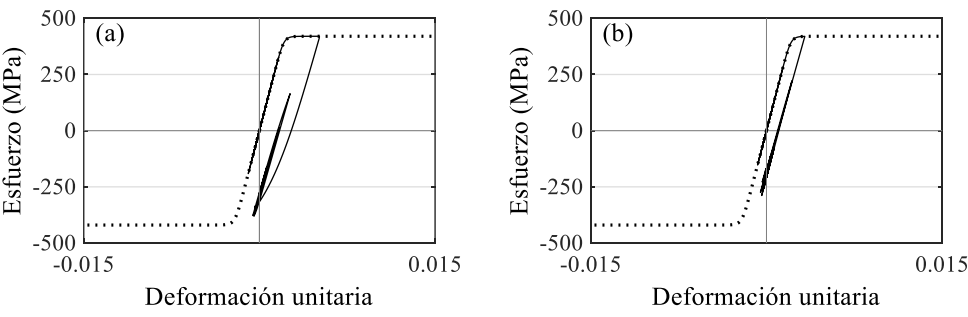


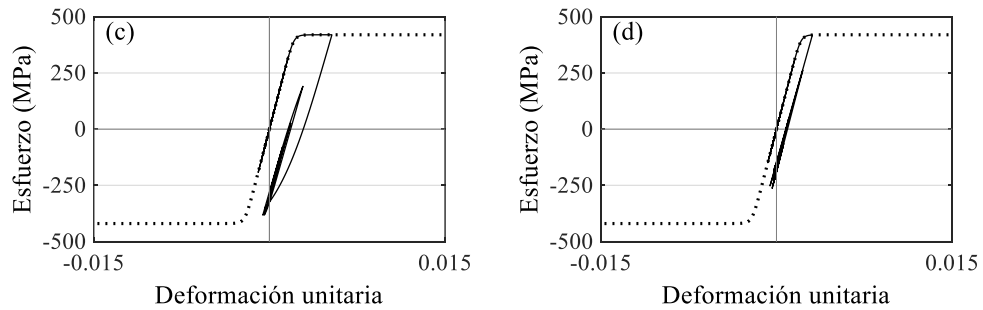


Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #2 del Caso 1.

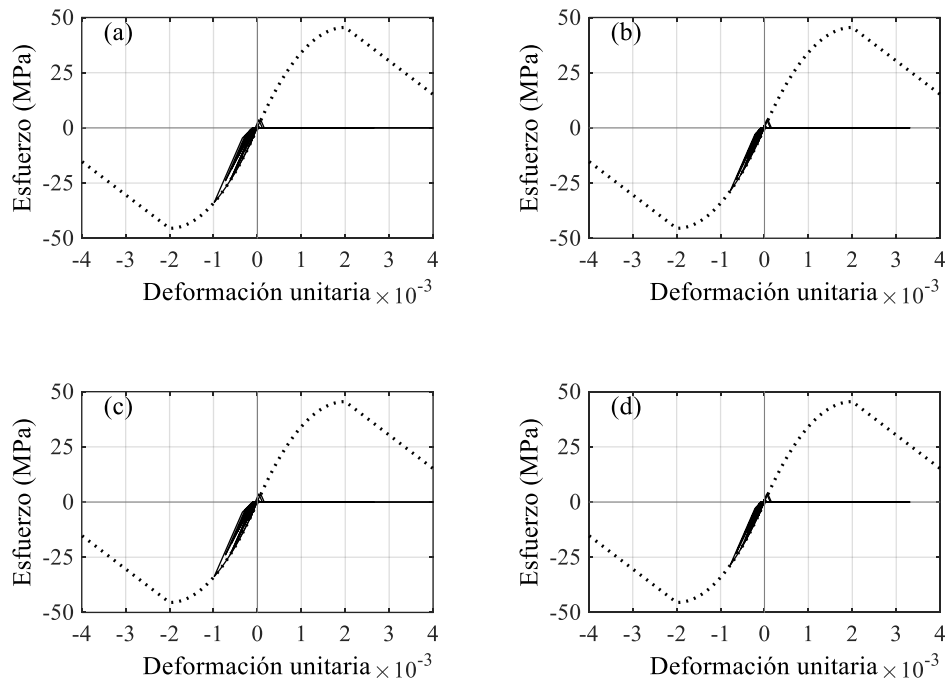


Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #3 del Caso 1.

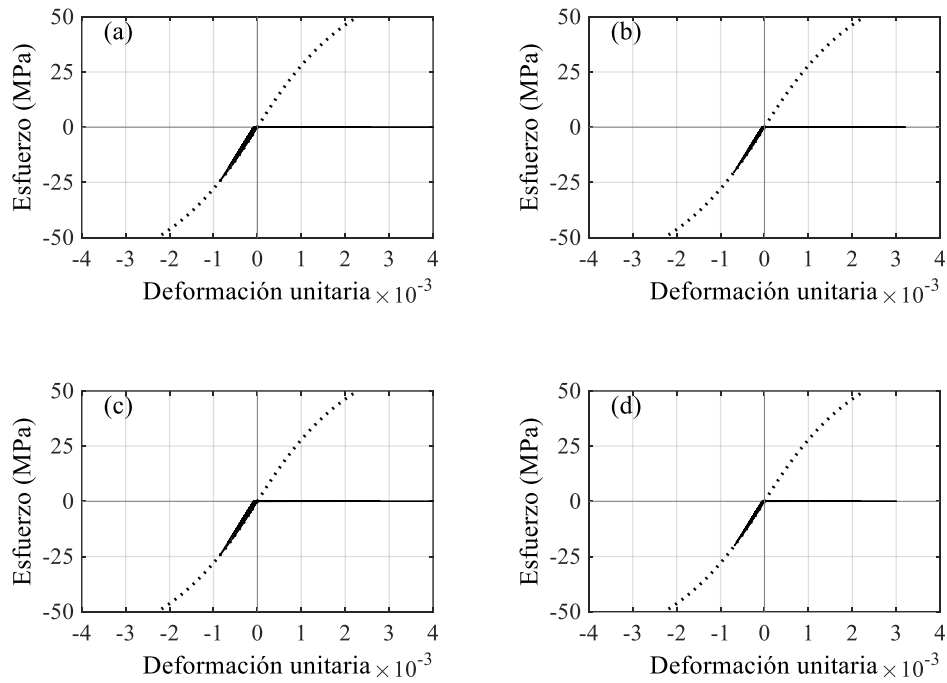




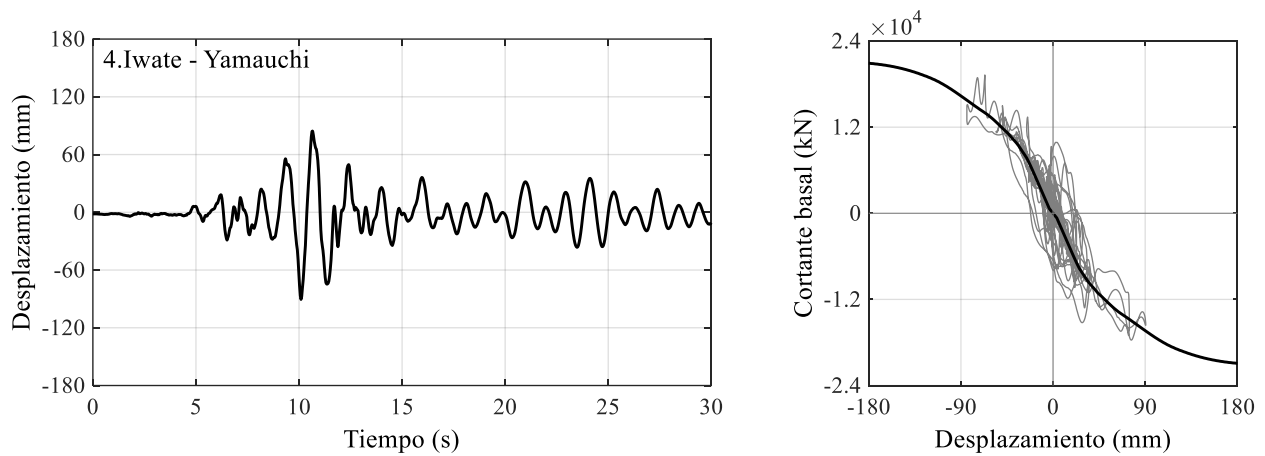
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



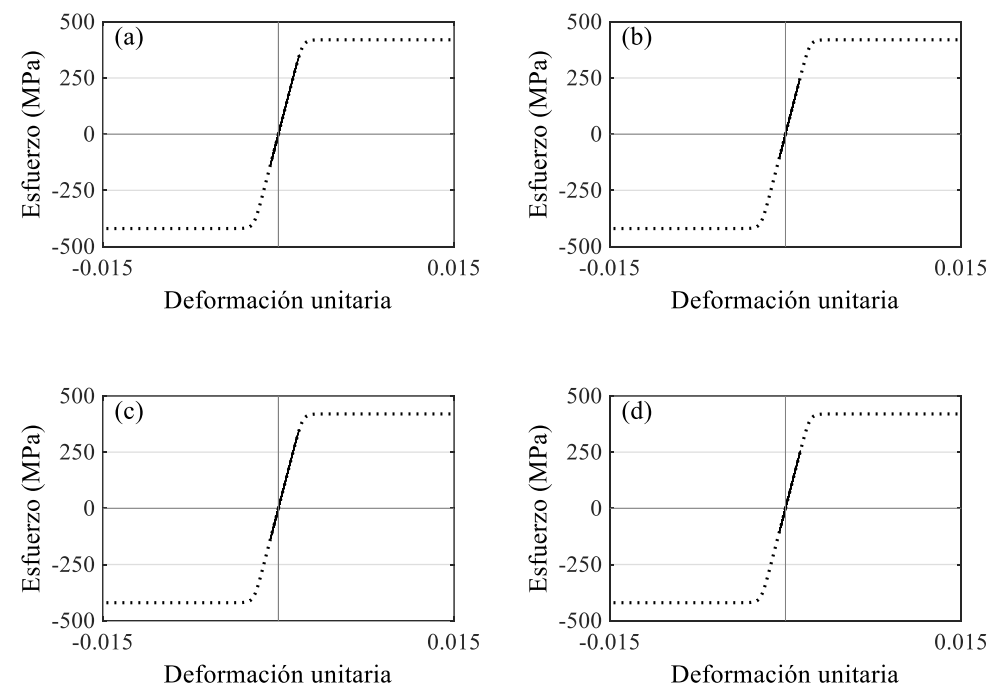
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



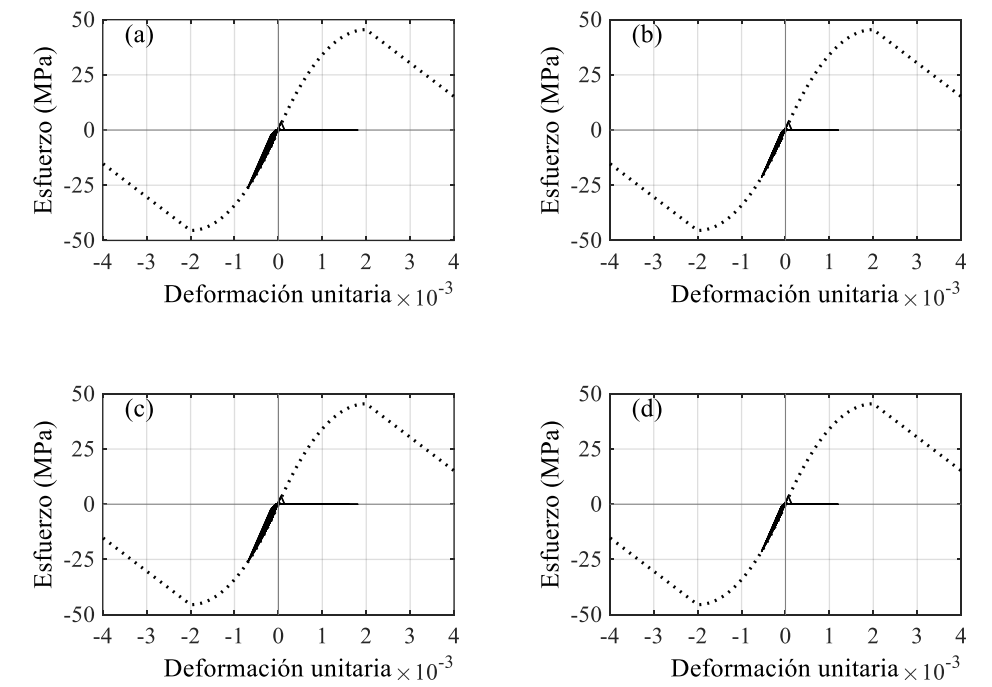
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



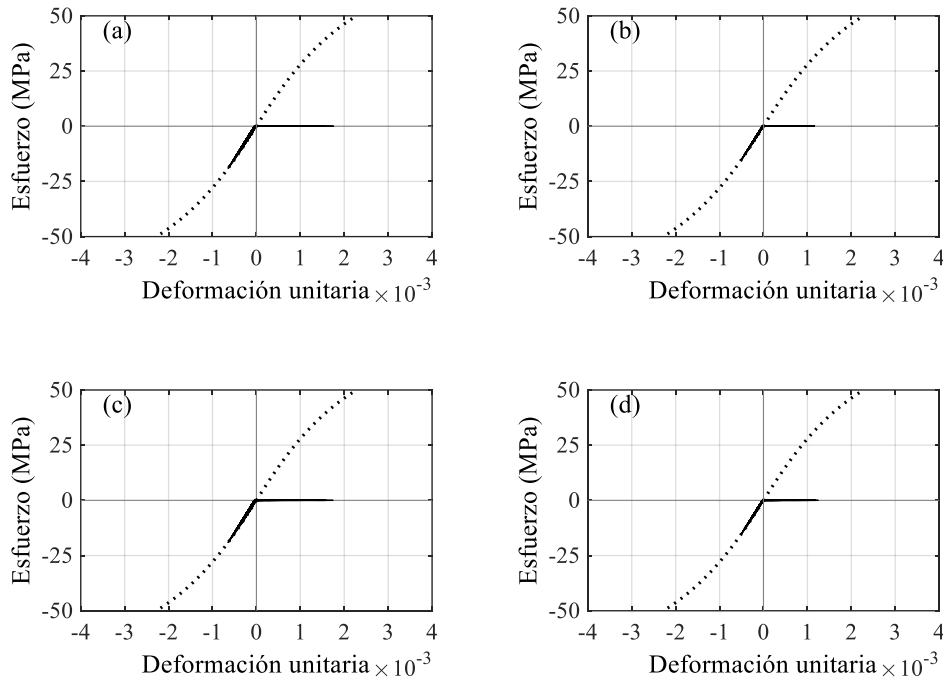
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #4 del Caso 1.



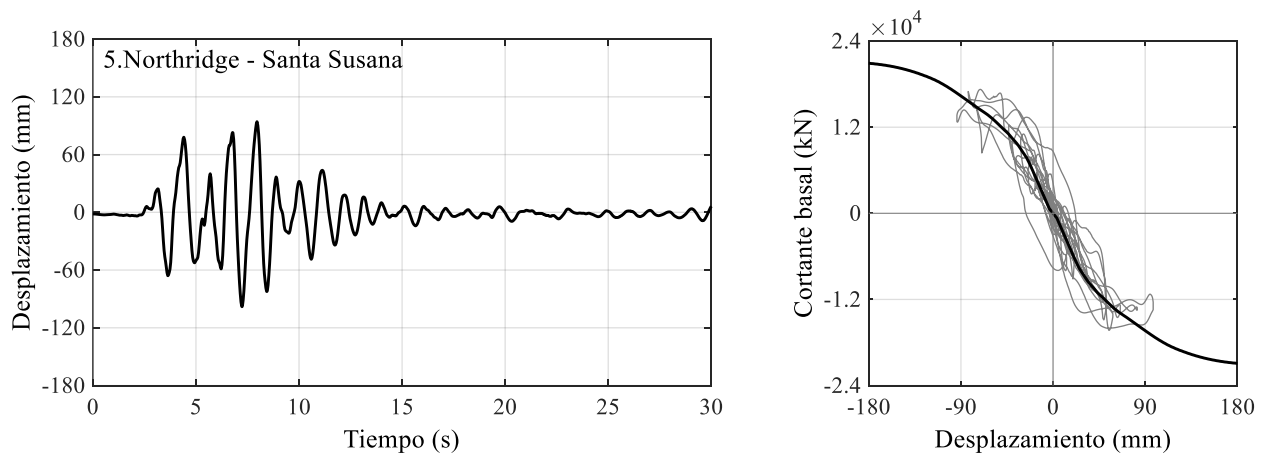
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



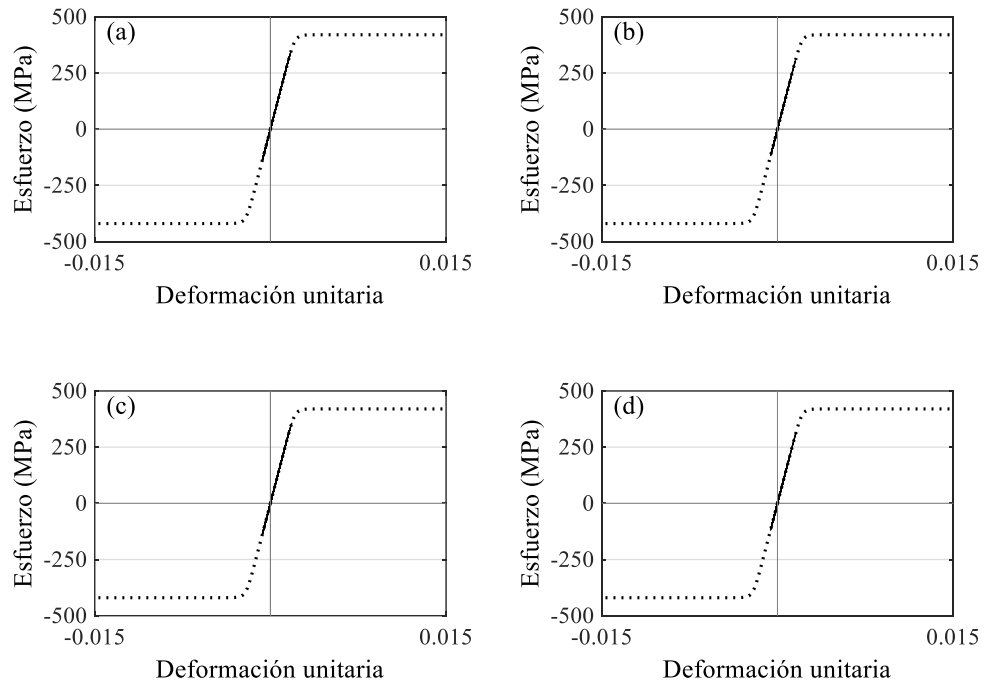
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



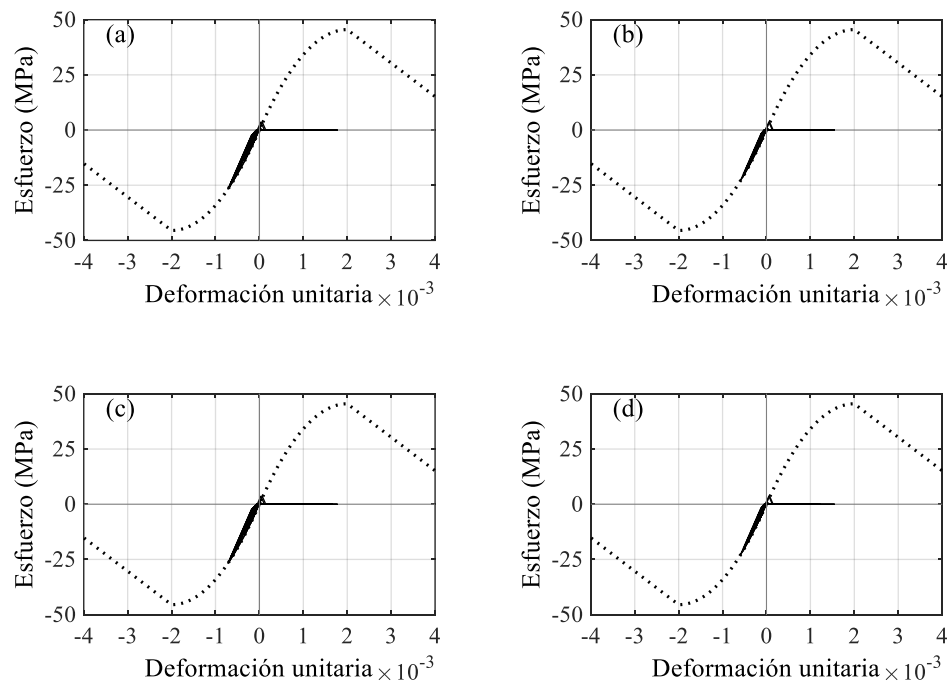
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #5 del Caso 1.

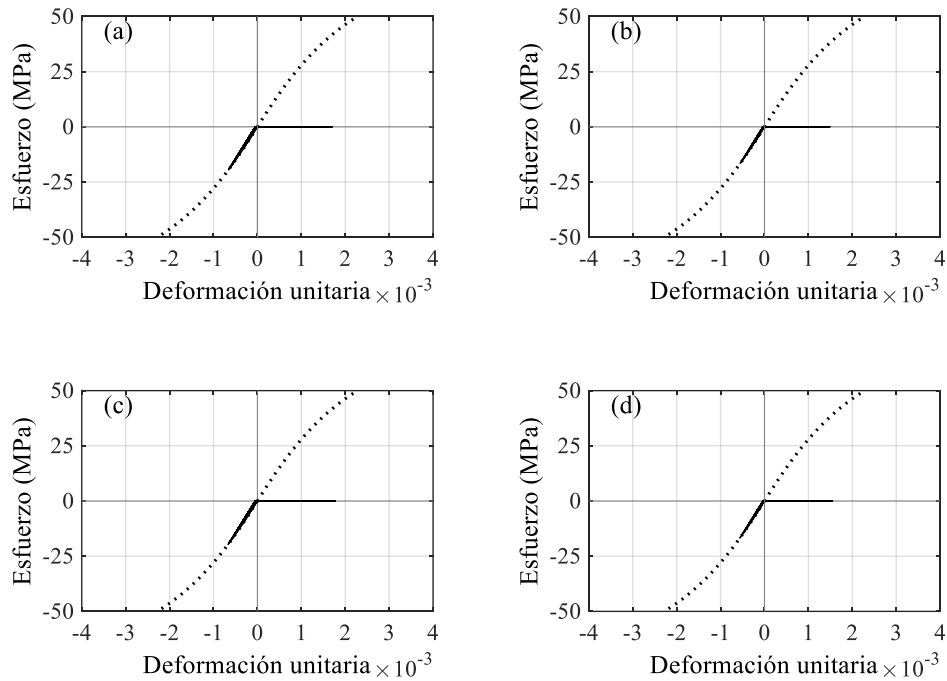


Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #5 del Caso 1.

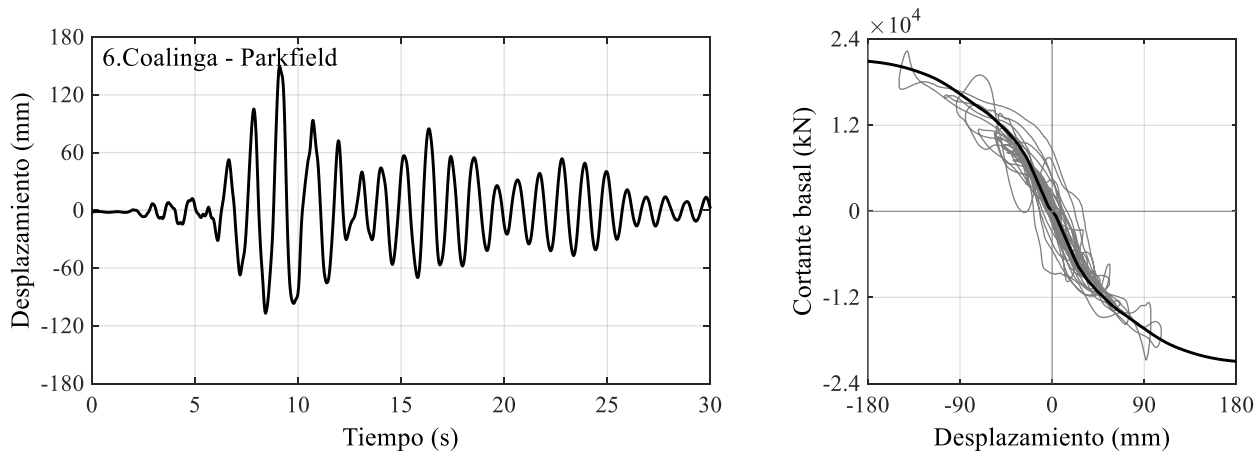


Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #5 del Caso 1.

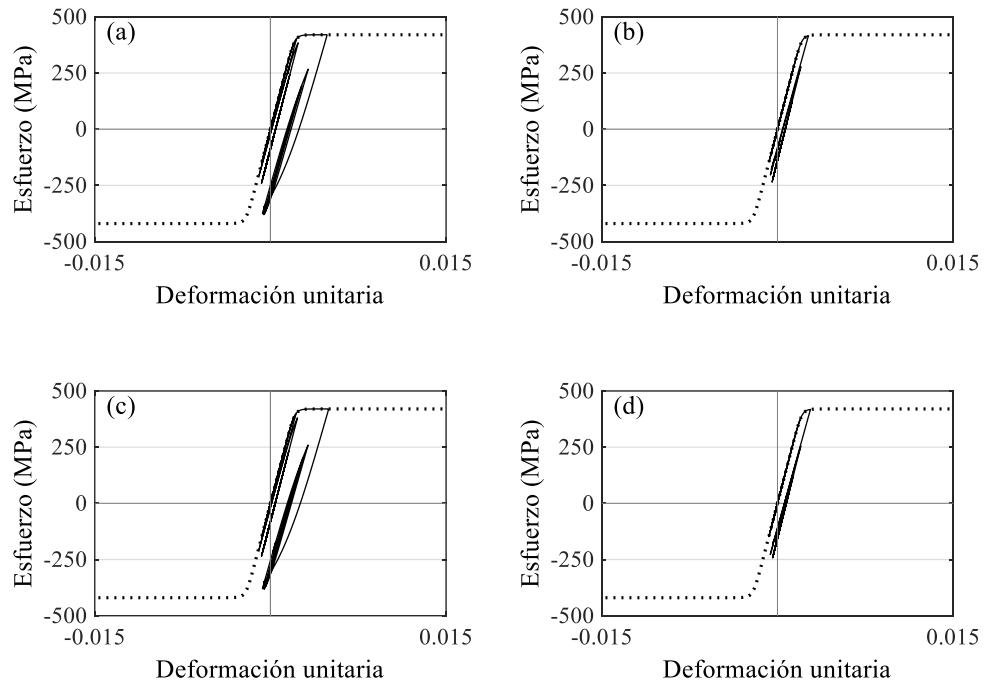
1.



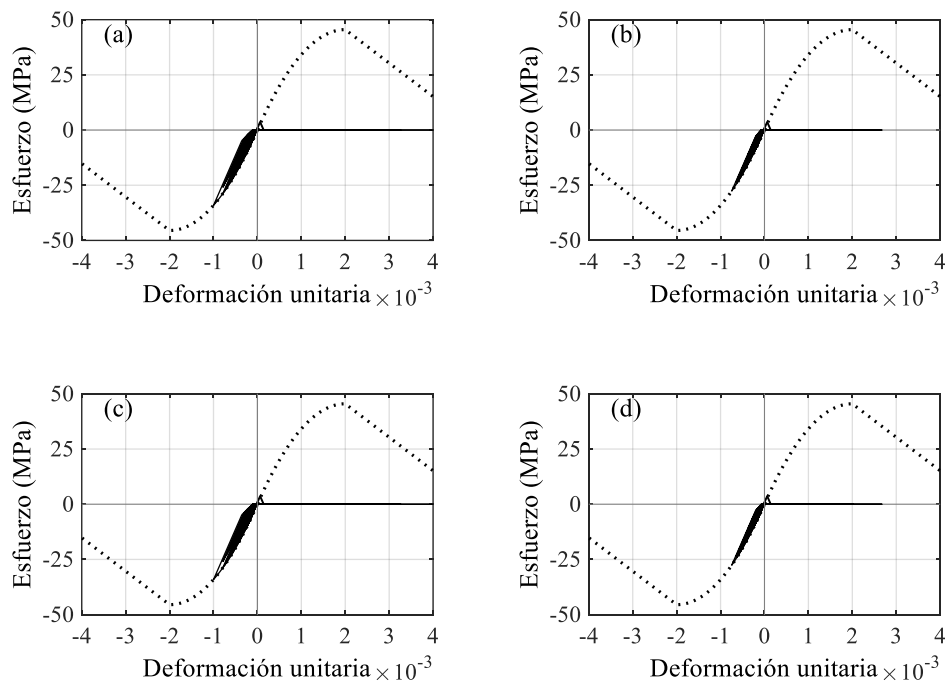
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



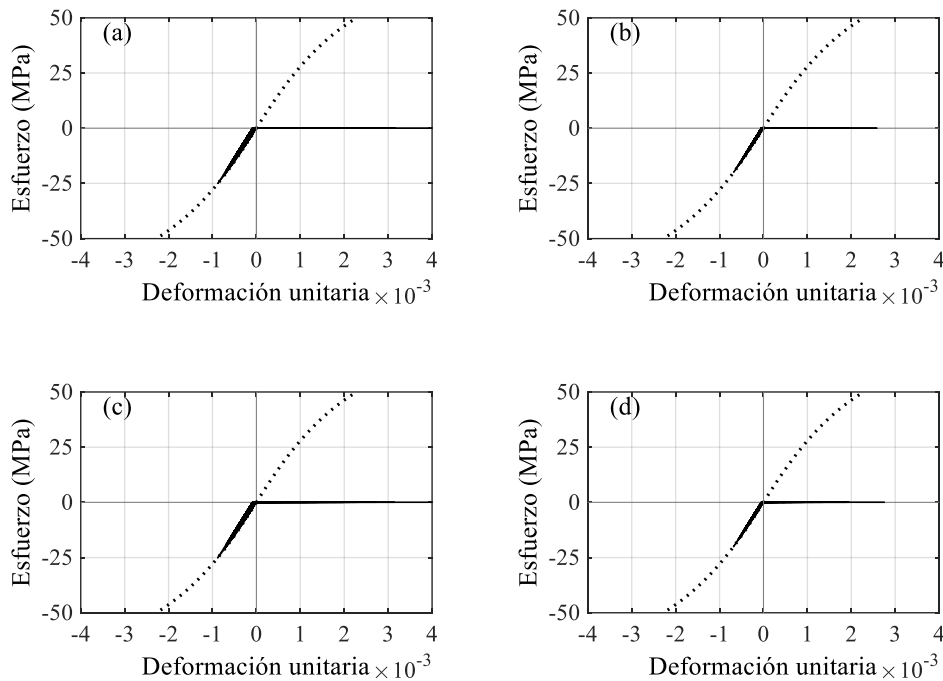
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #6 del Caso 1.



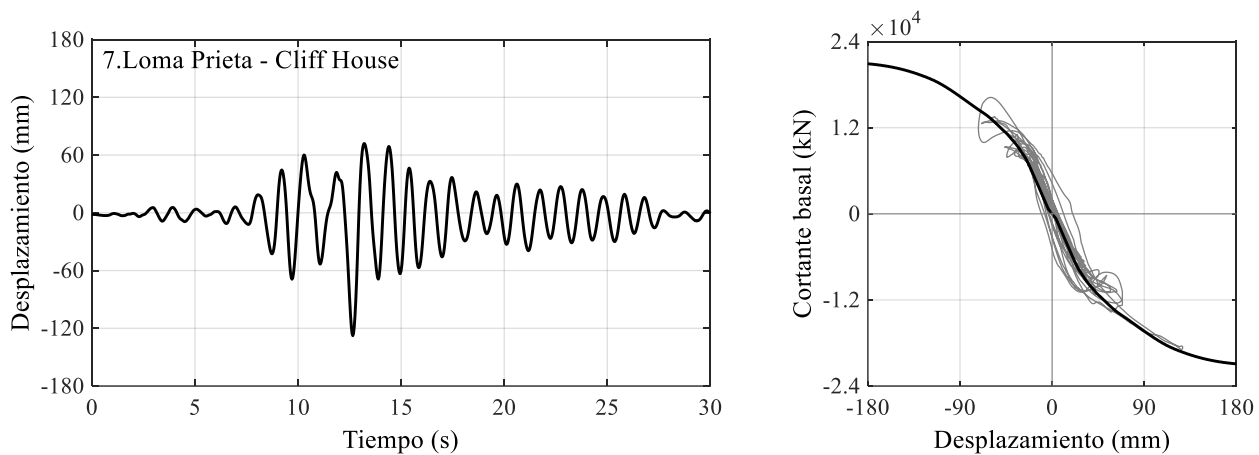
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



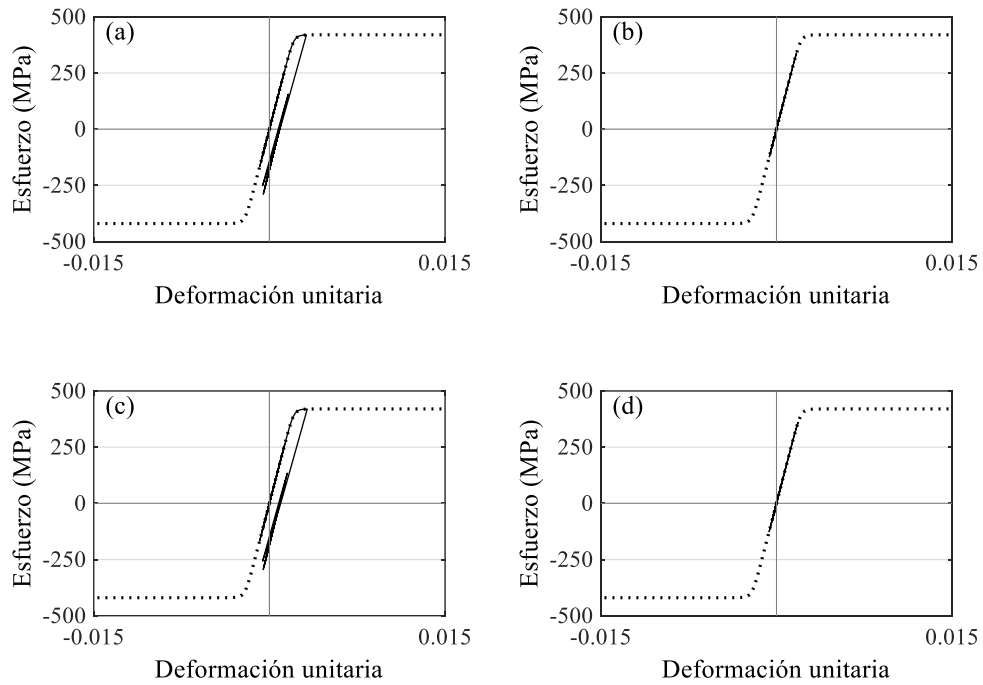
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



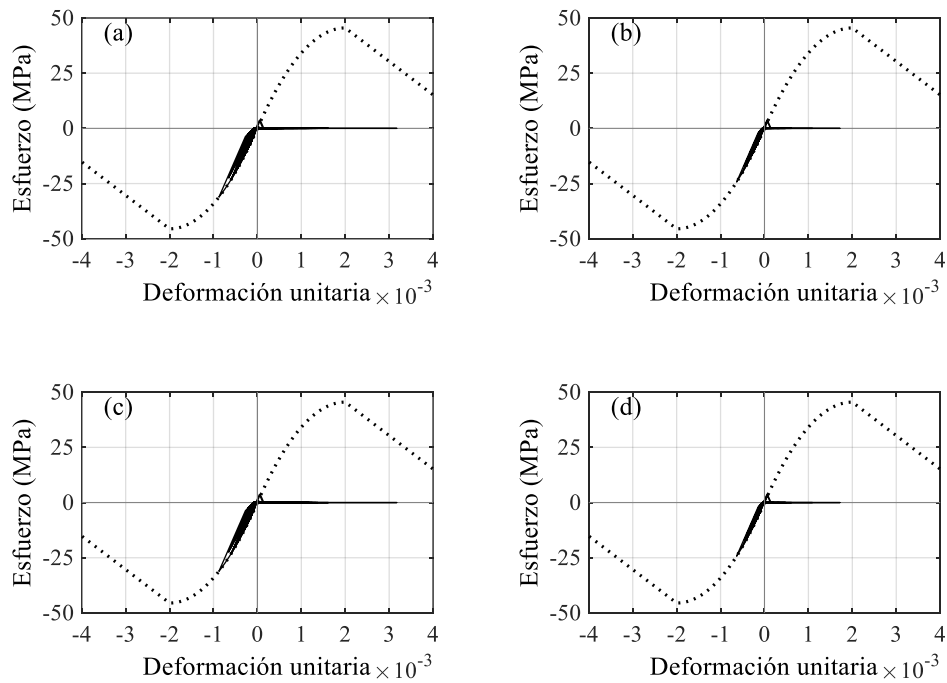
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



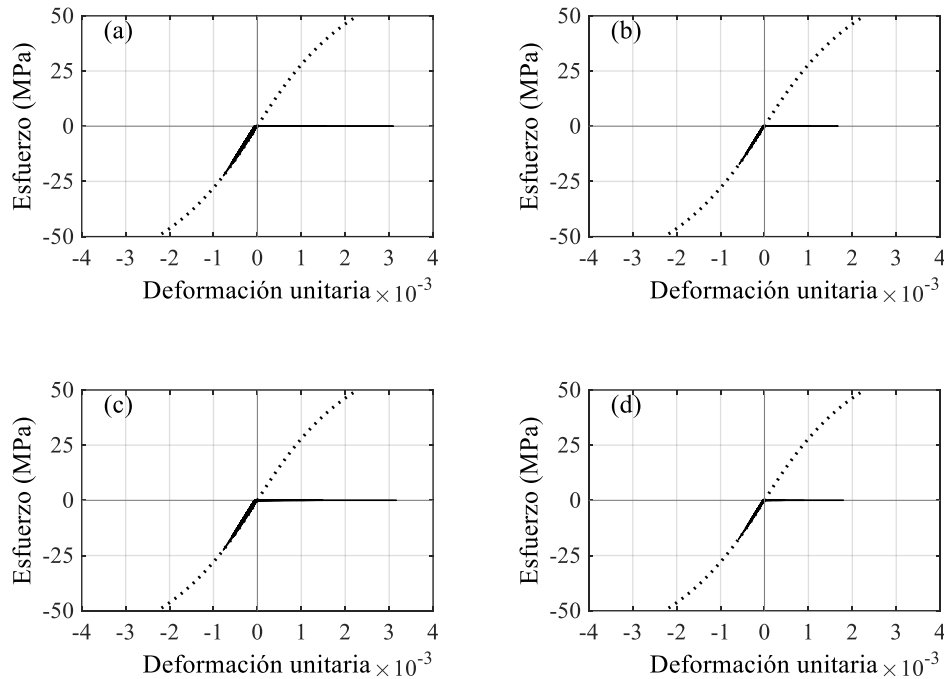
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #7 del Caso 1.



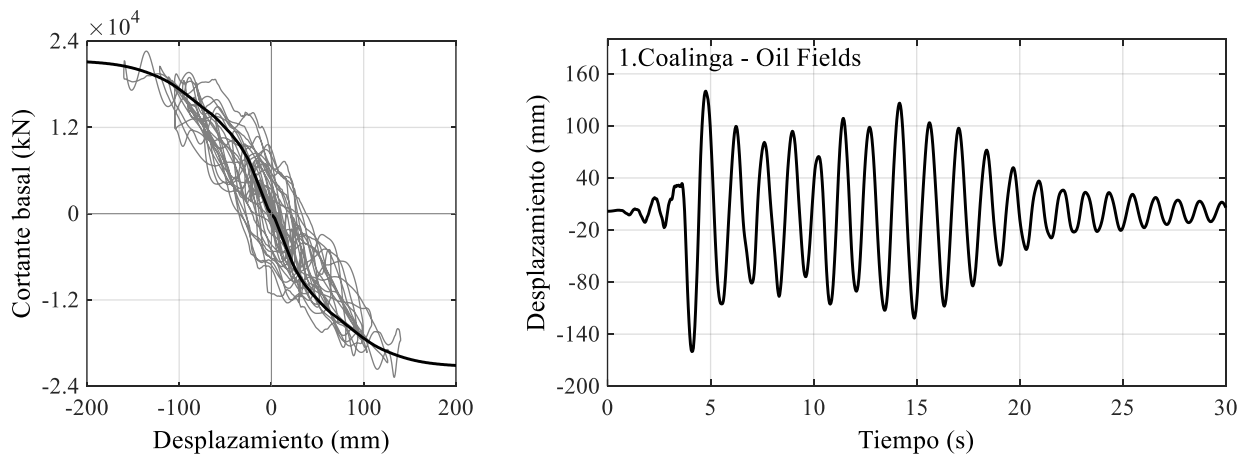
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



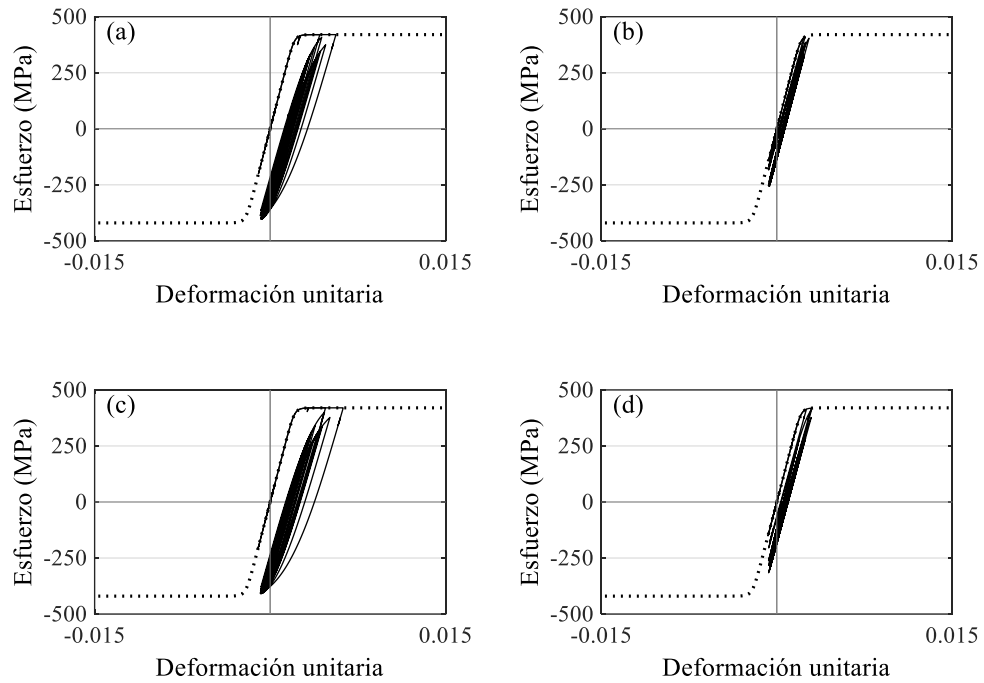
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



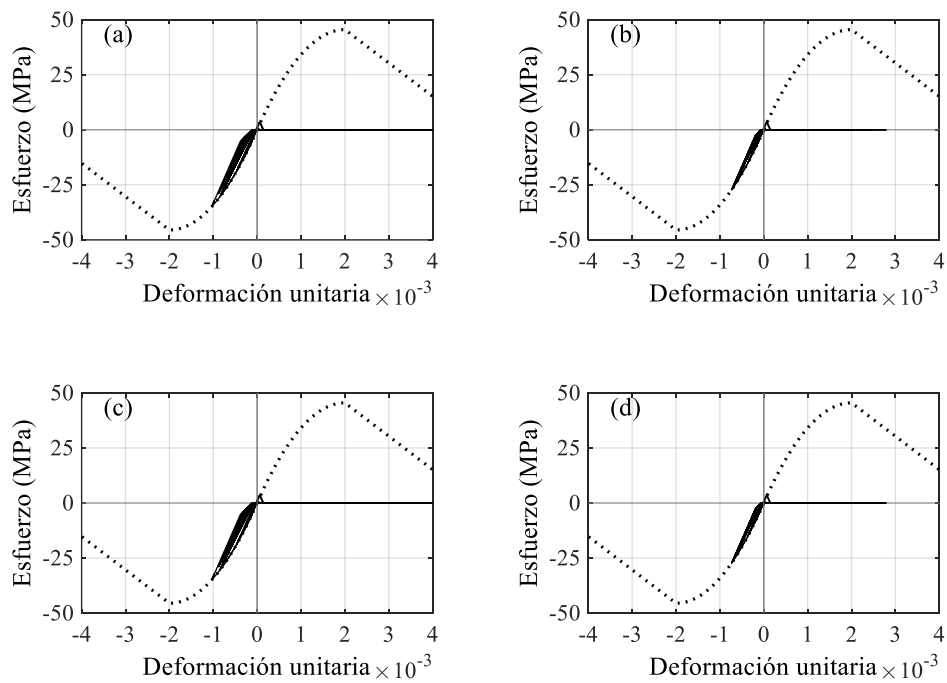
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



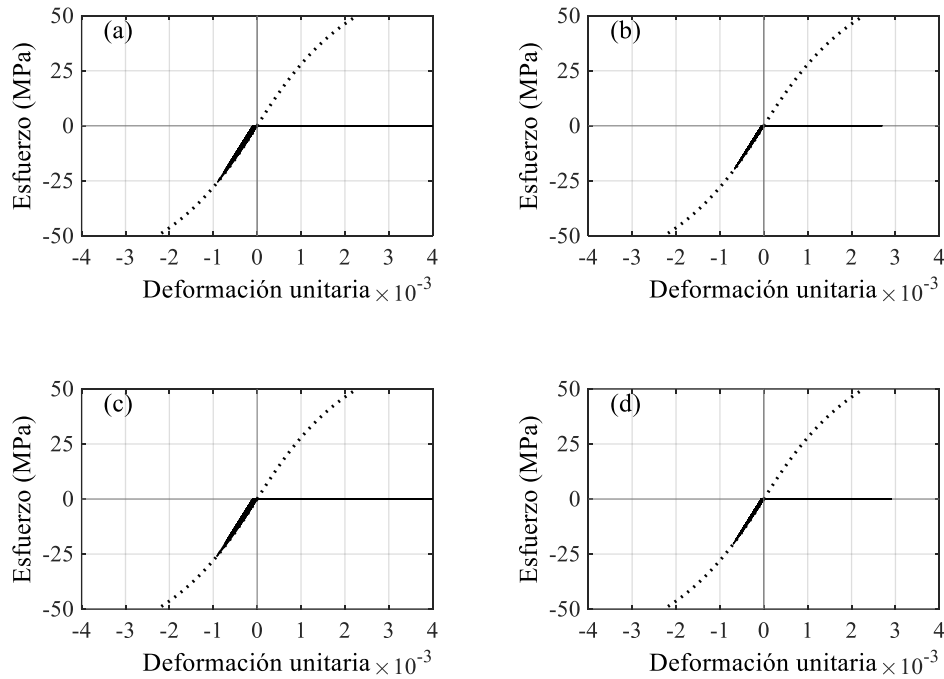
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #1 del Caso 2.



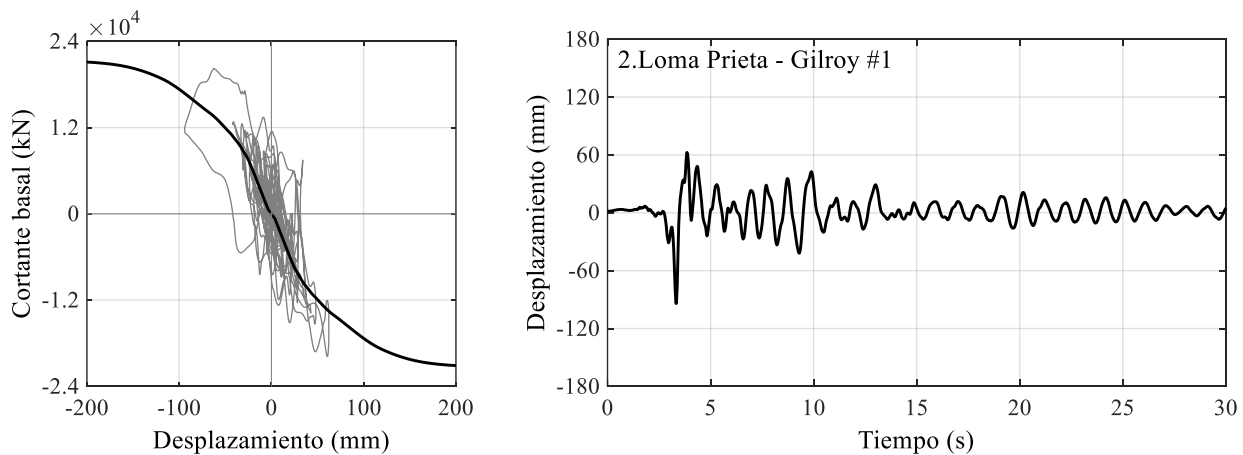
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente M1 completo durante el sismo #1 del Caso 2.



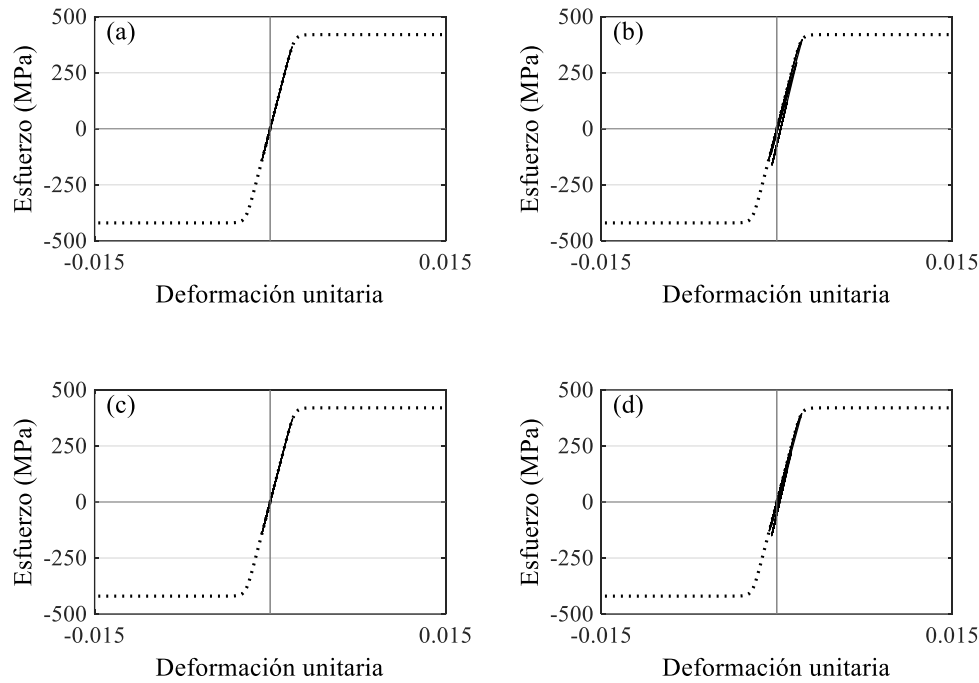
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



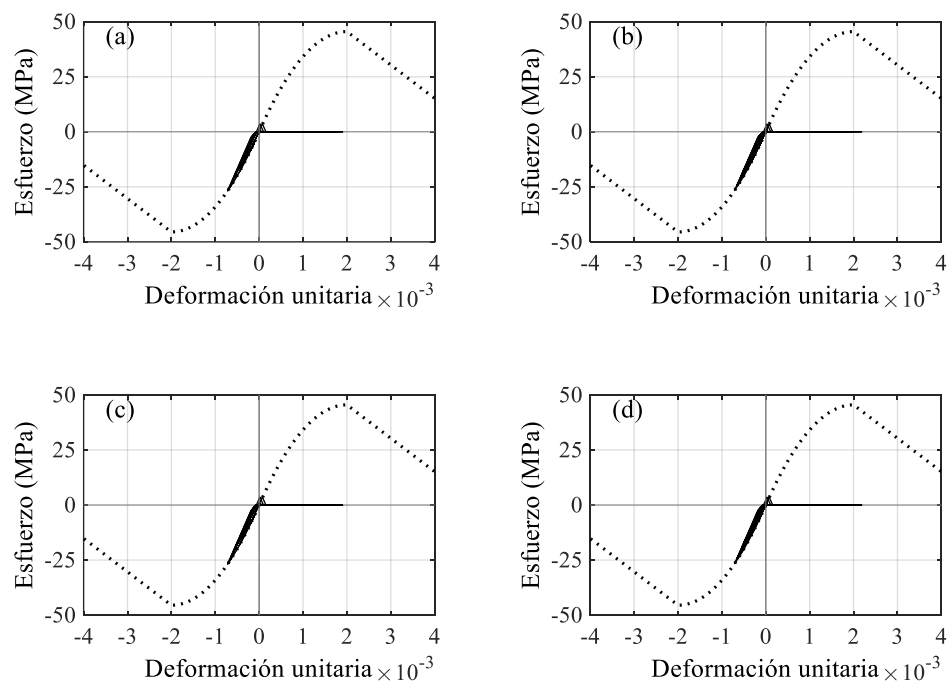
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



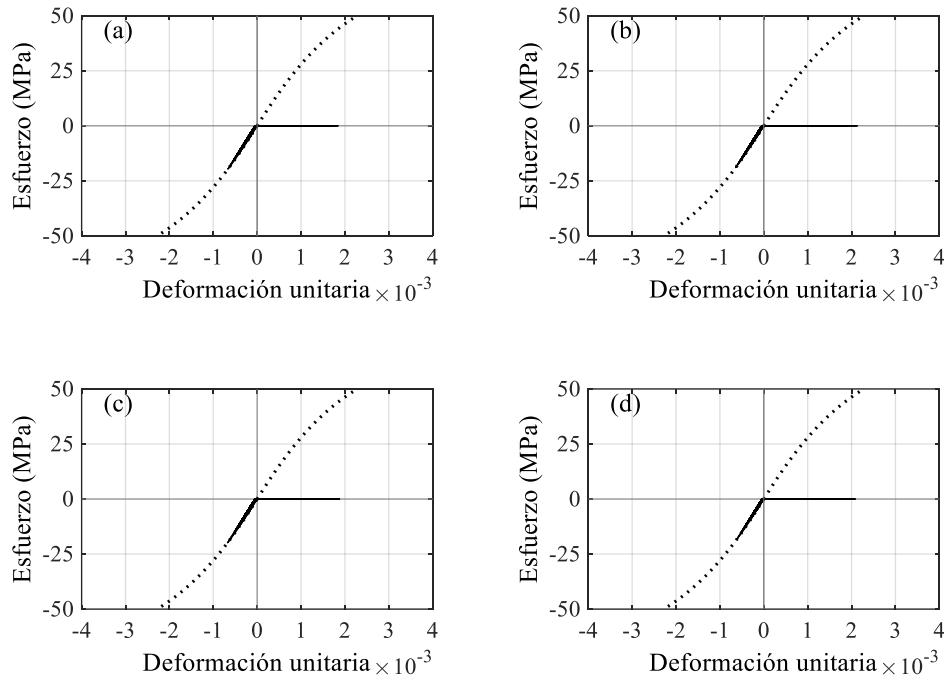
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #2 del Caso 2.



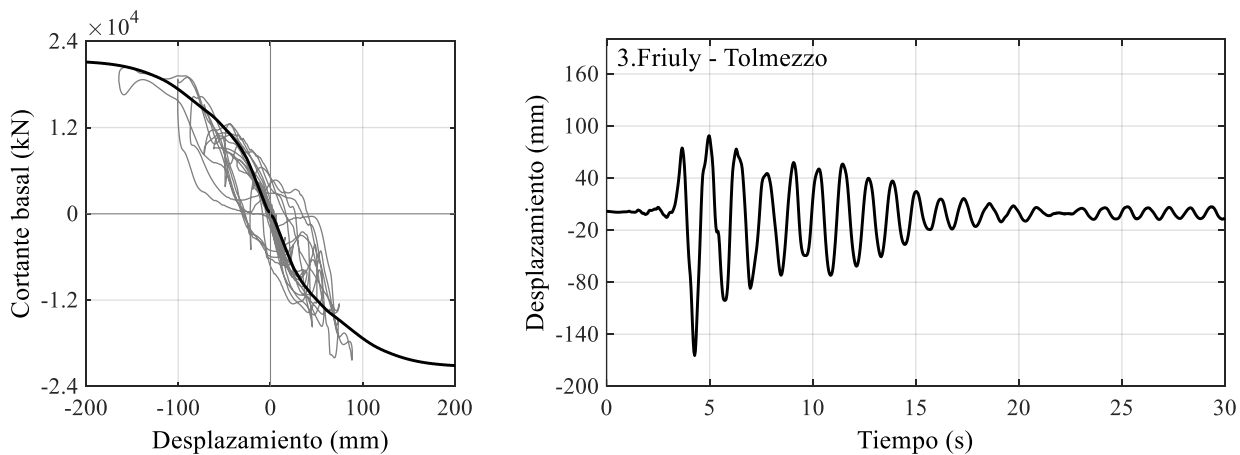
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



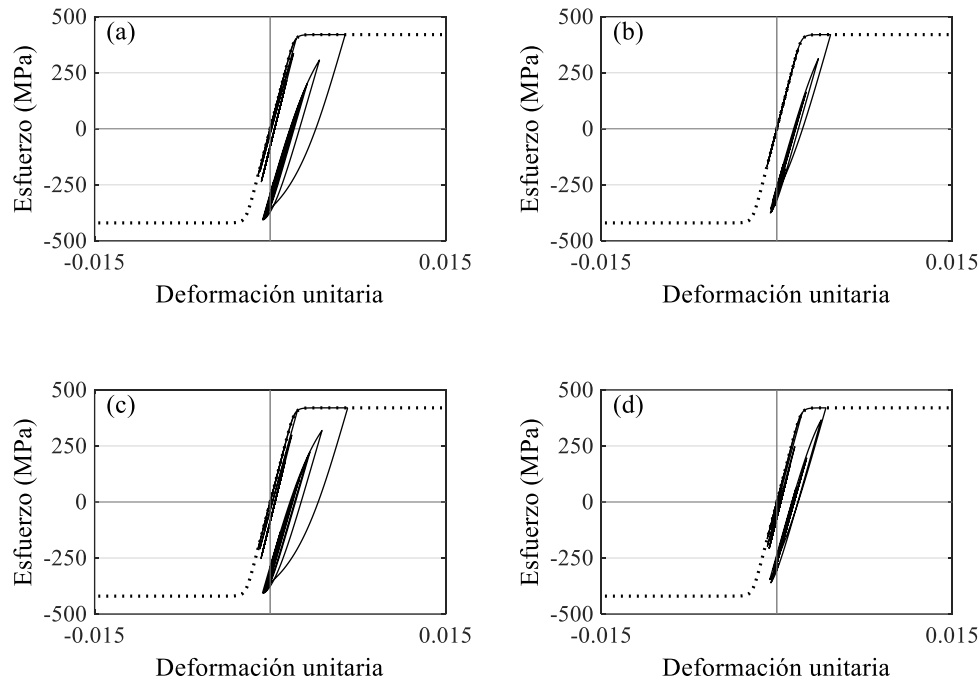
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



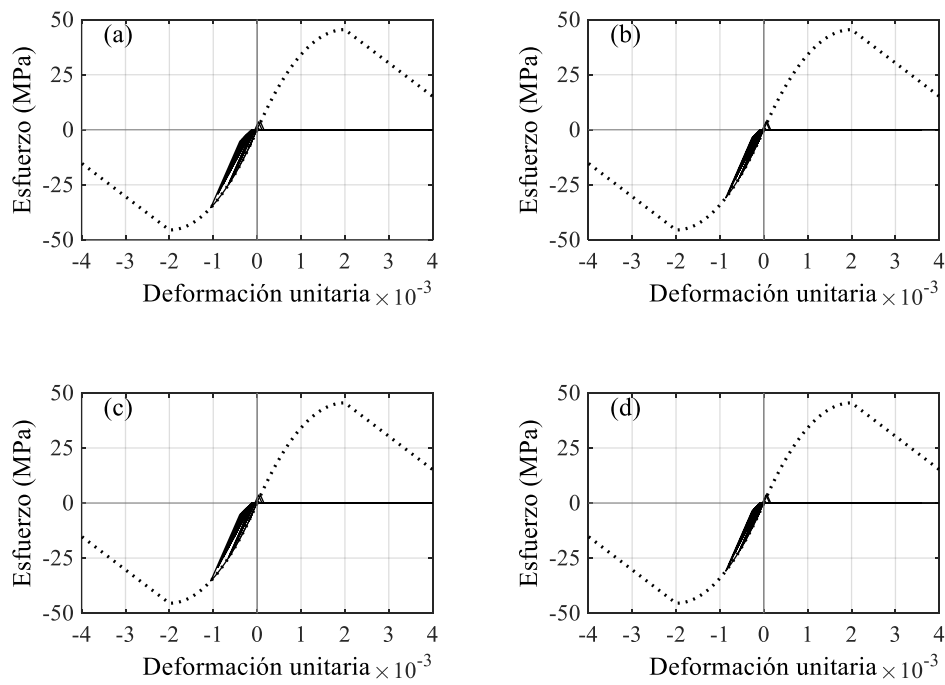
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



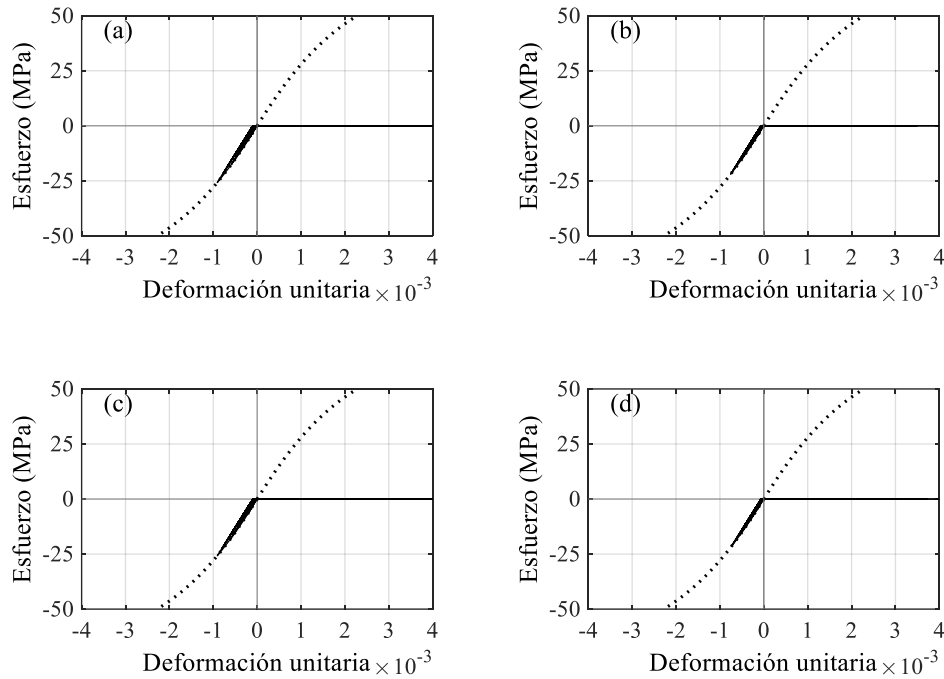
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #3 del Caso 2.



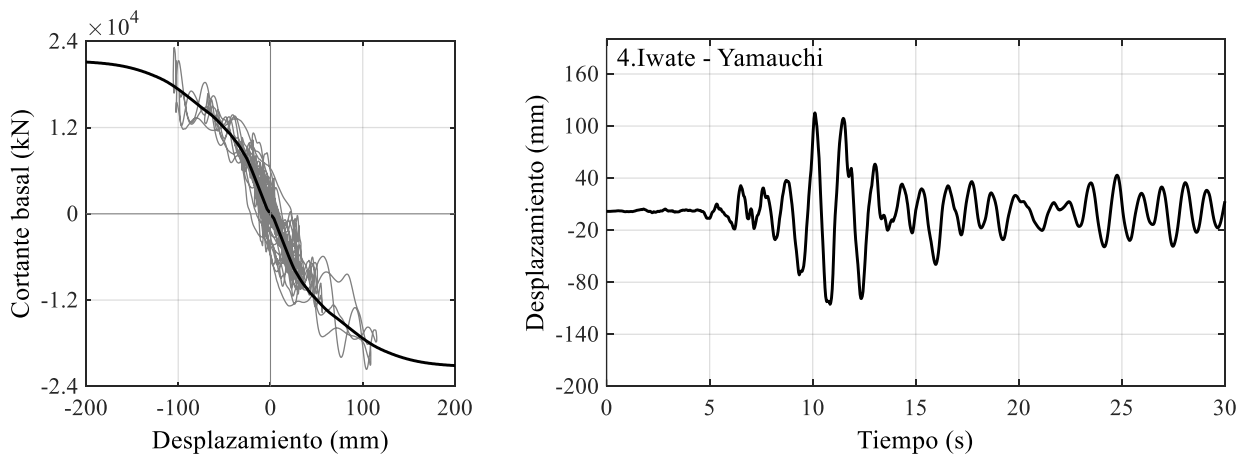
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente M1 completo durante el sismo #3 del Caso 2.



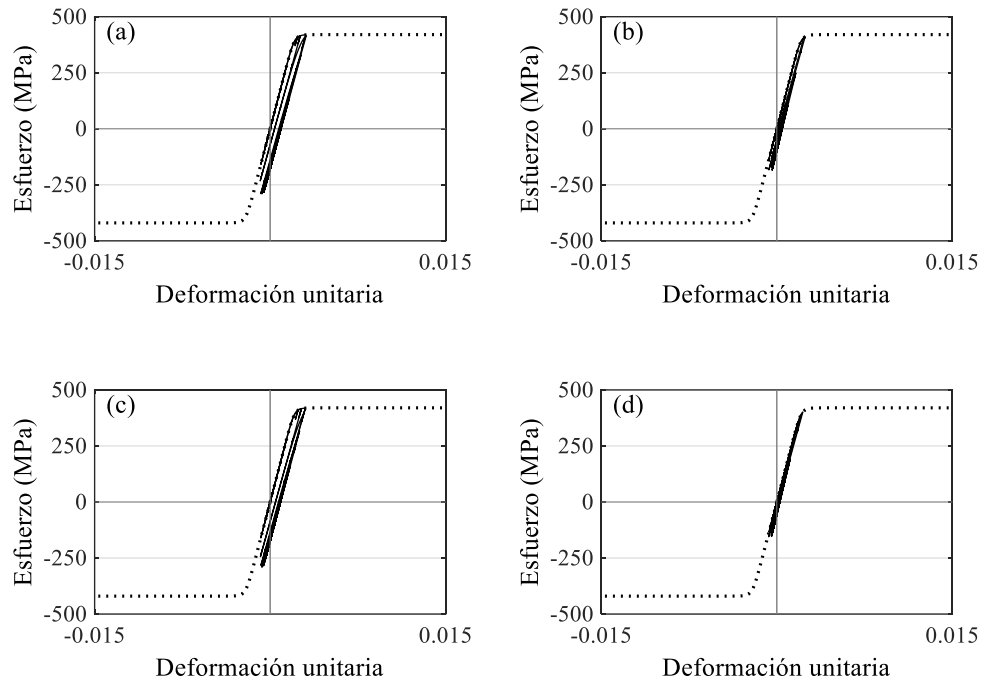
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



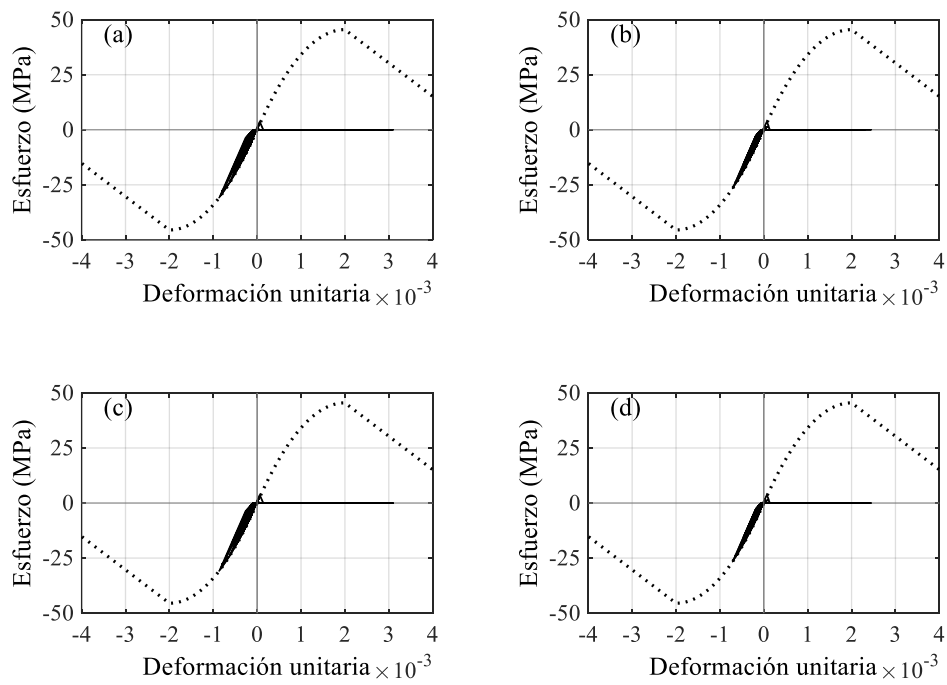
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



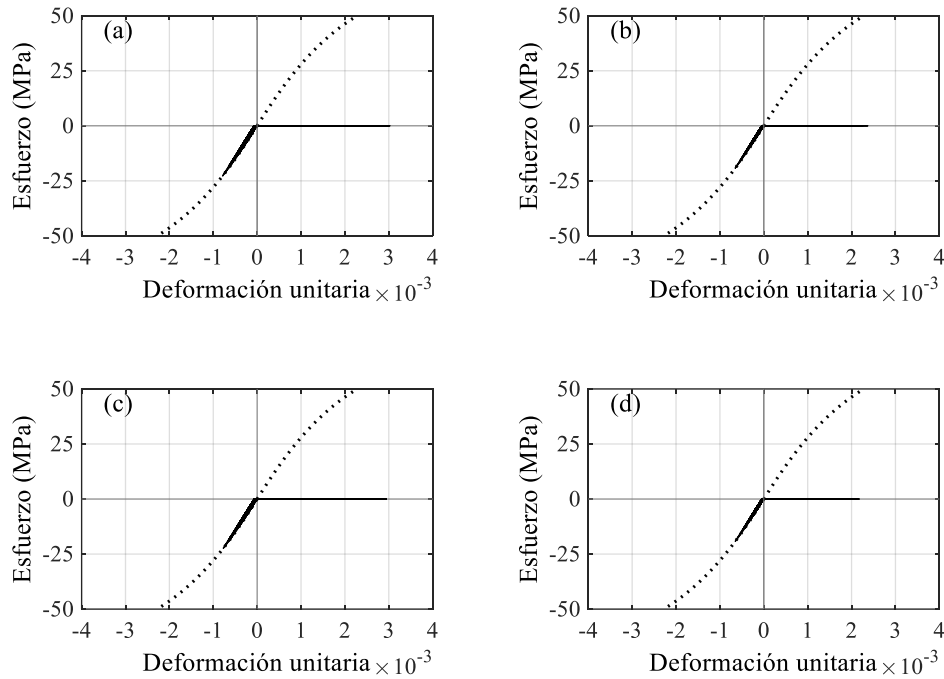
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #4 del Caso 2.



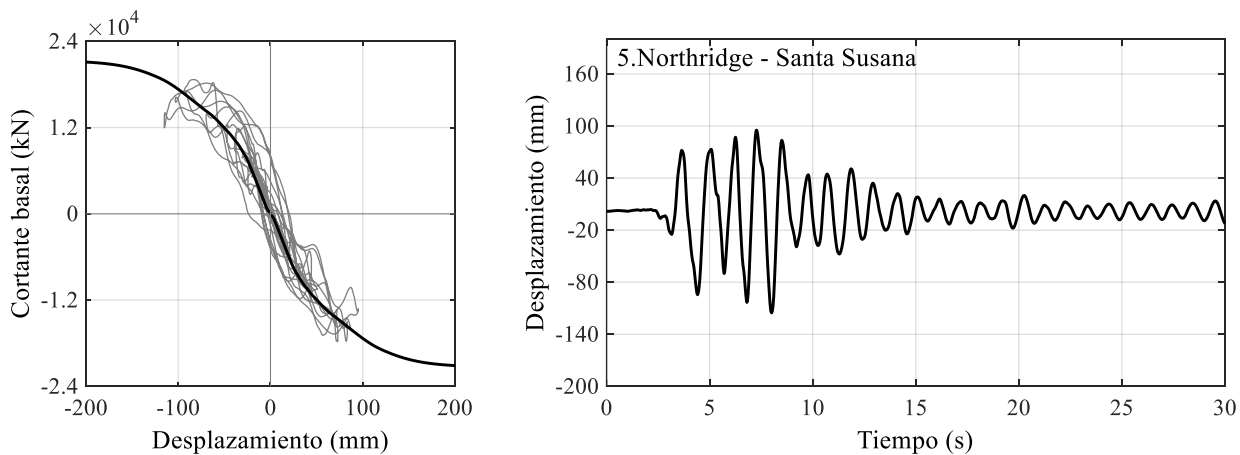
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



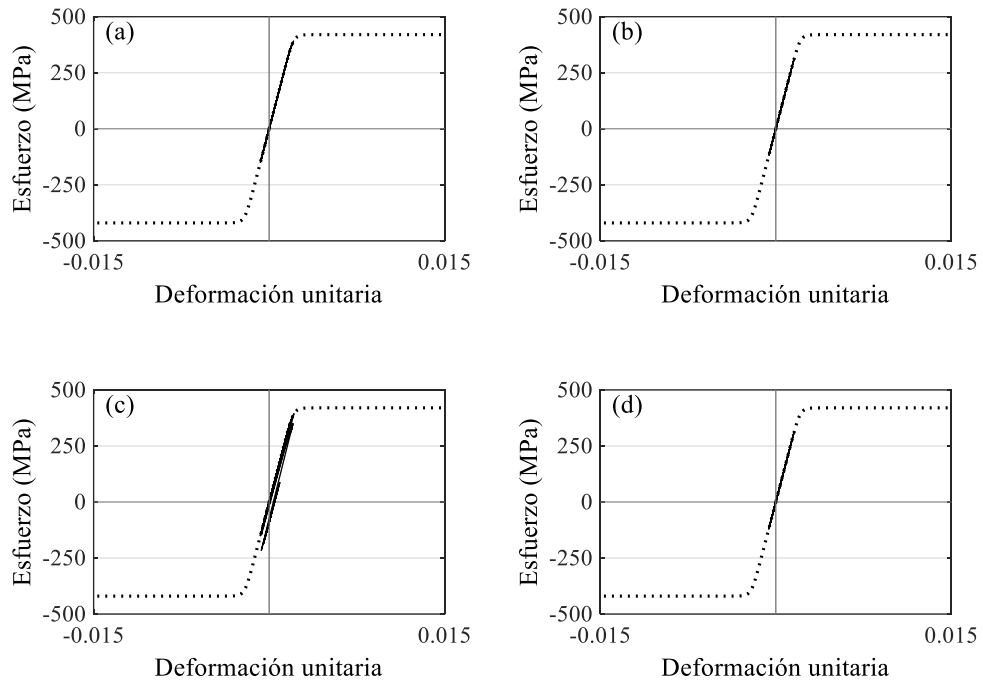
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



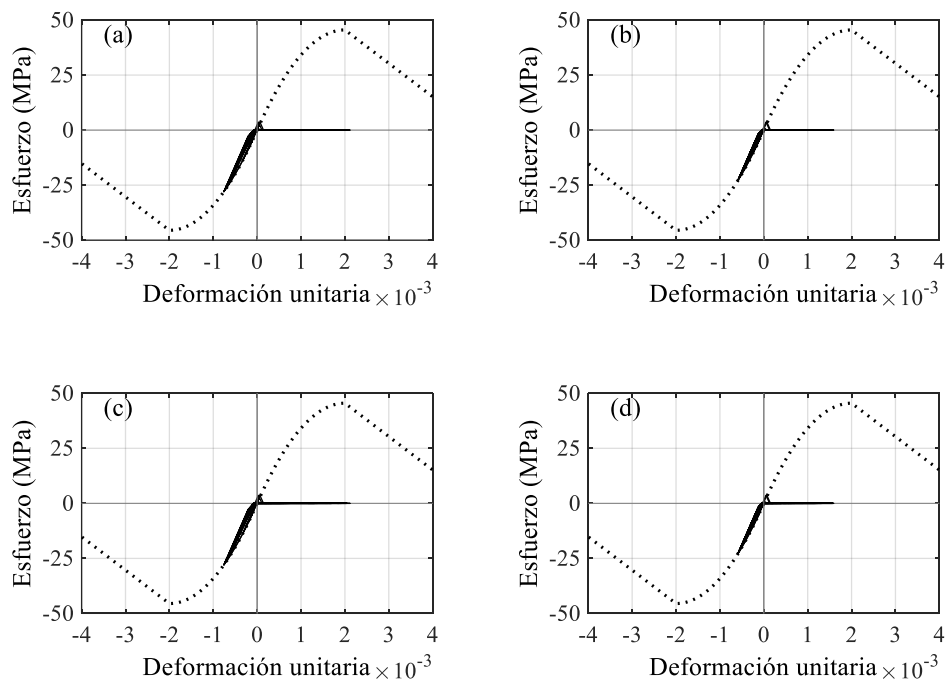
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



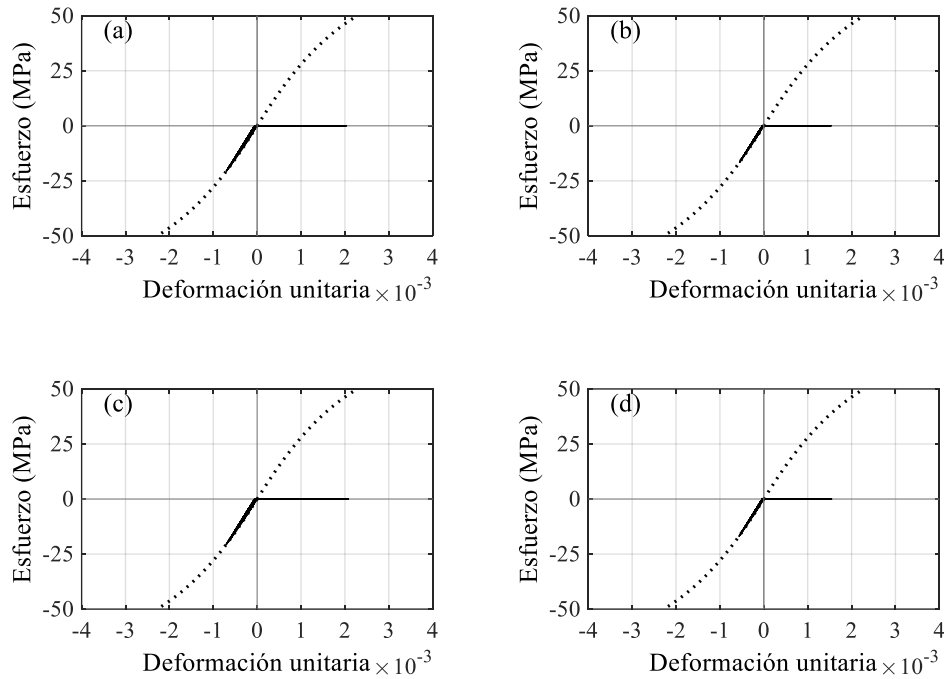
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #5 del Caso 2.



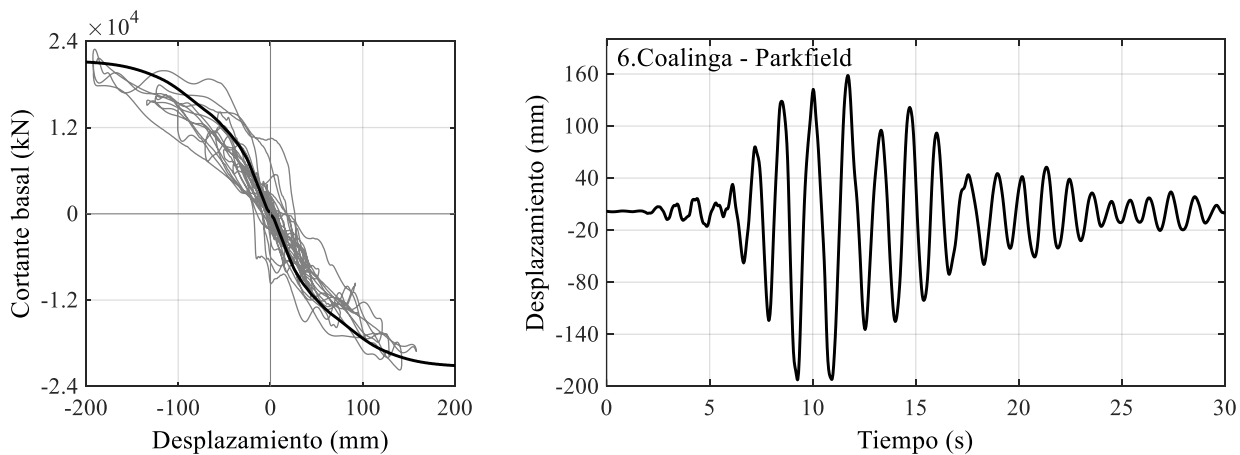
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



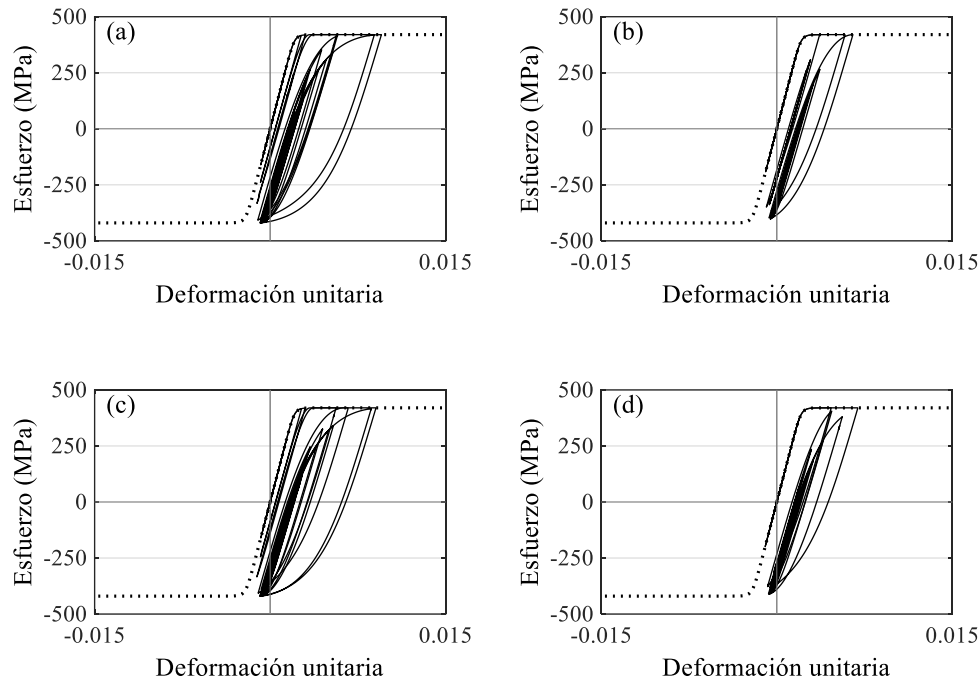
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



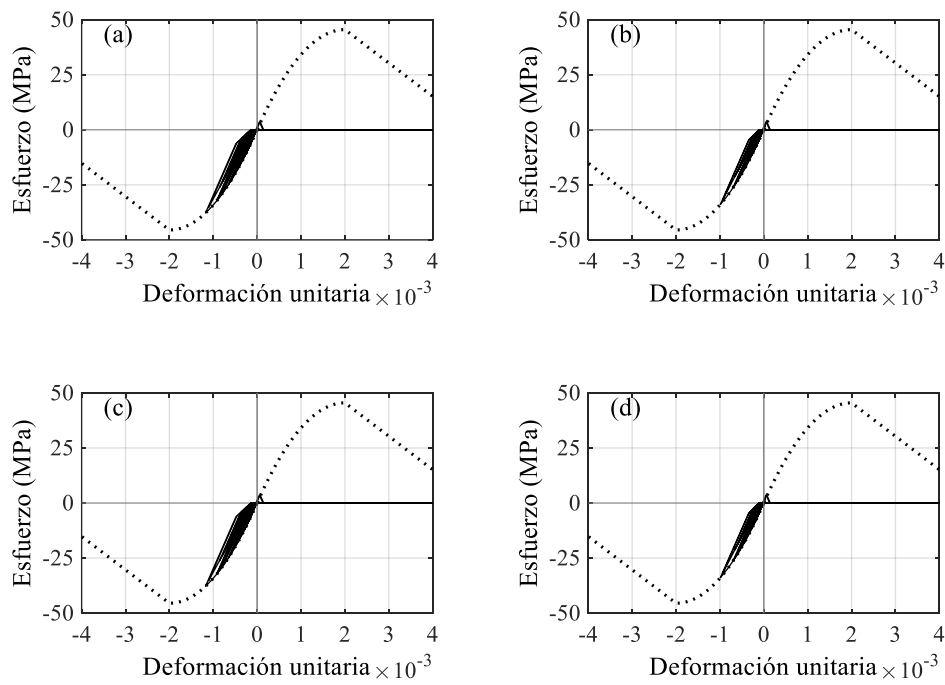
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



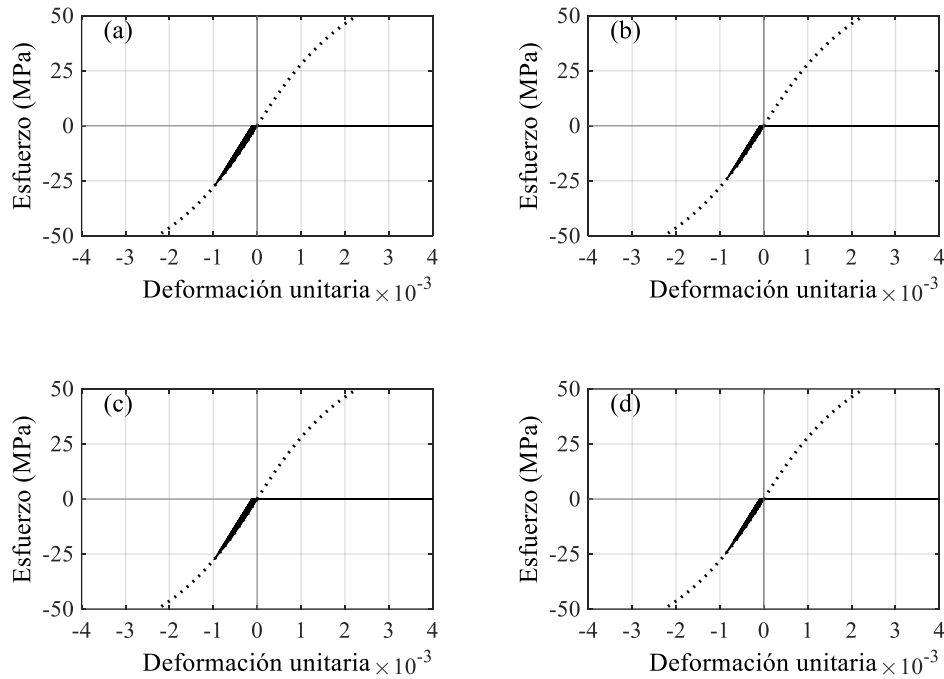
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #6 del Caso 2.



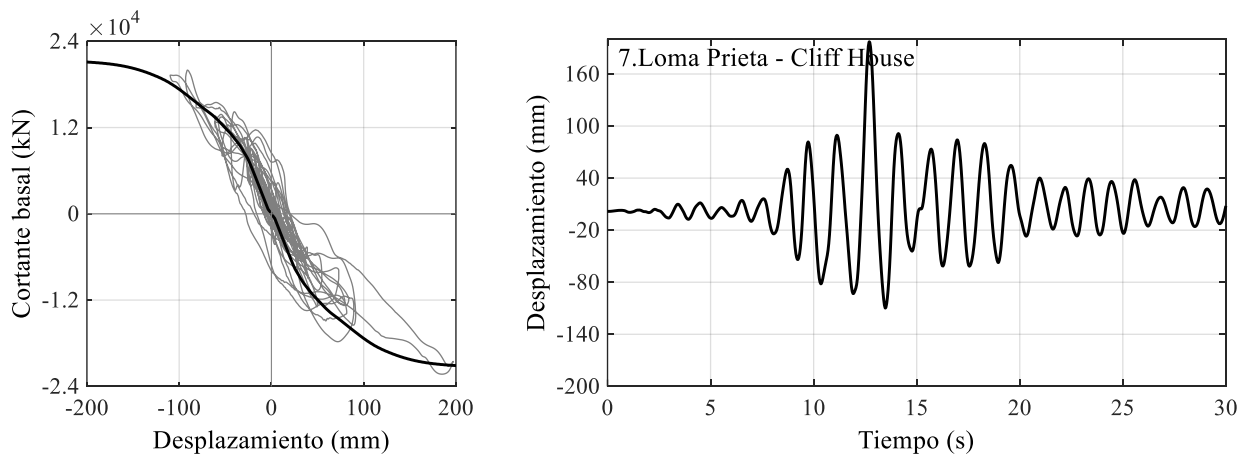
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente M1 completo durante el sismo #6 del Caso 2.



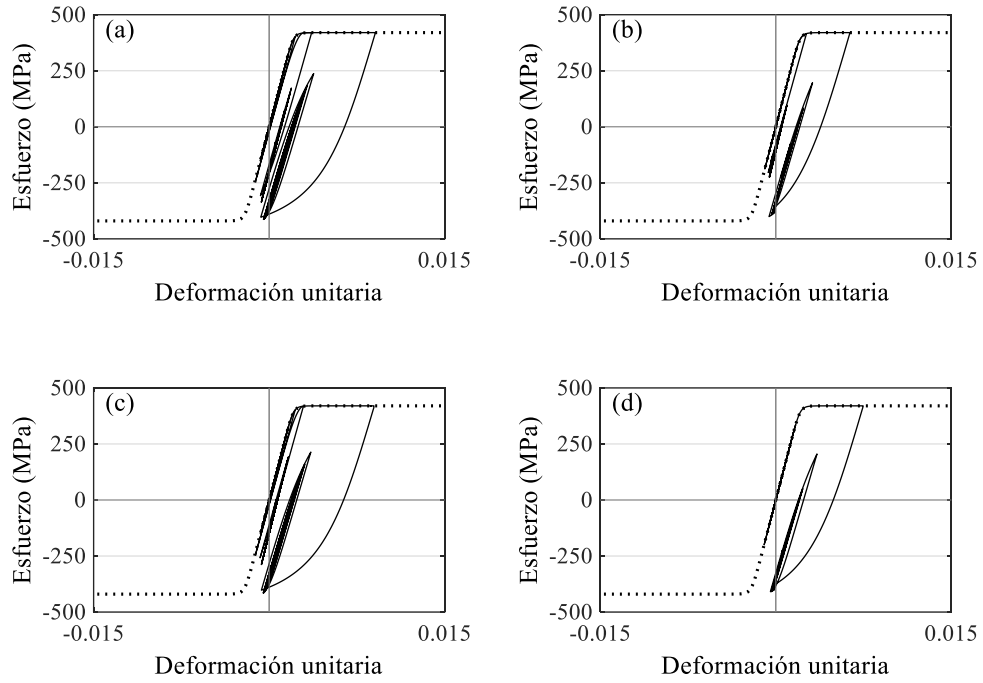
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



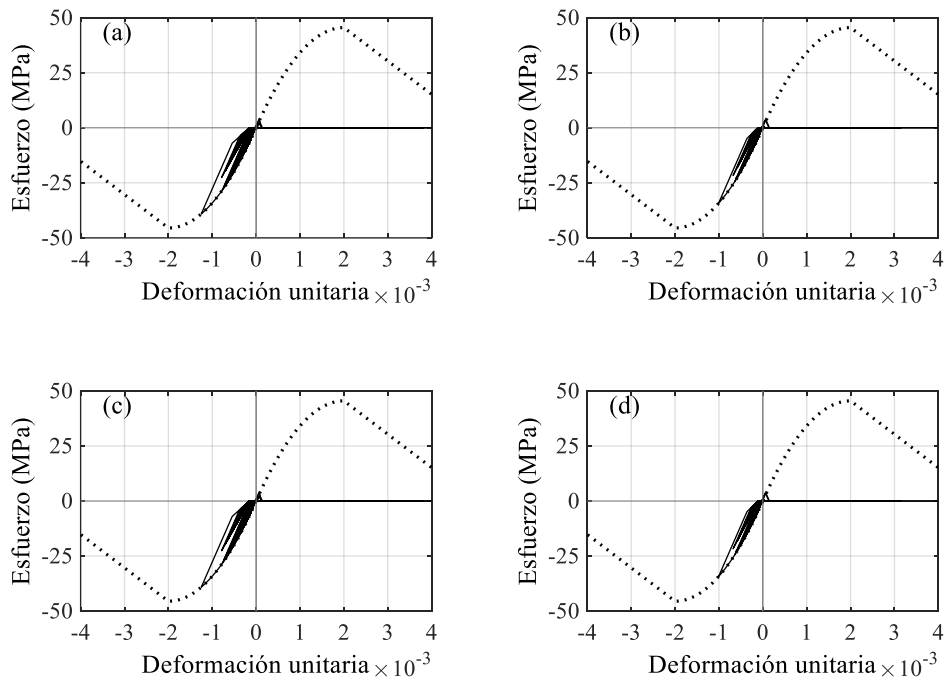
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



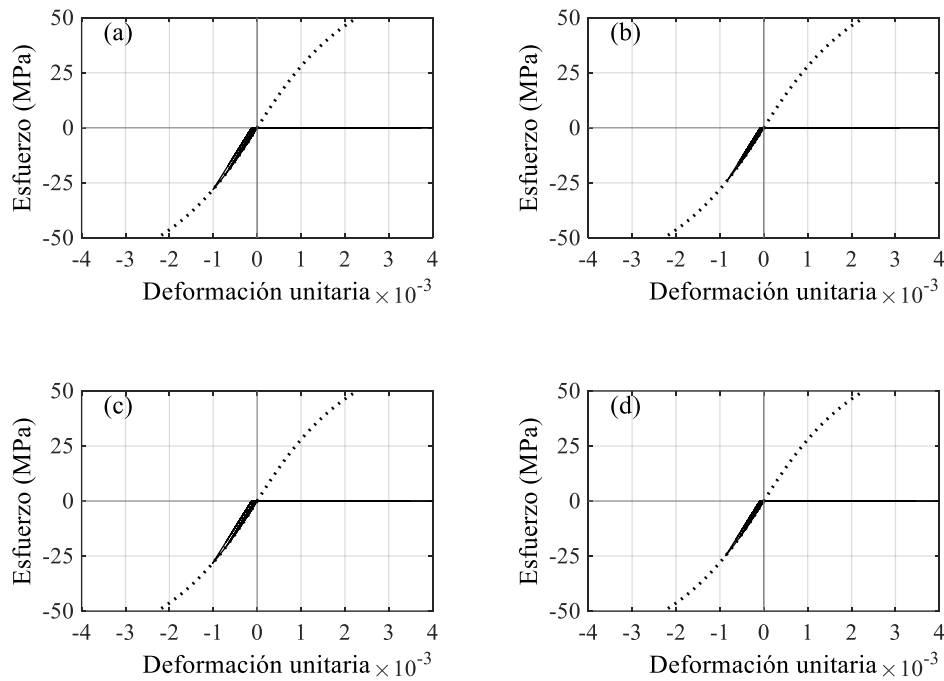
Historia de desplazamientos del puente *M1* durante el sismo #7 del Caso 2.



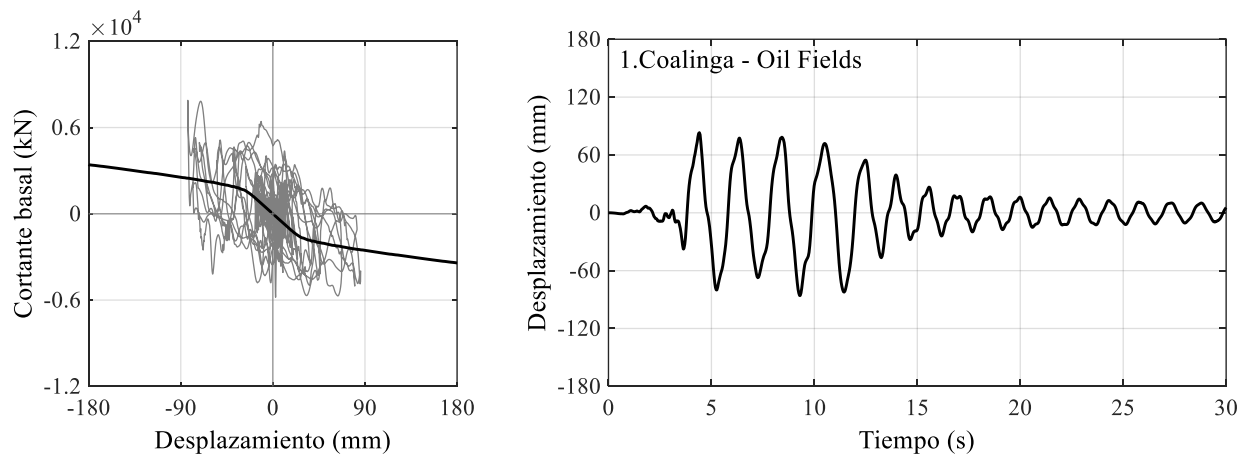
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente M1 completo durante el sismo #7 del Caso 2.



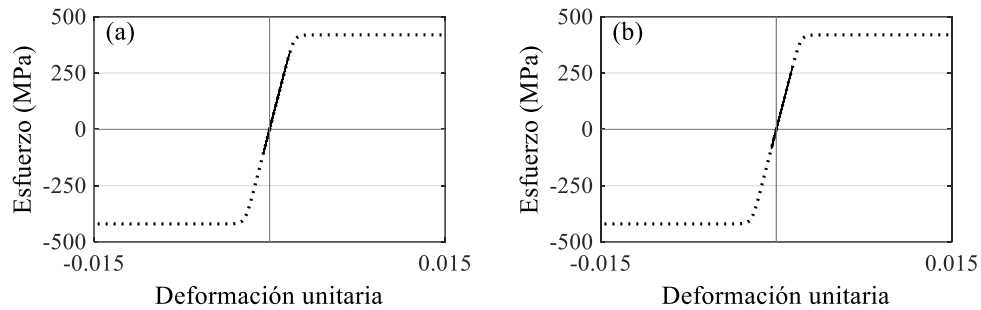
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



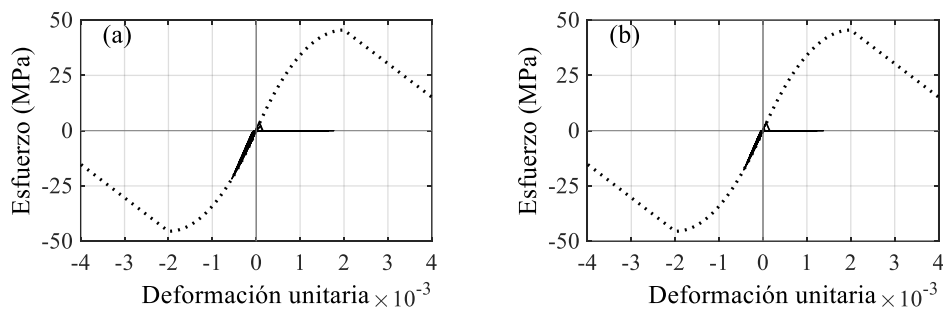
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M1* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



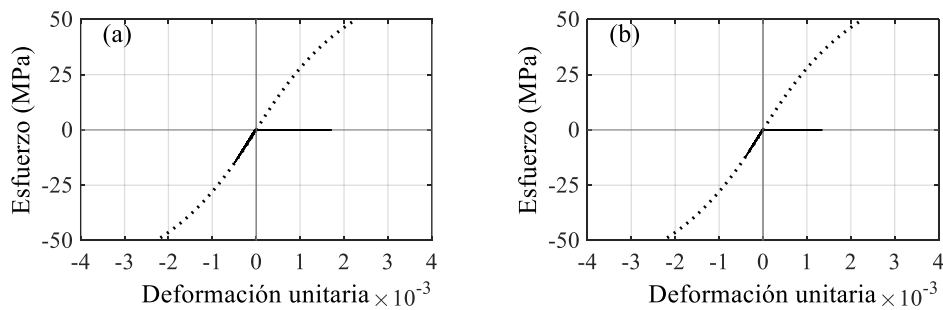
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente *M1* durante el sismo #1 del Caso 2.



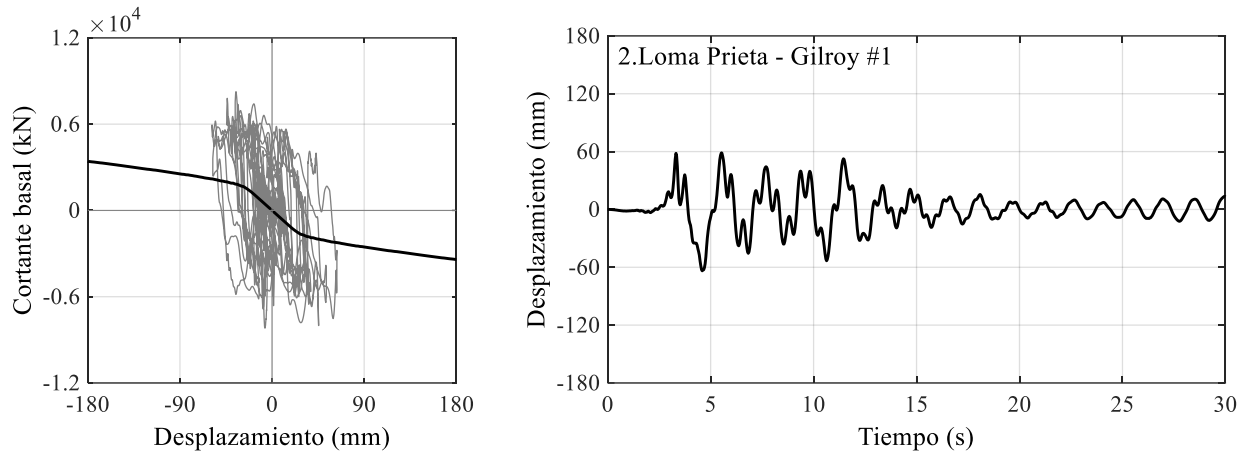
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



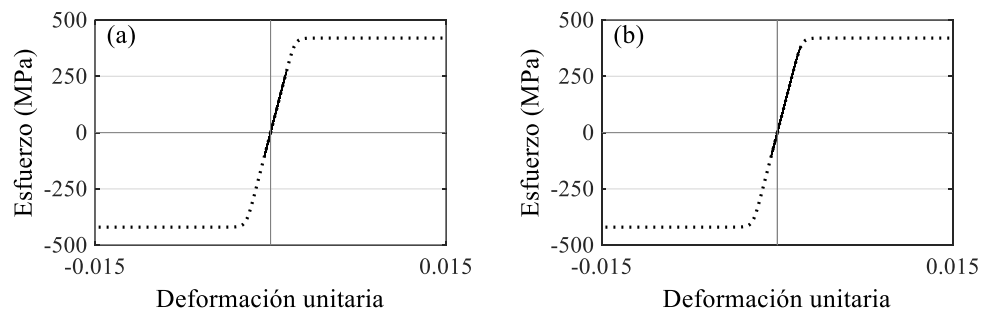
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



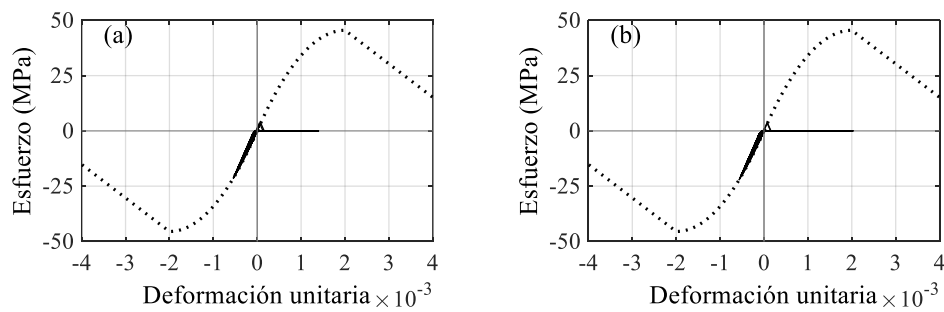
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



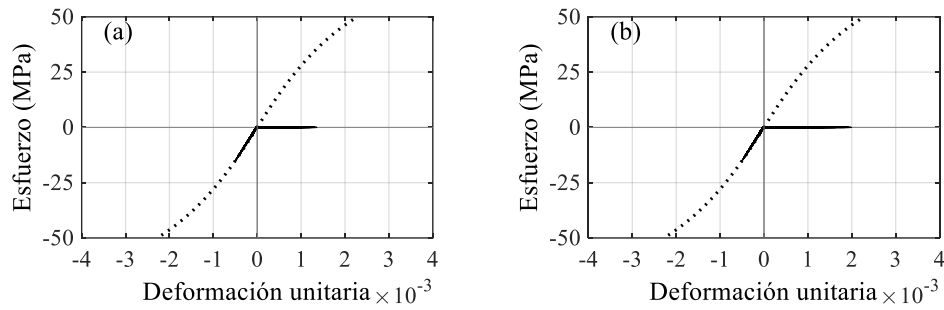
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



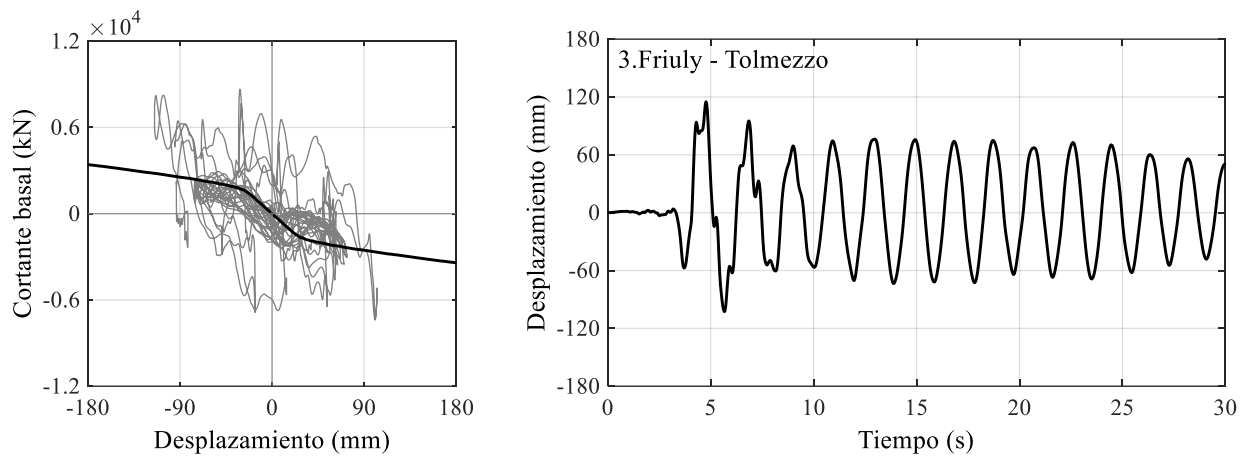
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



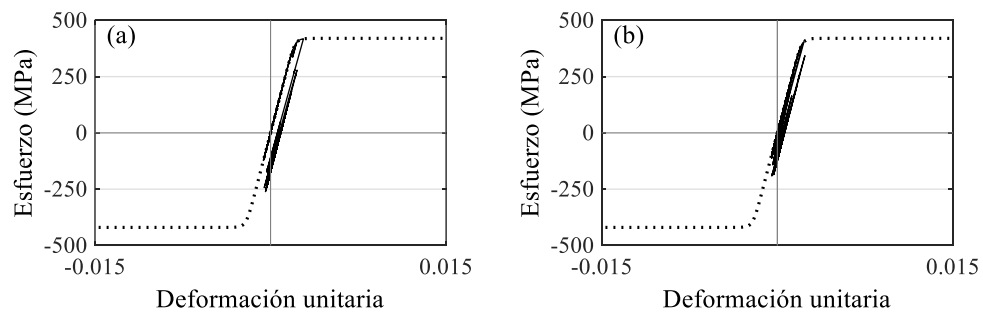
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



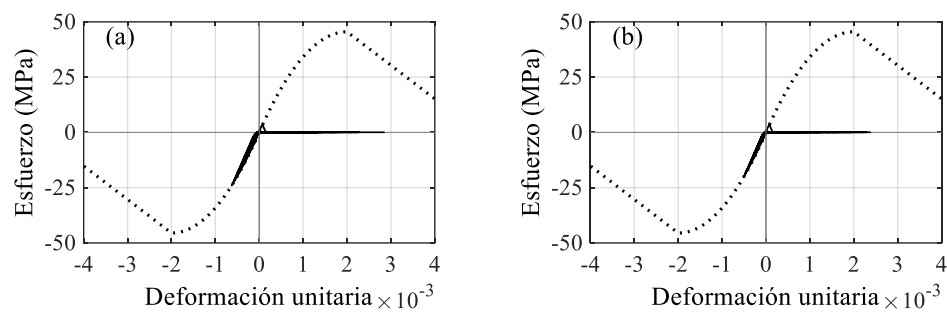
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



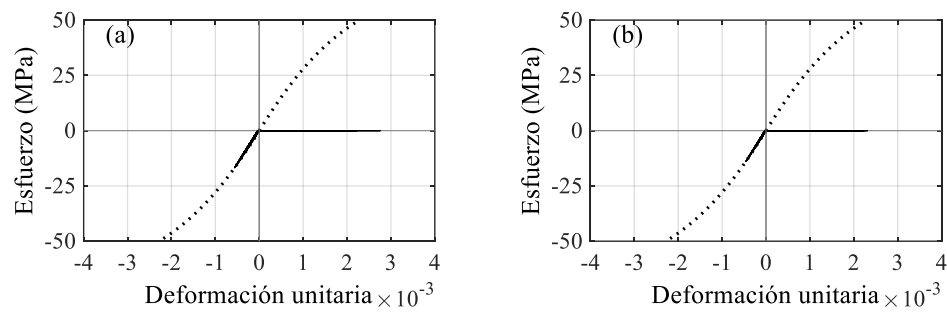
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



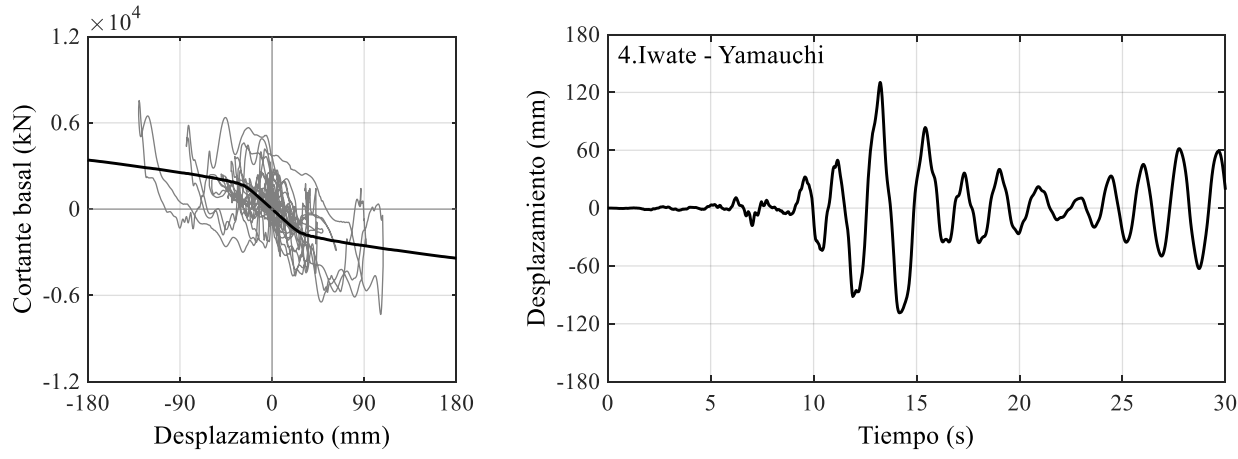
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



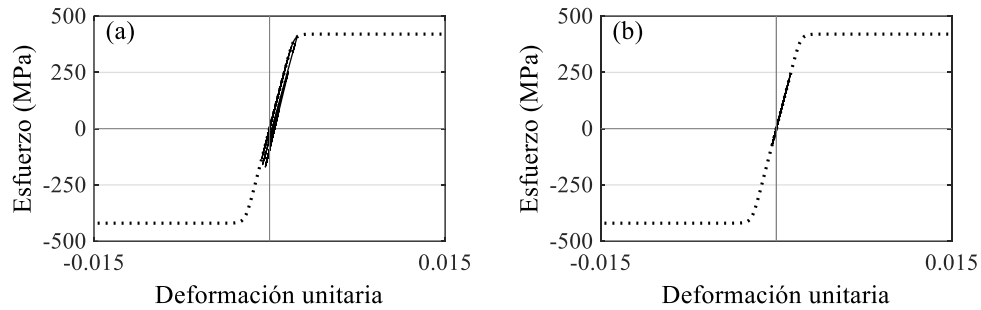
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



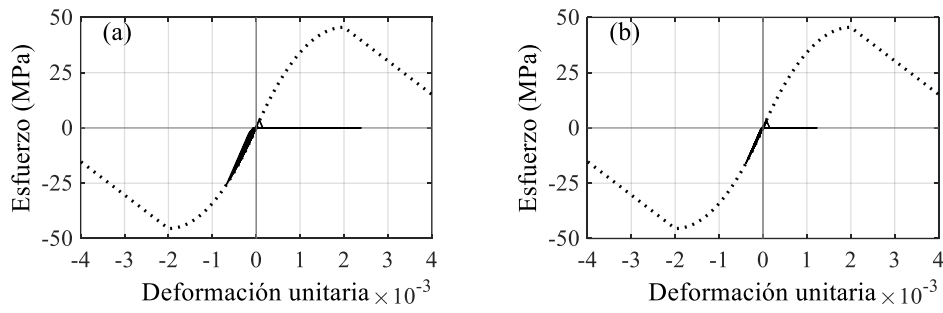
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



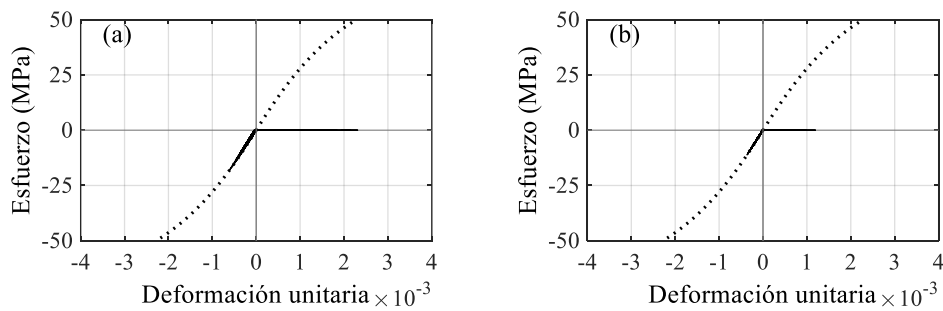
Historia de desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #4 del Caso 2.



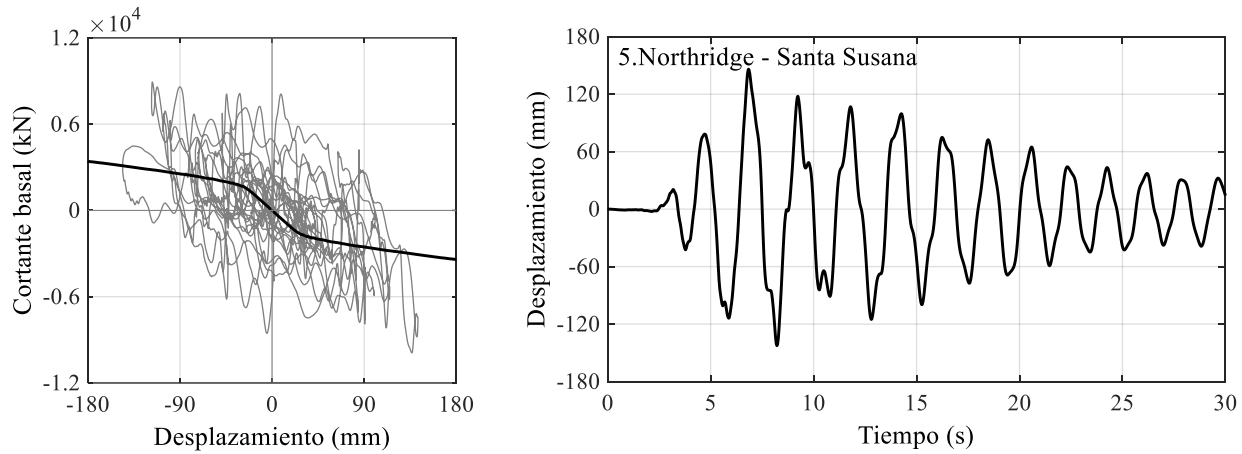
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #4 del Caso 2.



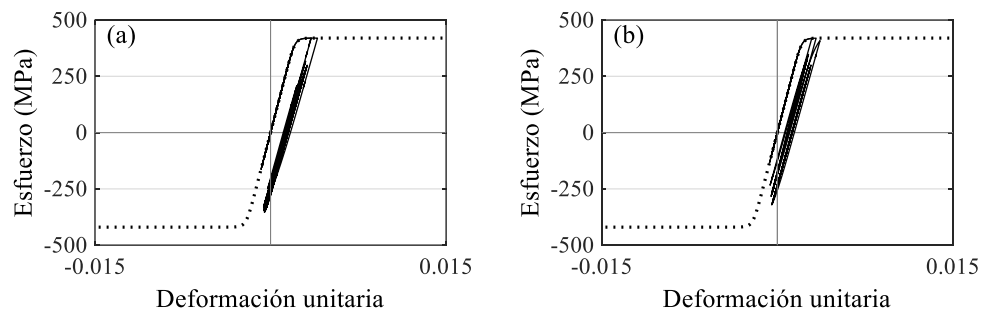
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #4 del Caso 2.



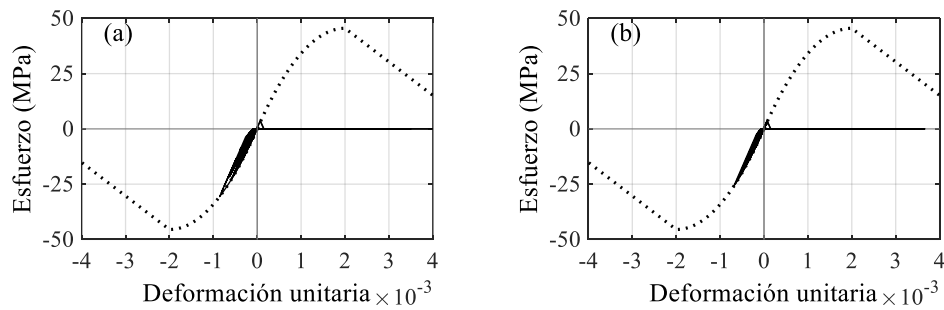
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #4 del Caso 2.



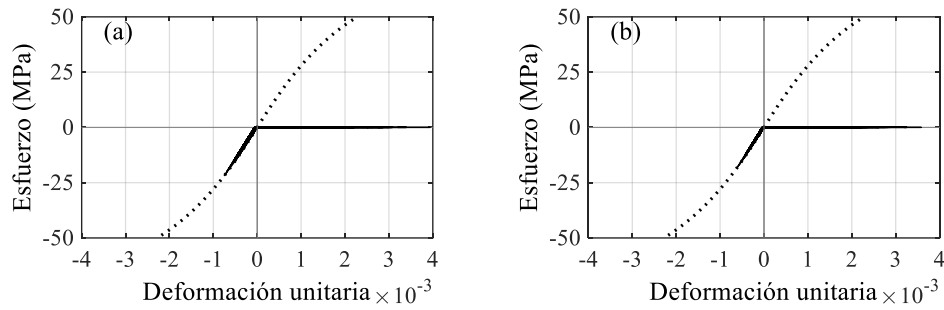
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



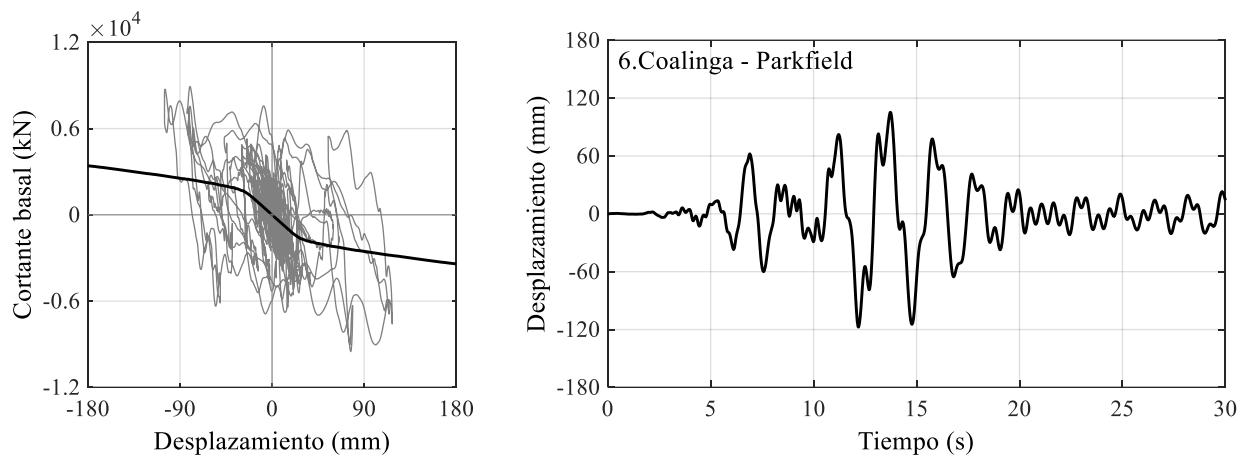
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



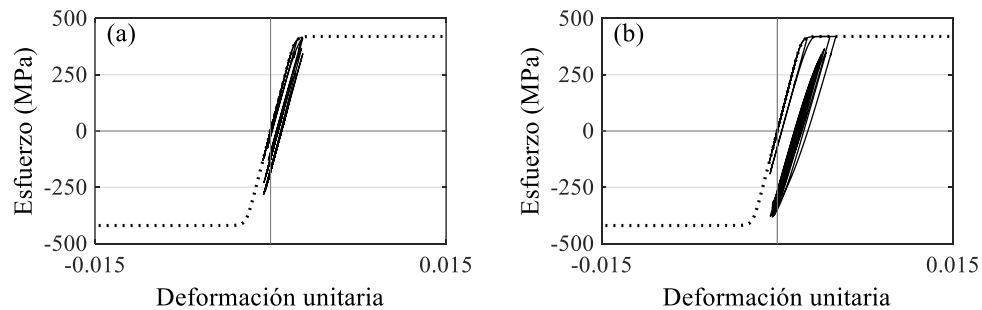
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



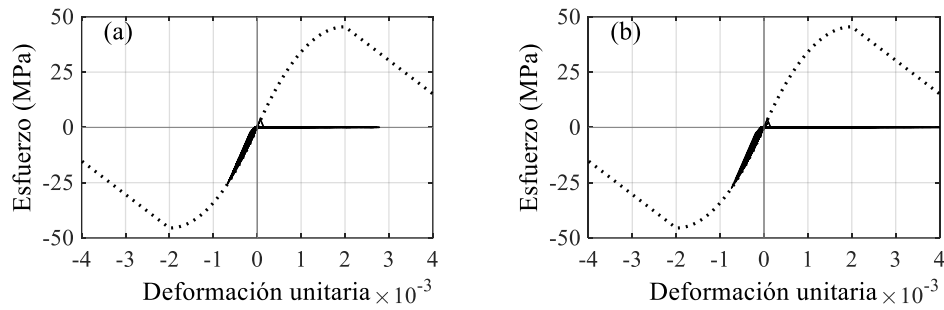
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



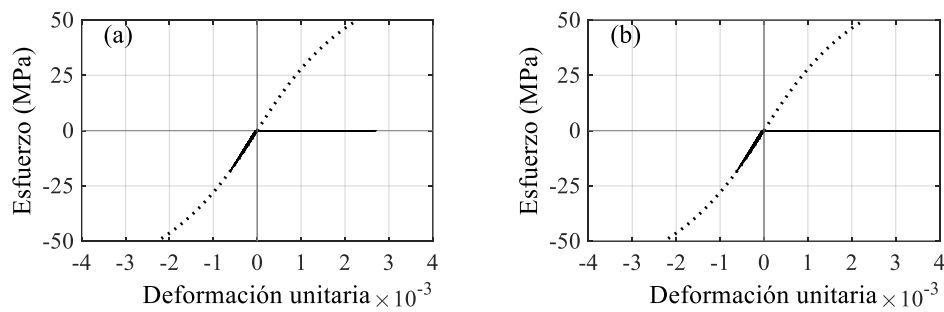
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



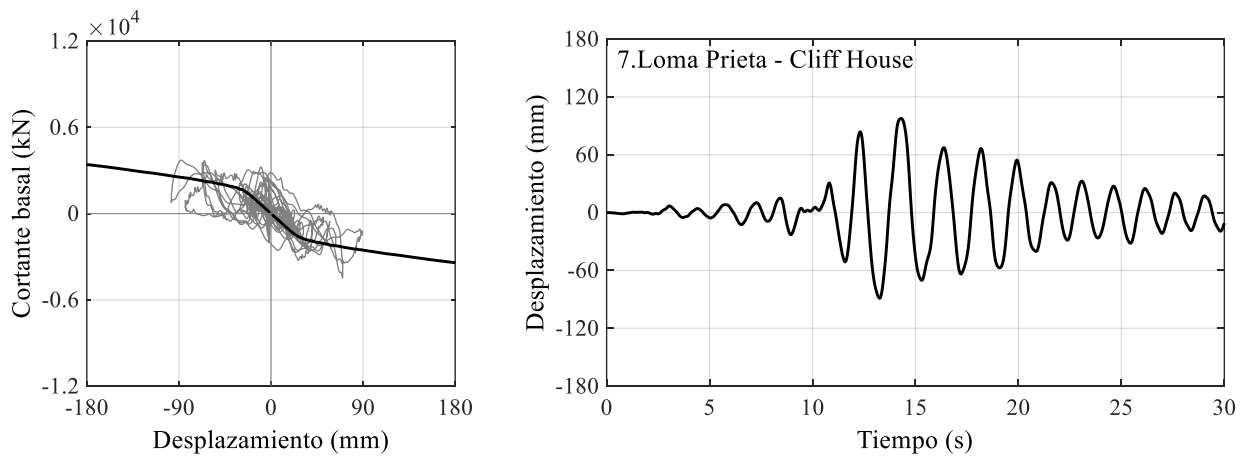
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



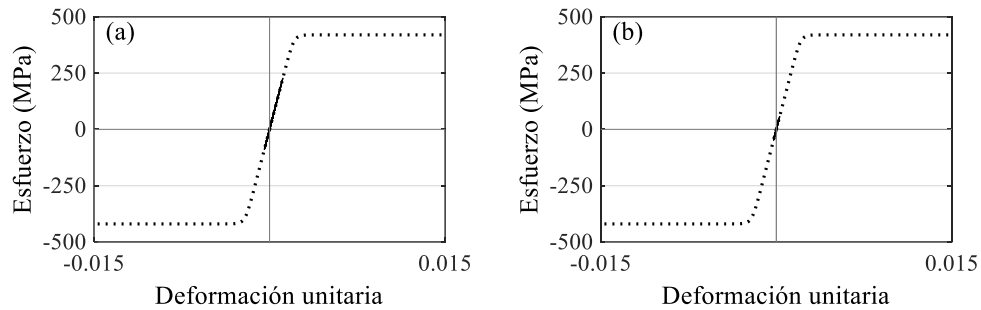
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



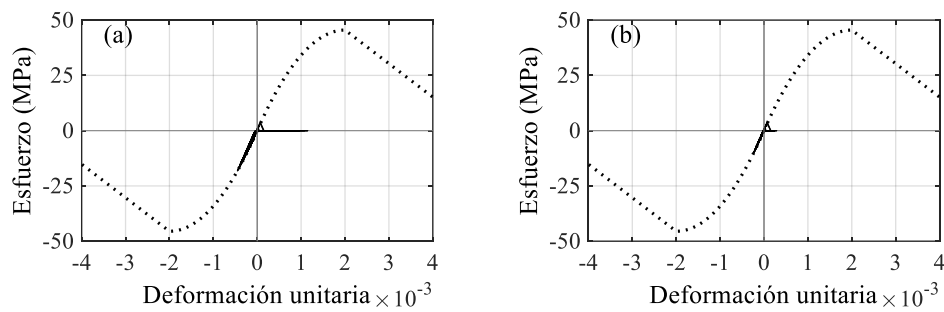
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



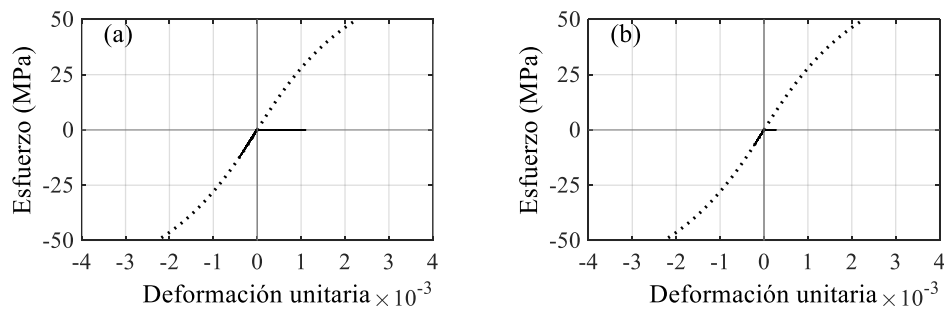
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.



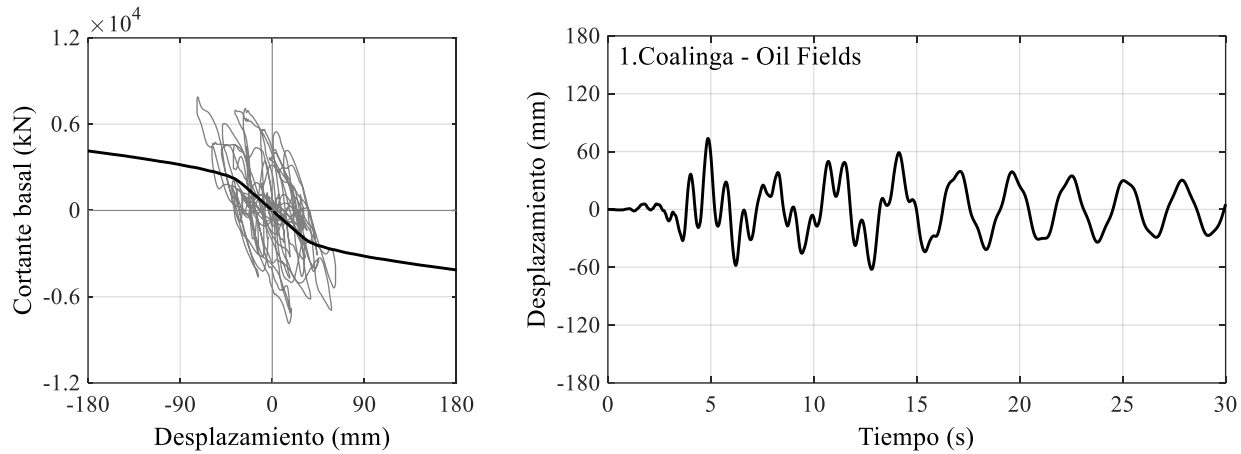
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.



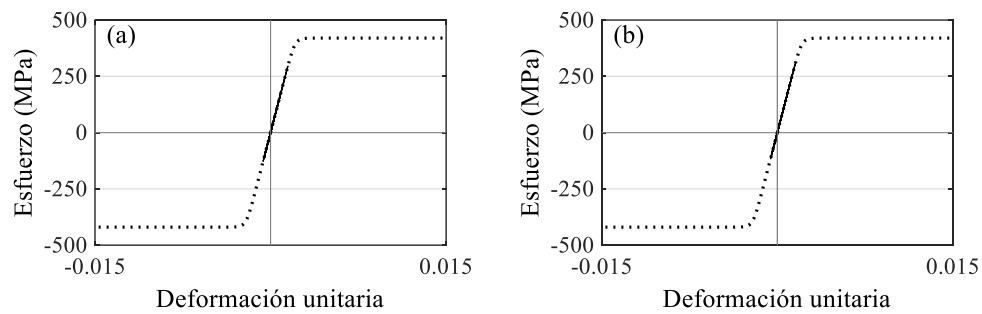
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.



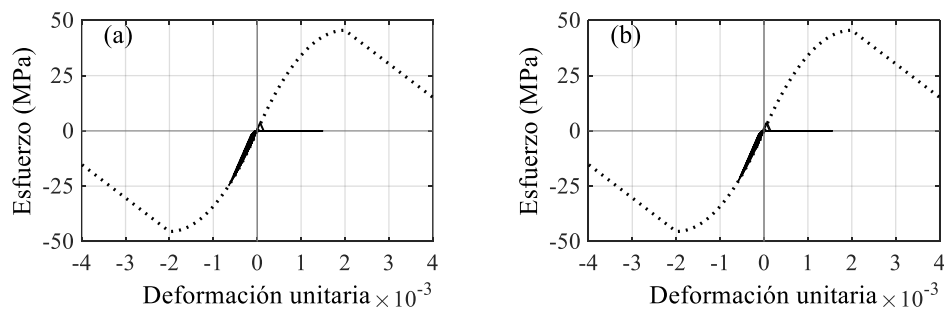
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.



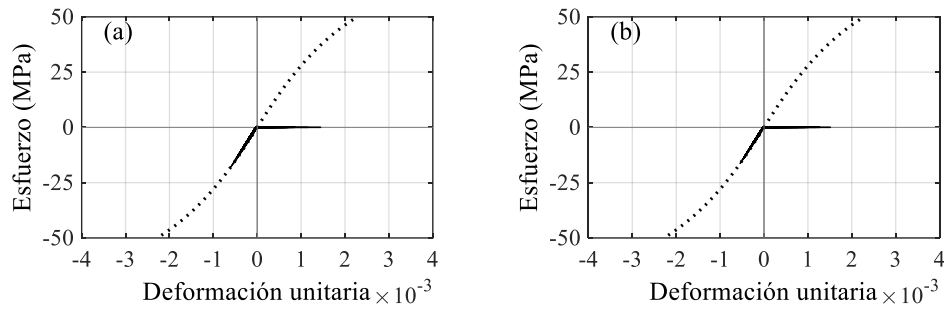
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



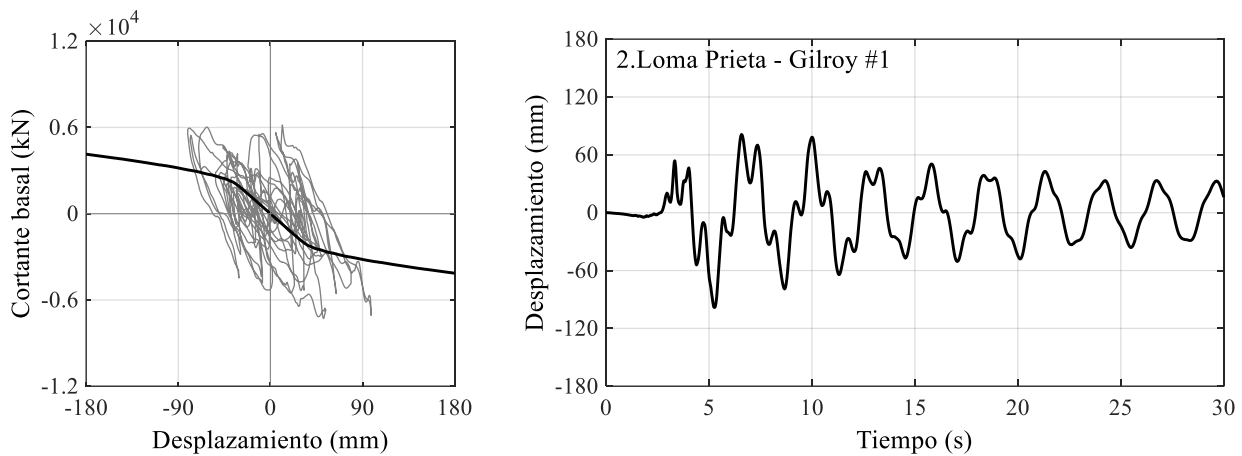
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



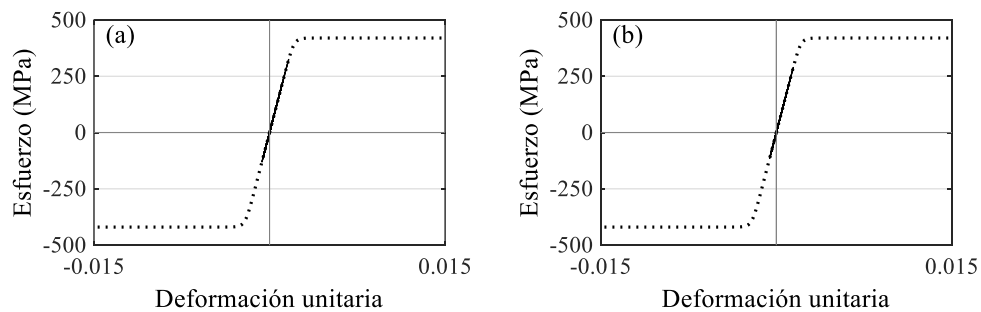
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



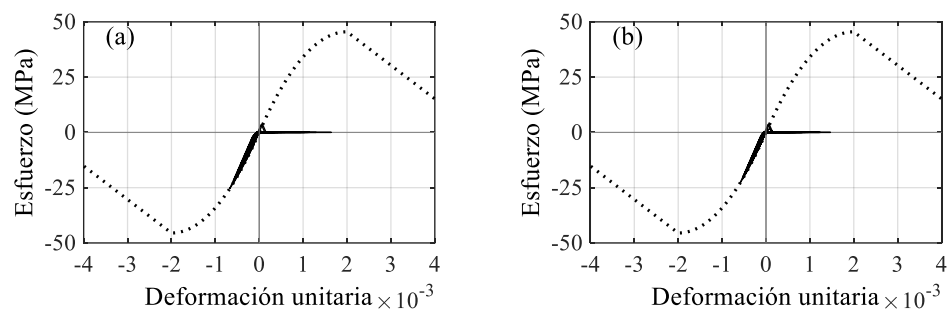
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1 del Caso 2.



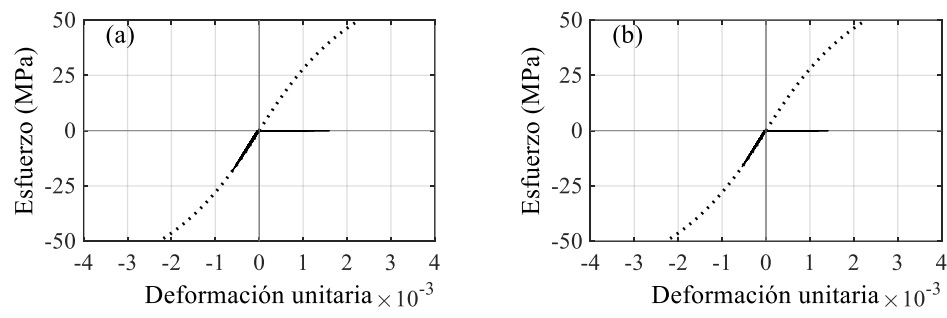
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



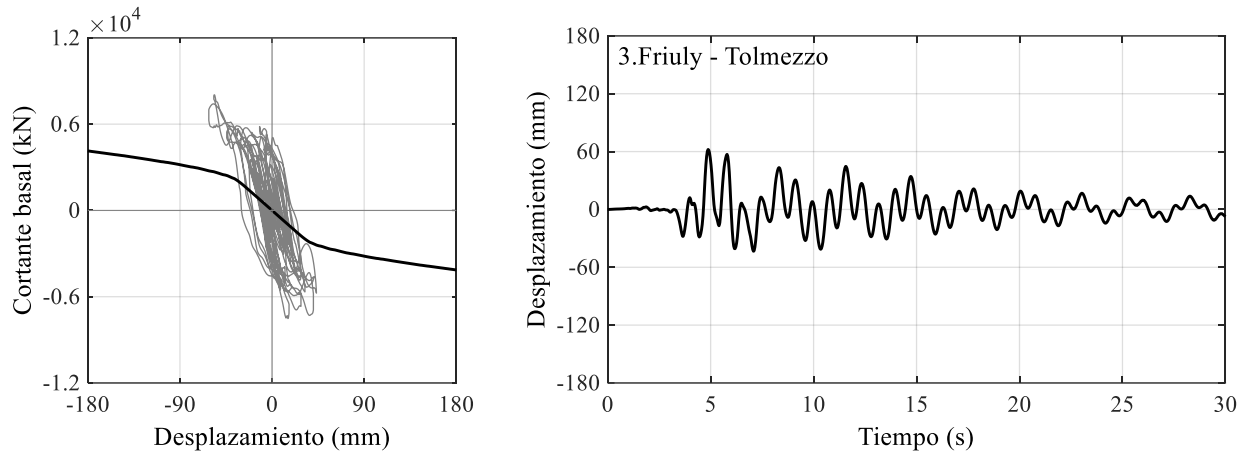
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



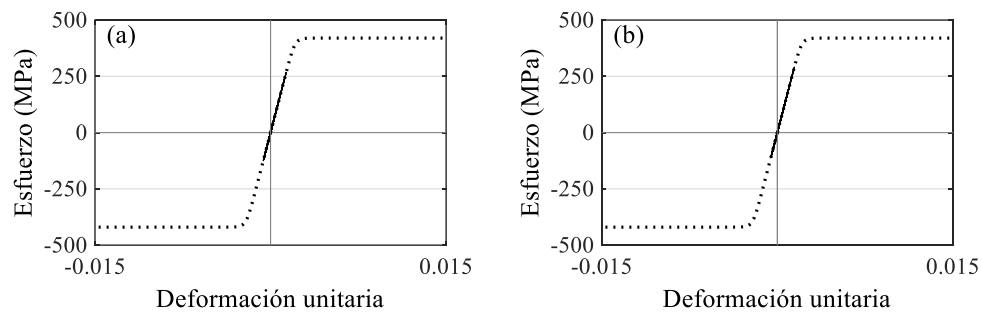
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



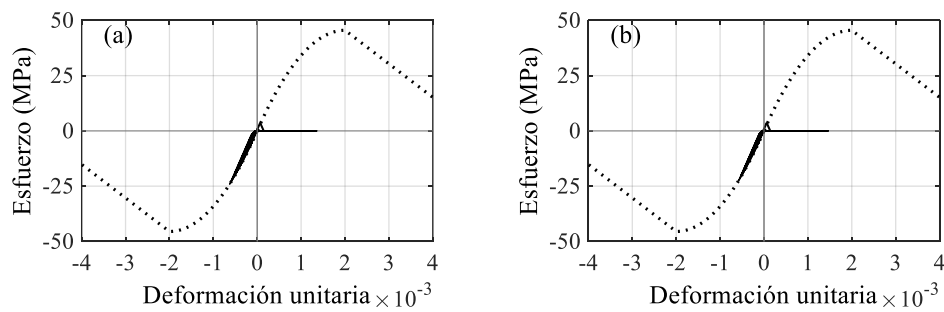
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #2 del Caso 2.



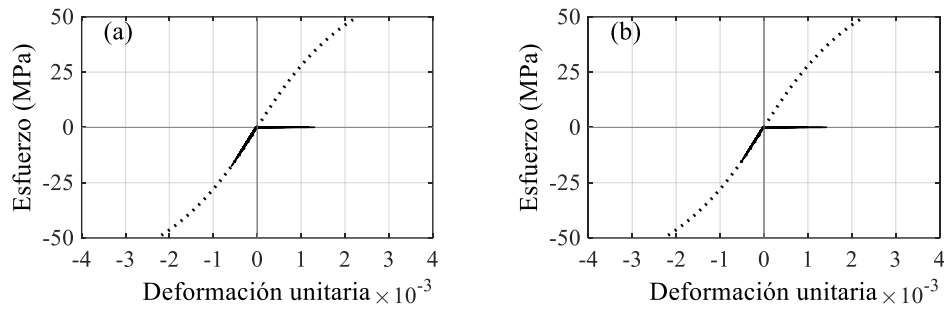
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



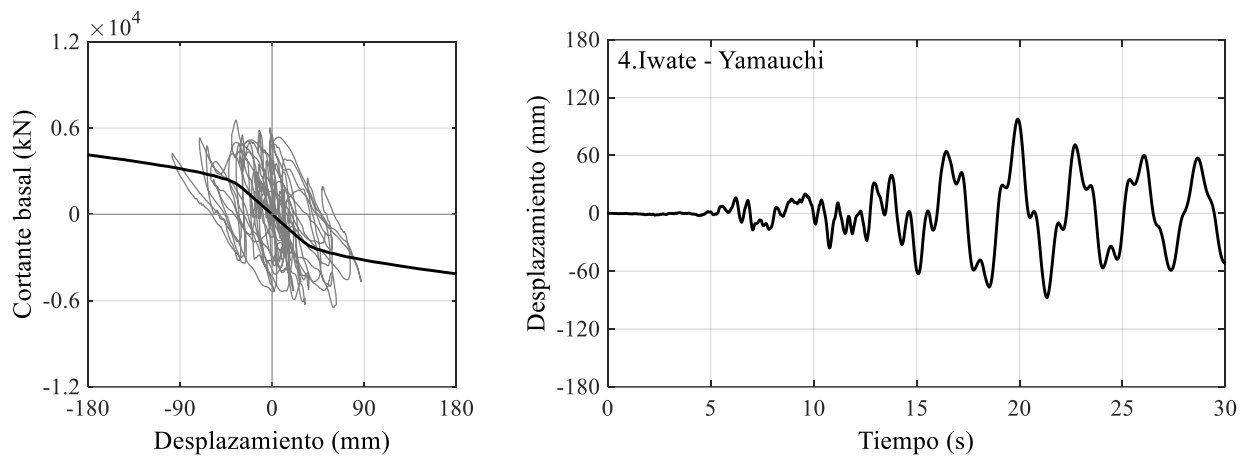
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



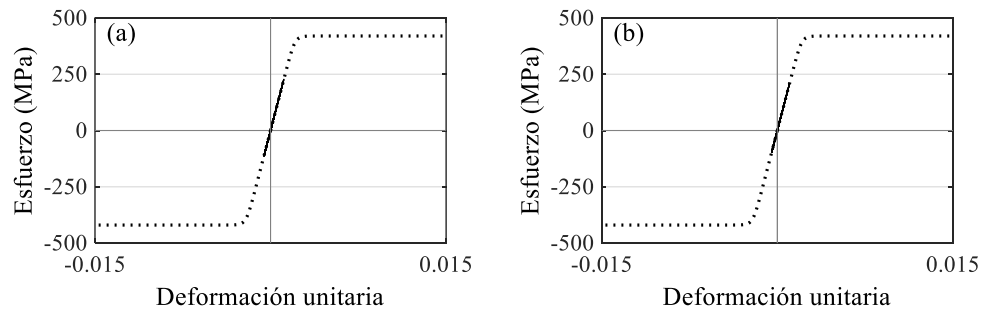
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



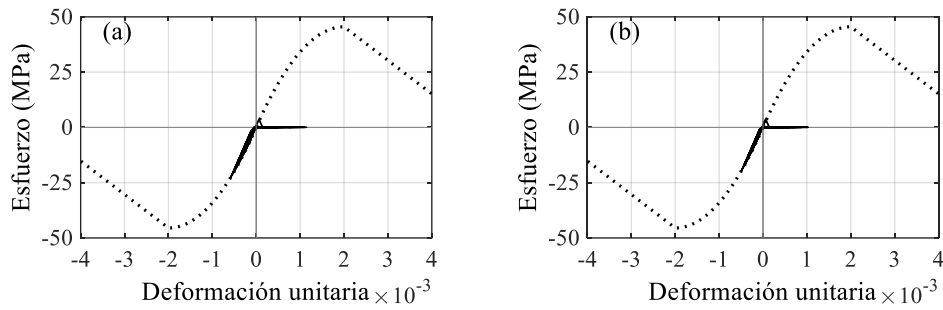
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #3 del Caso 2.



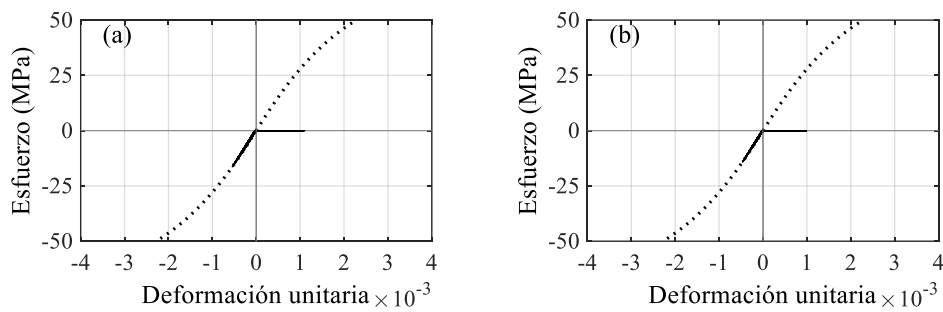
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #4 del Caso 2.



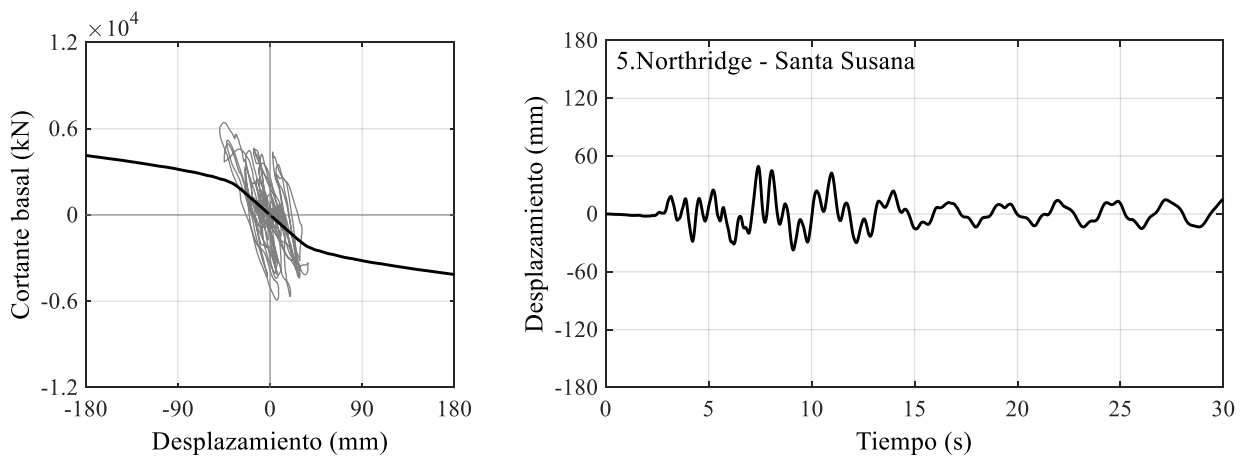
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #4 del Caso 2.



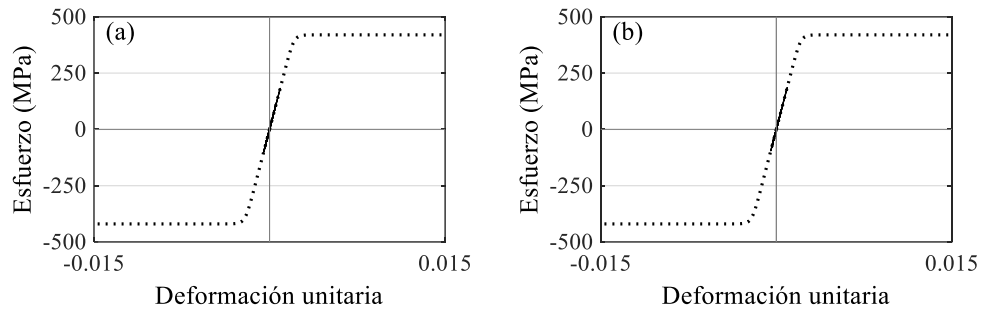
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #4 del Caso 2.



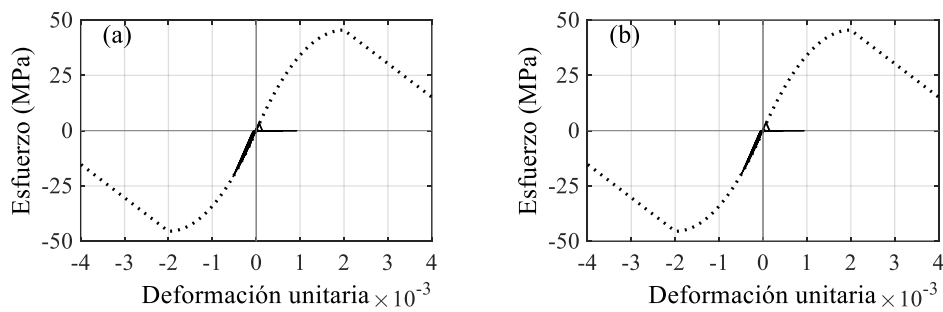
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #4 del Caso 2.



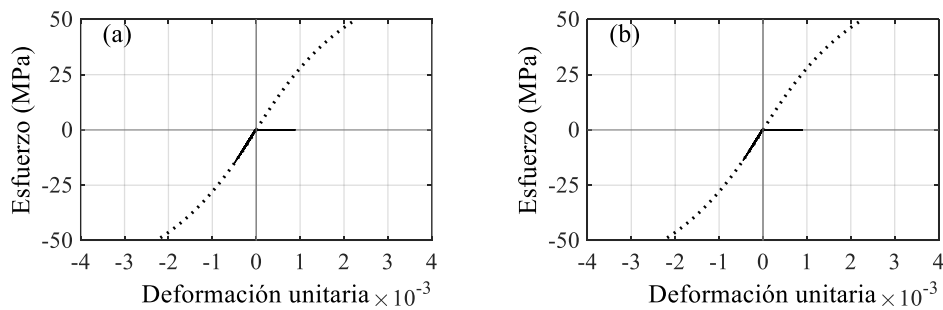
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



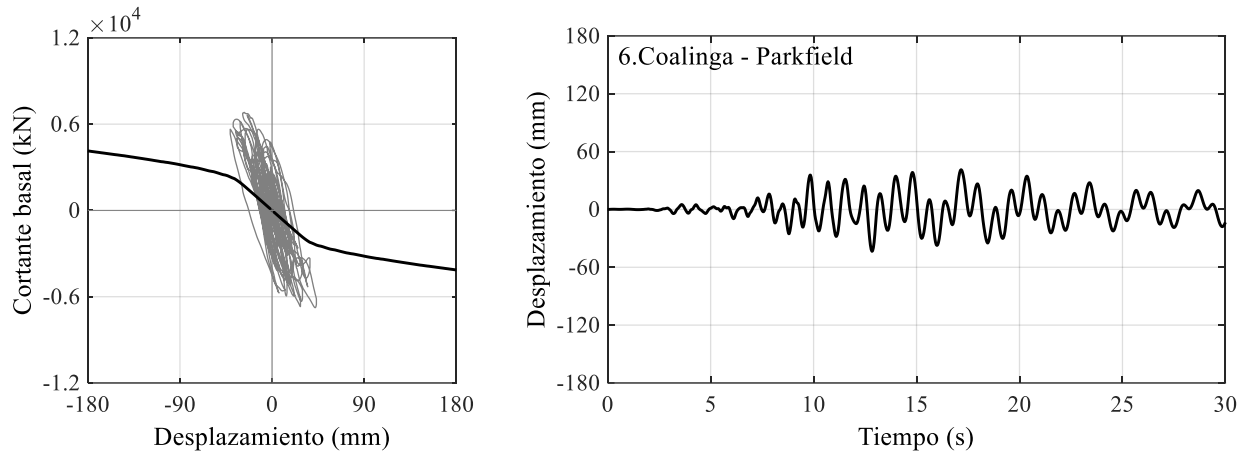
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



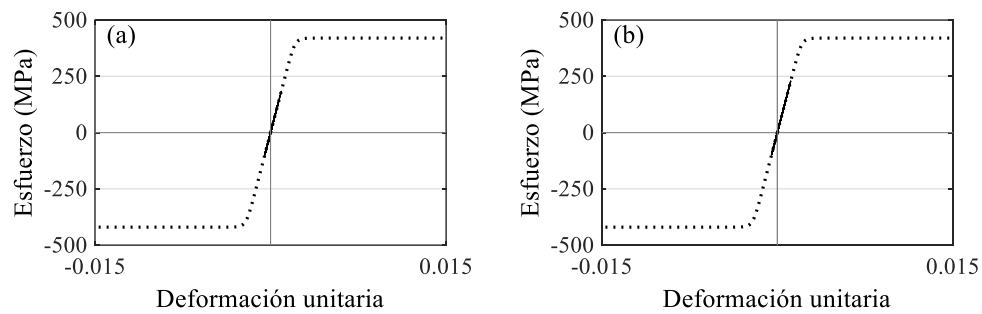
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



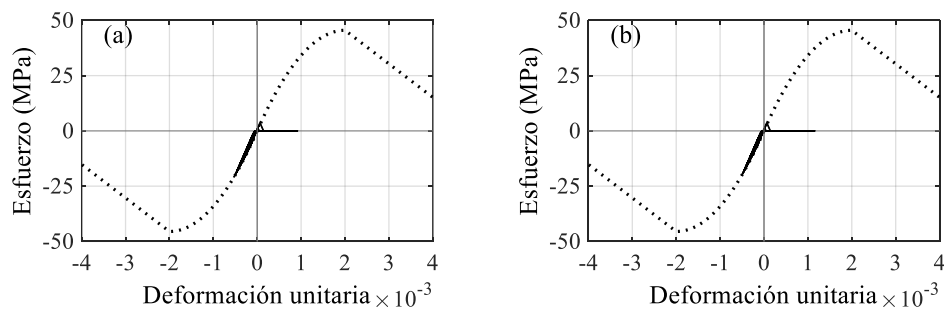
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #5 del Caso 2.



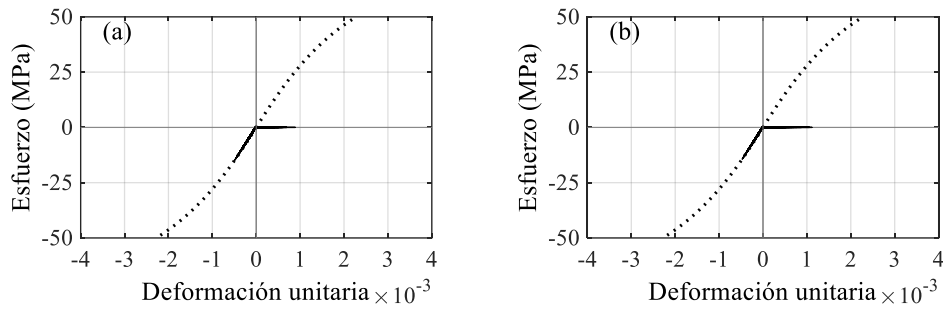
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



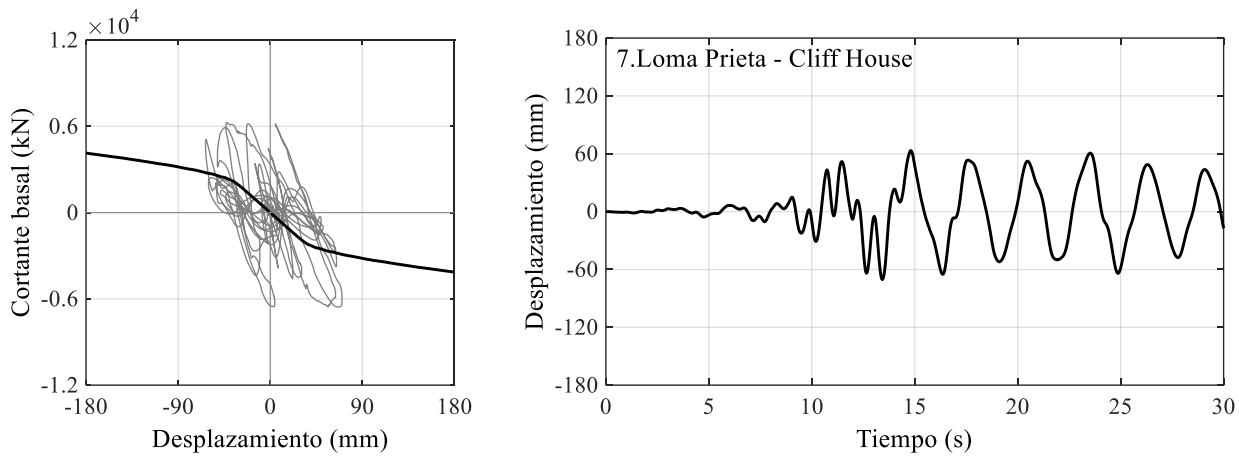
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



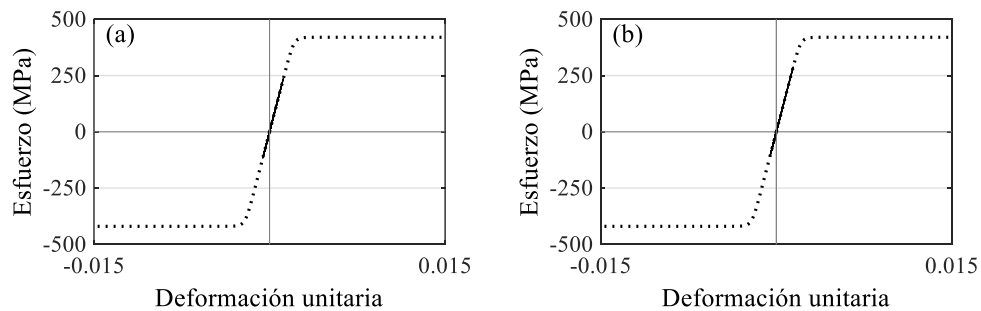
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



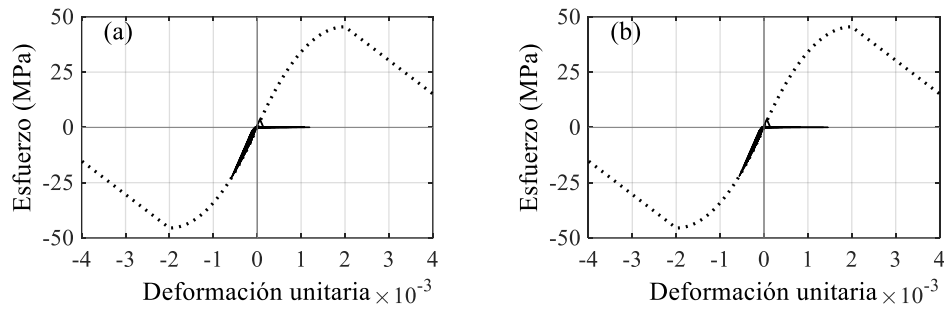
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #6 del Caso 2.



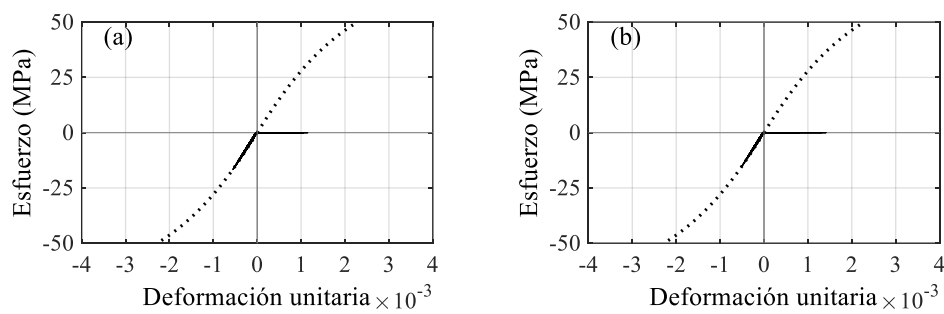
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.



Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.

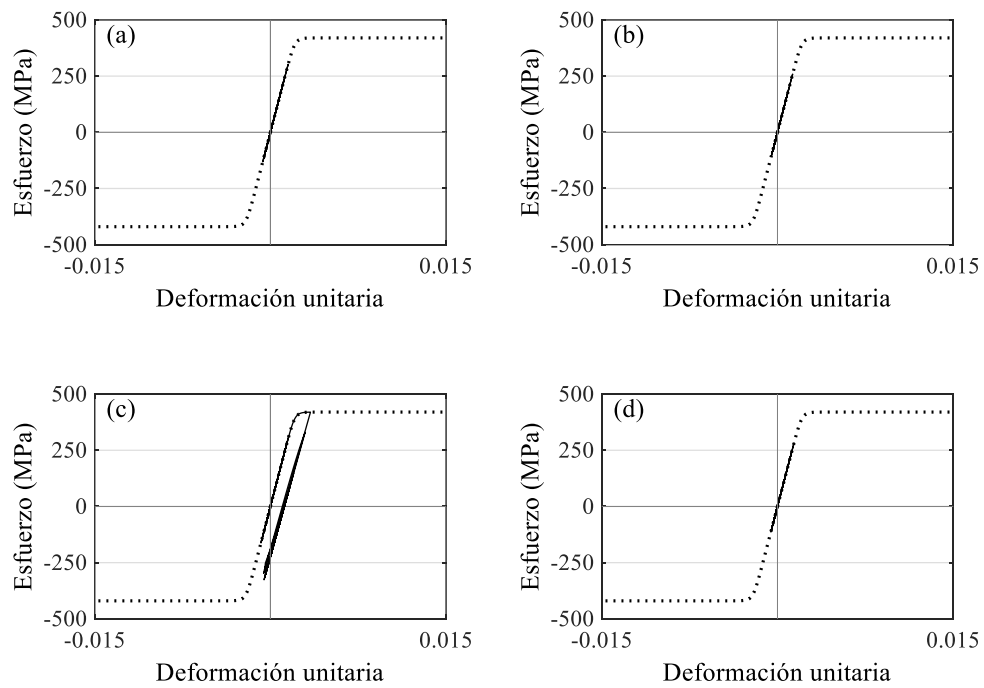
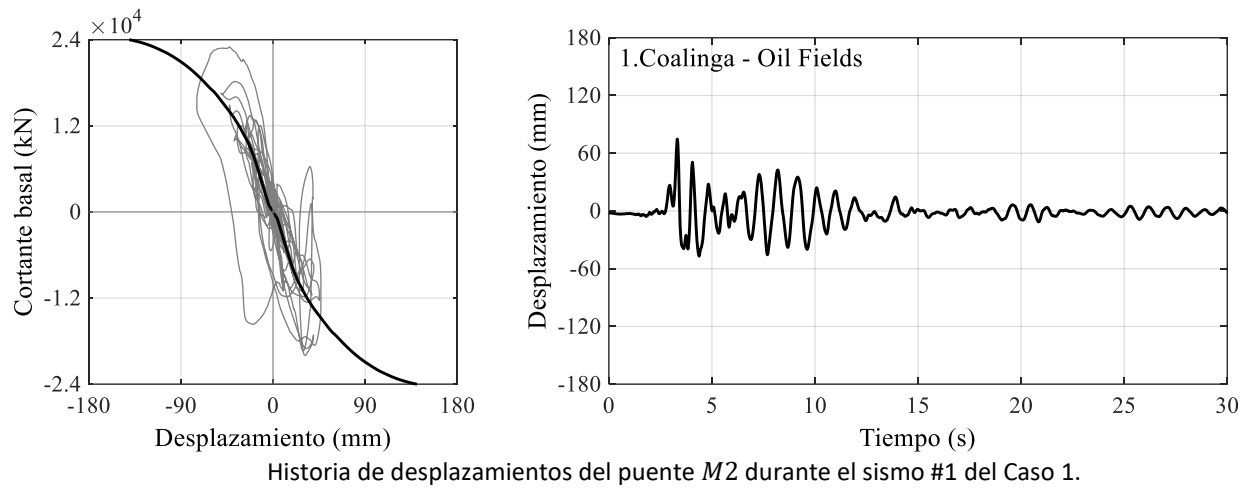


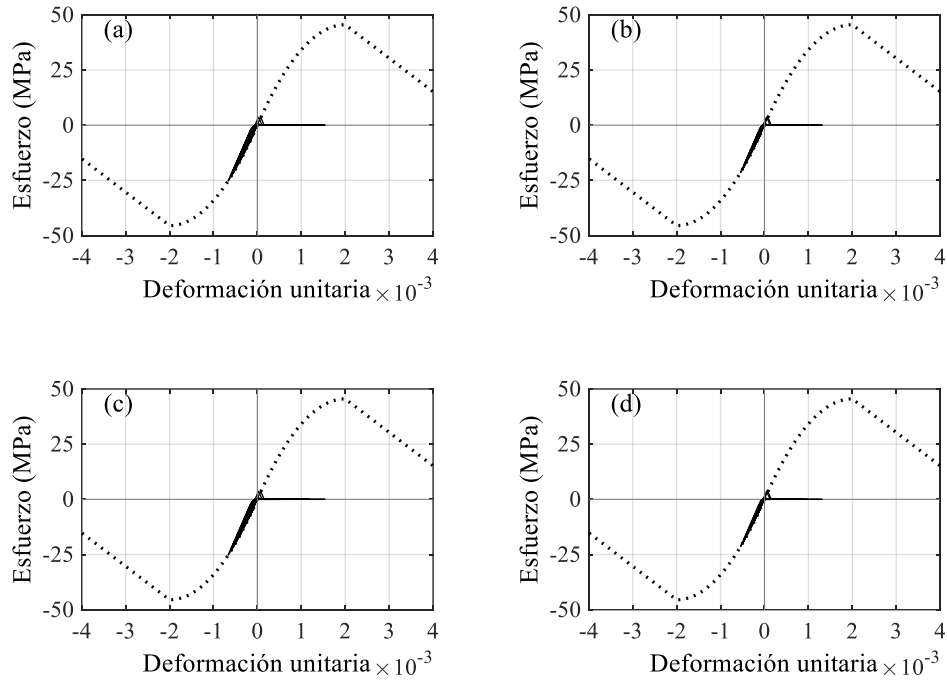
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.



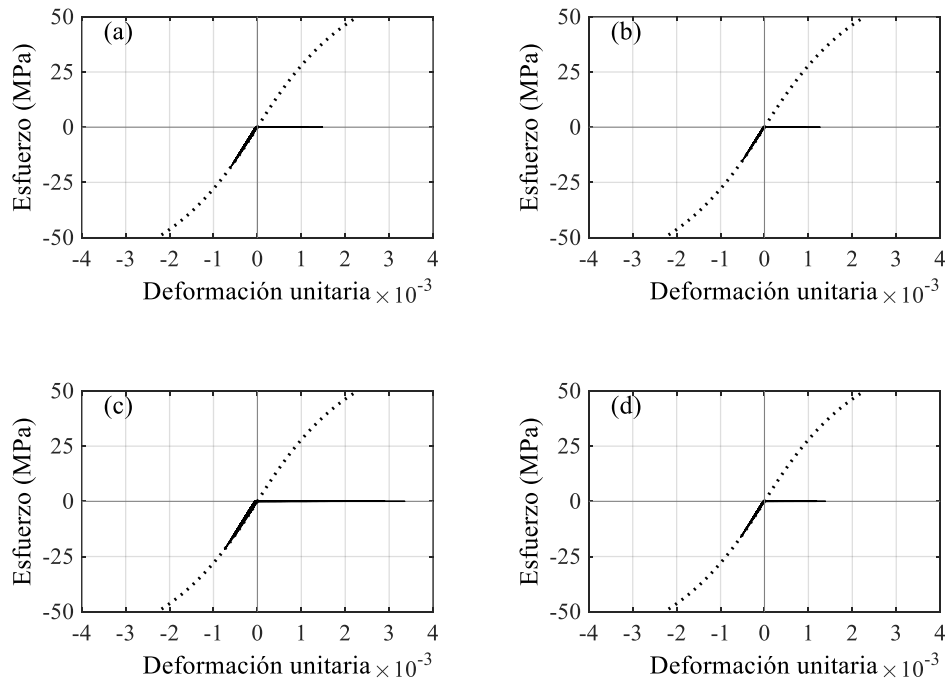
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #7 del Caso 2.

Apéndice D

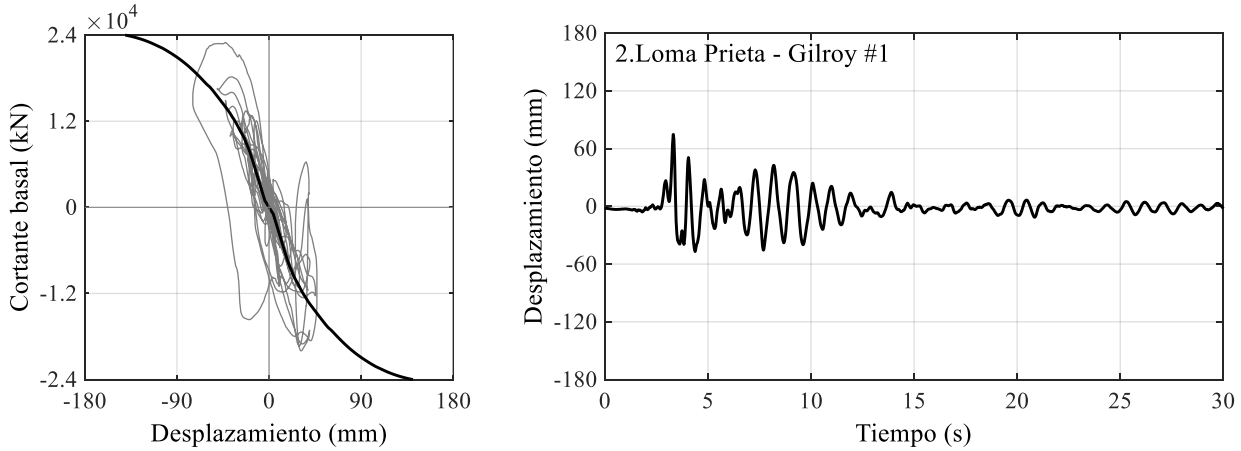




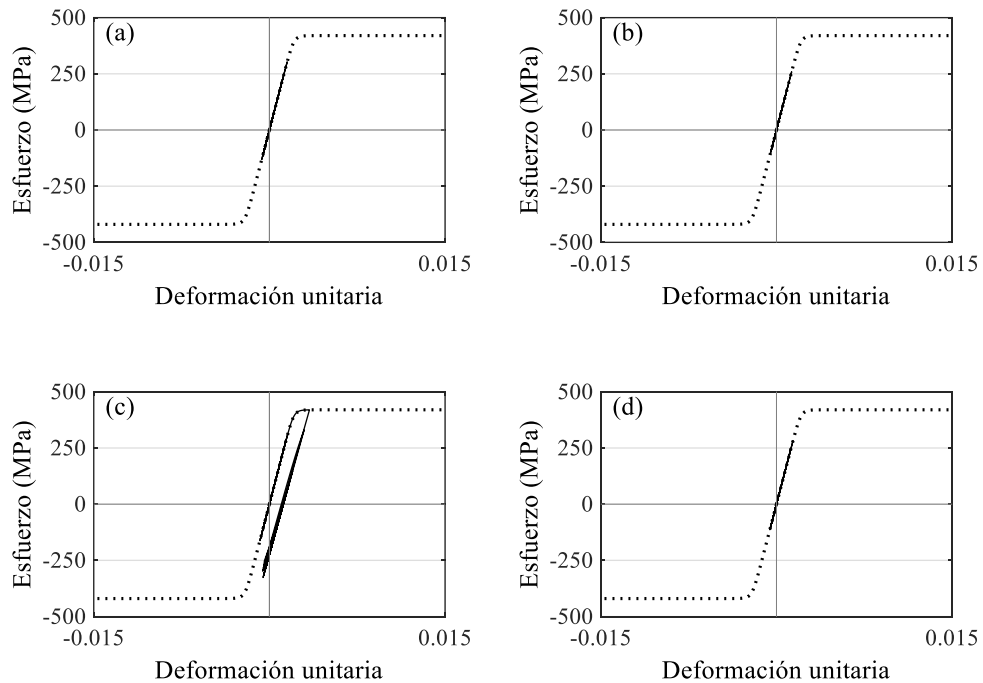
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



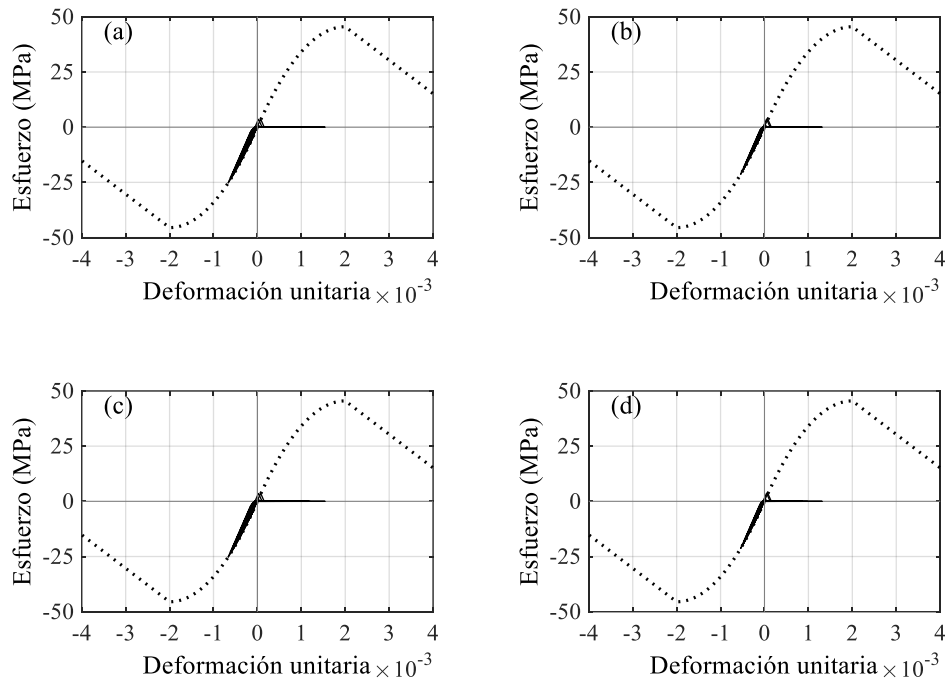
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



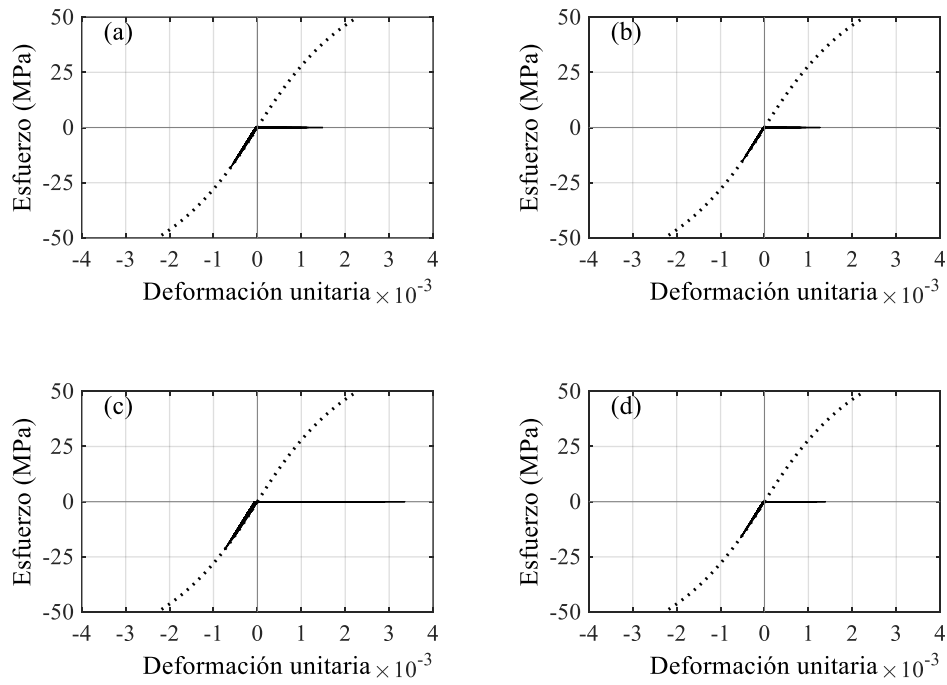
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #2 del Caso 1.



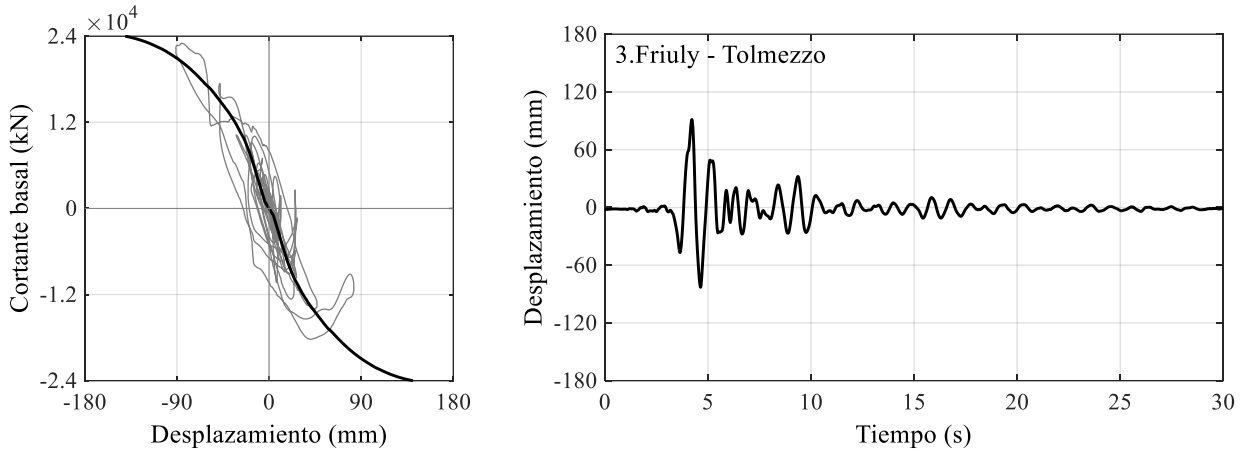
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



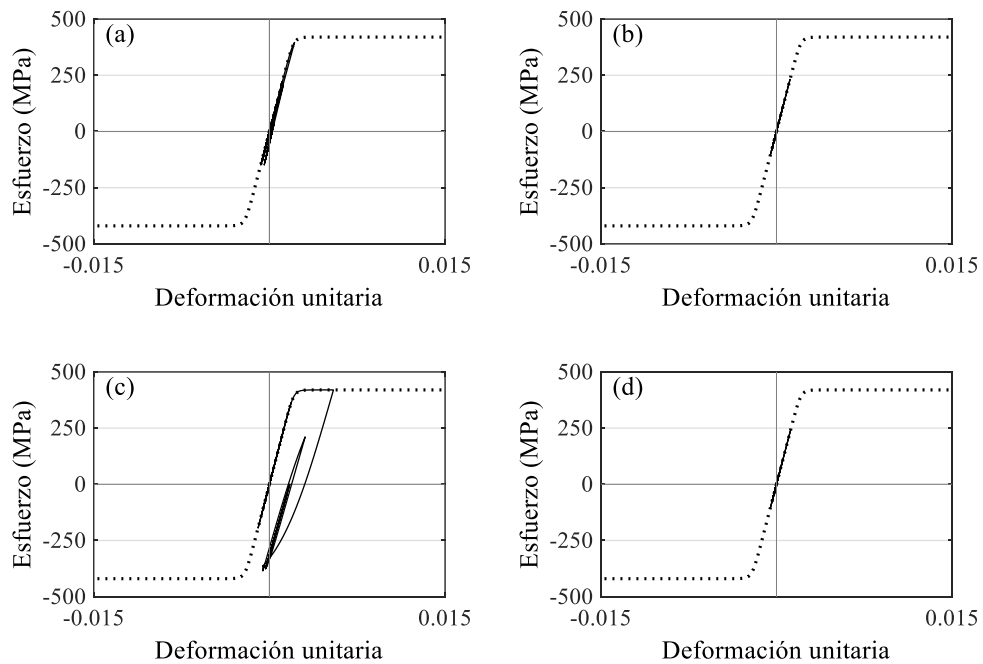
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



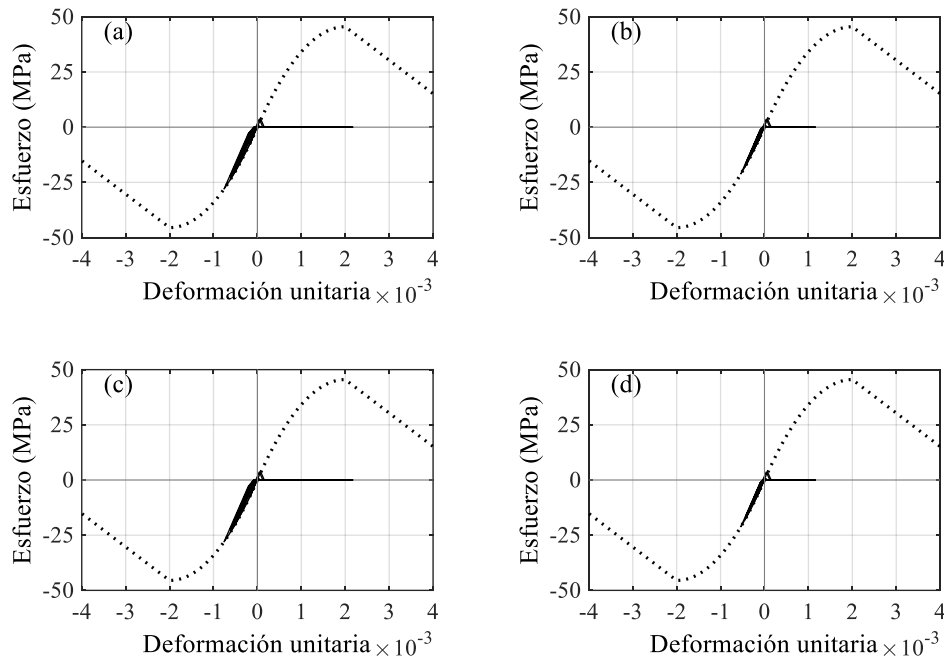
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



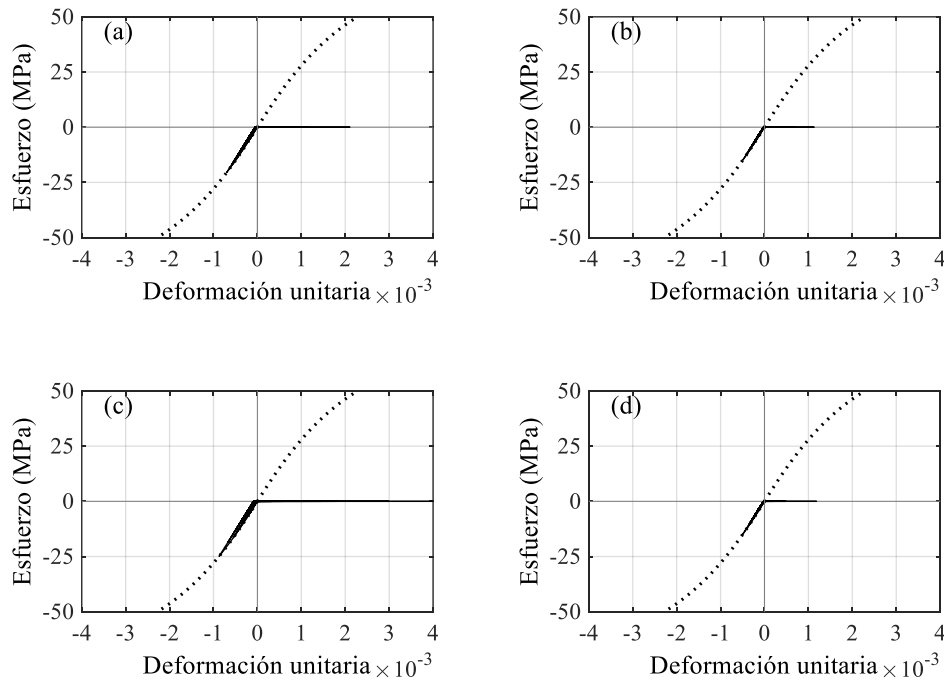
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #3 del Caso 1.



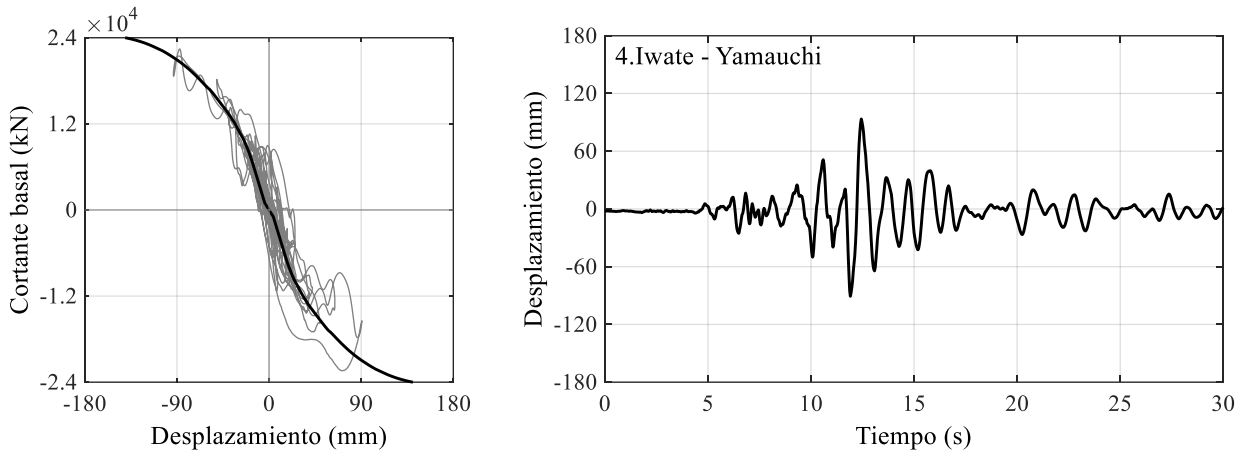
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



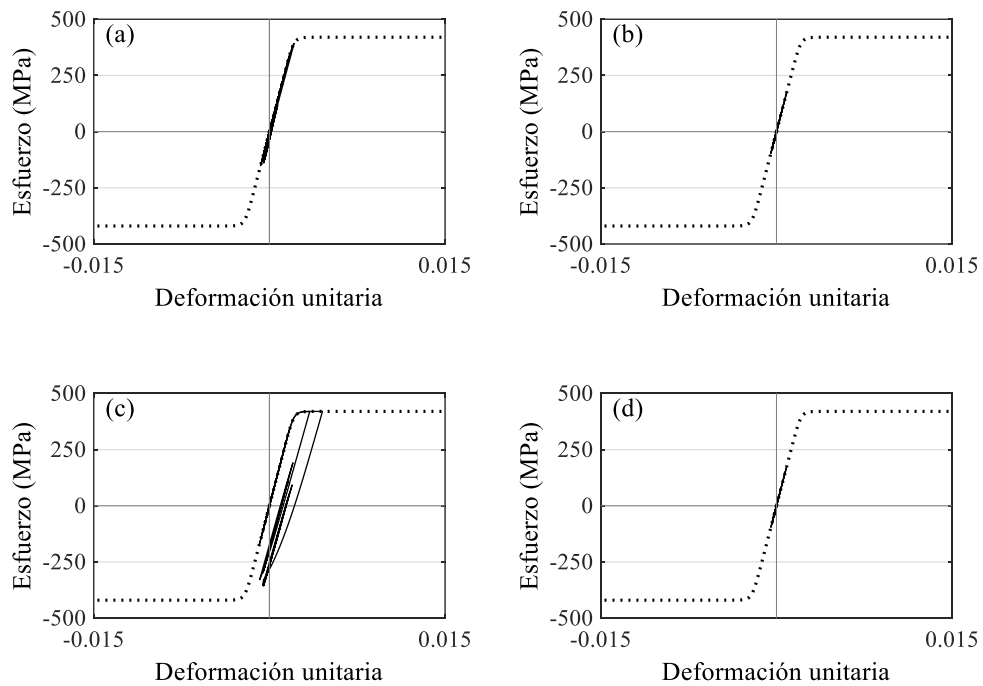
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



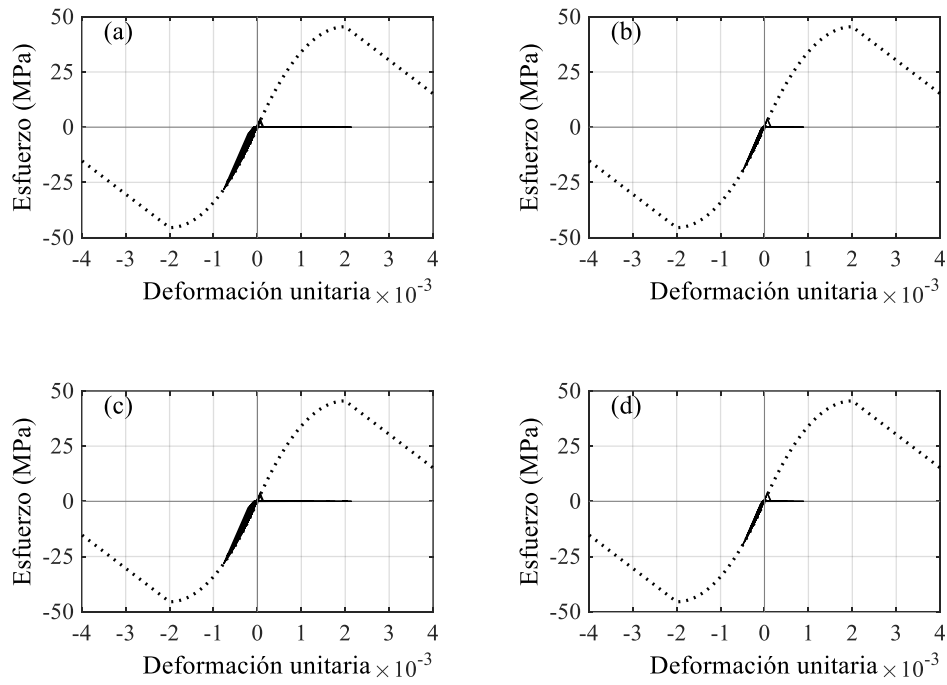
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



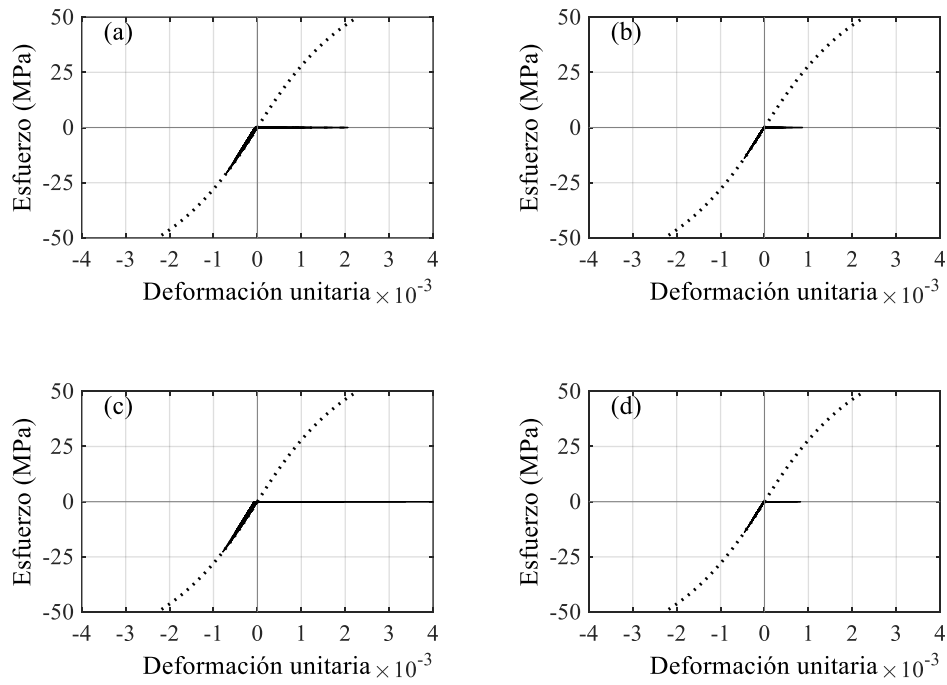
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #4 del Caso 1.



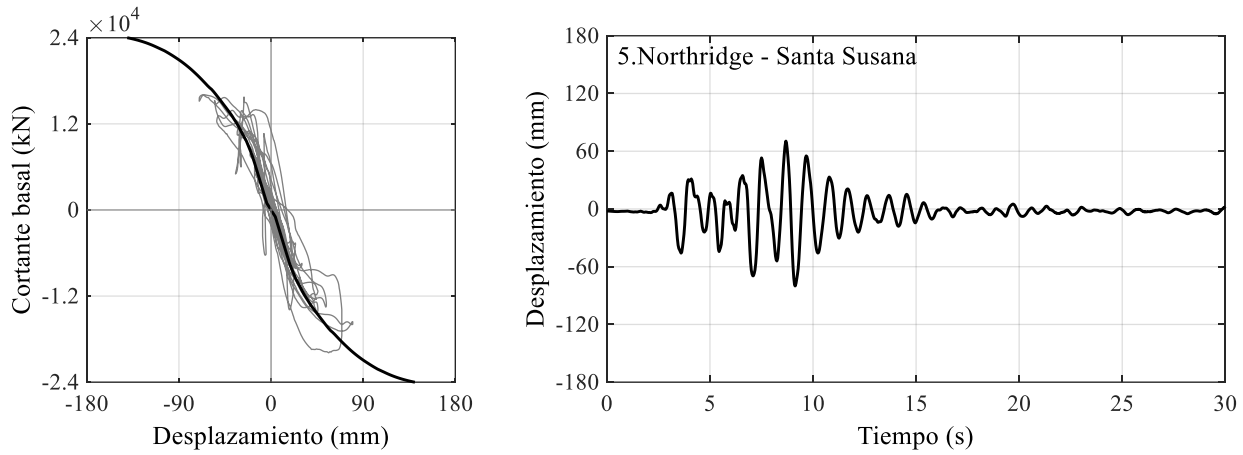
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



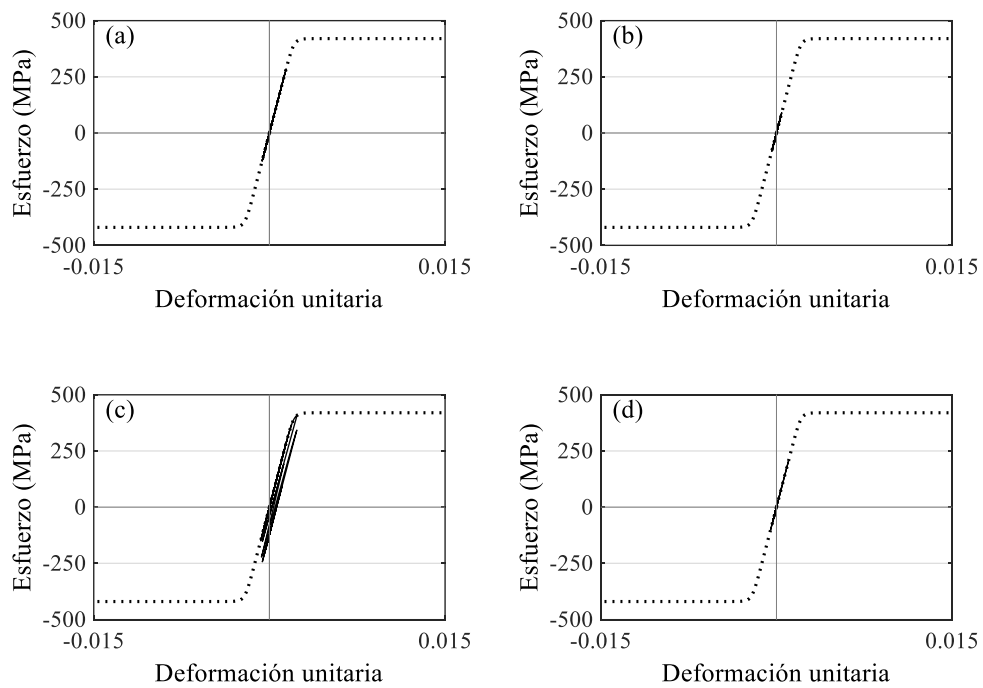
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



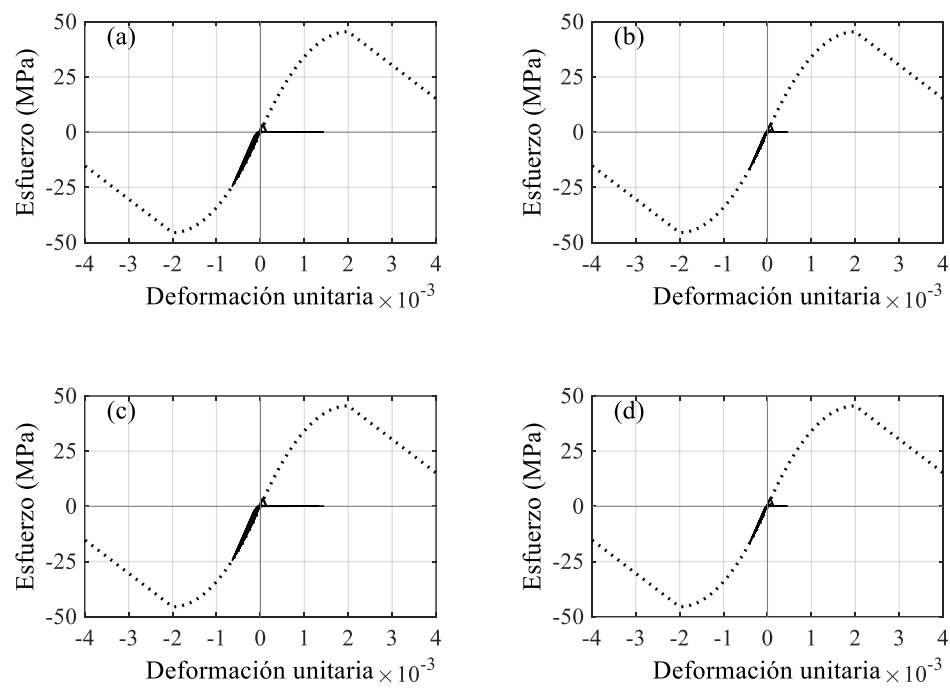
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



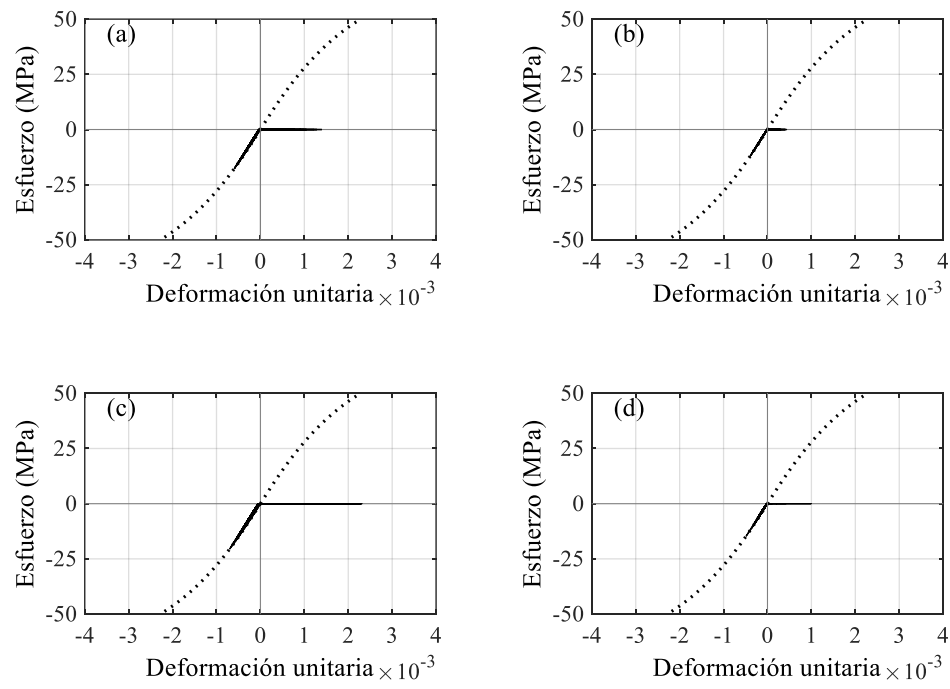
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #5 del Caso 1.



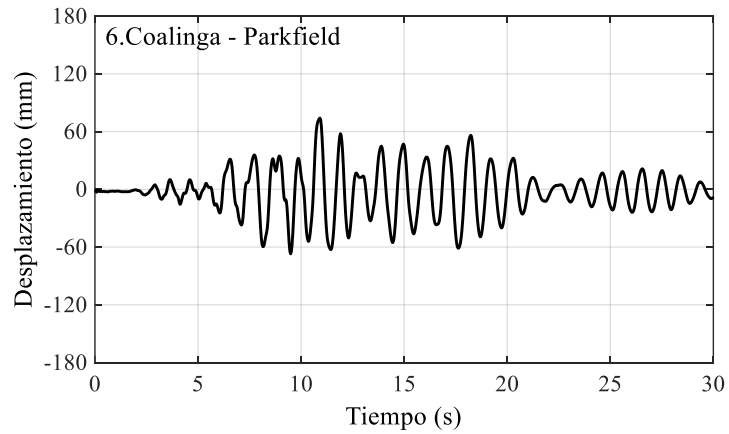
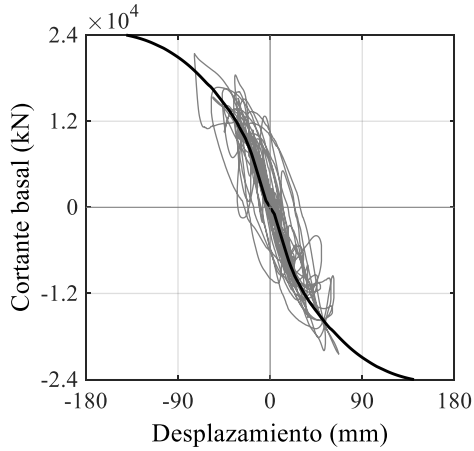
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



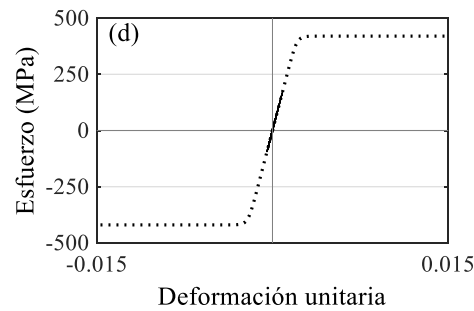
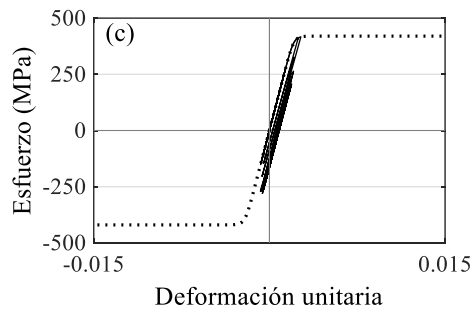
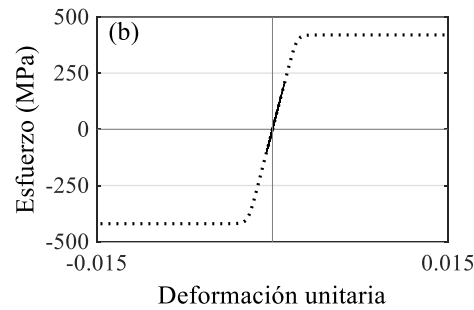
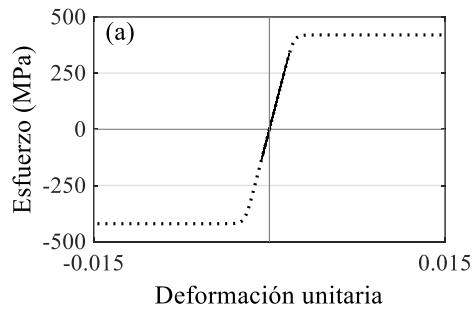
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



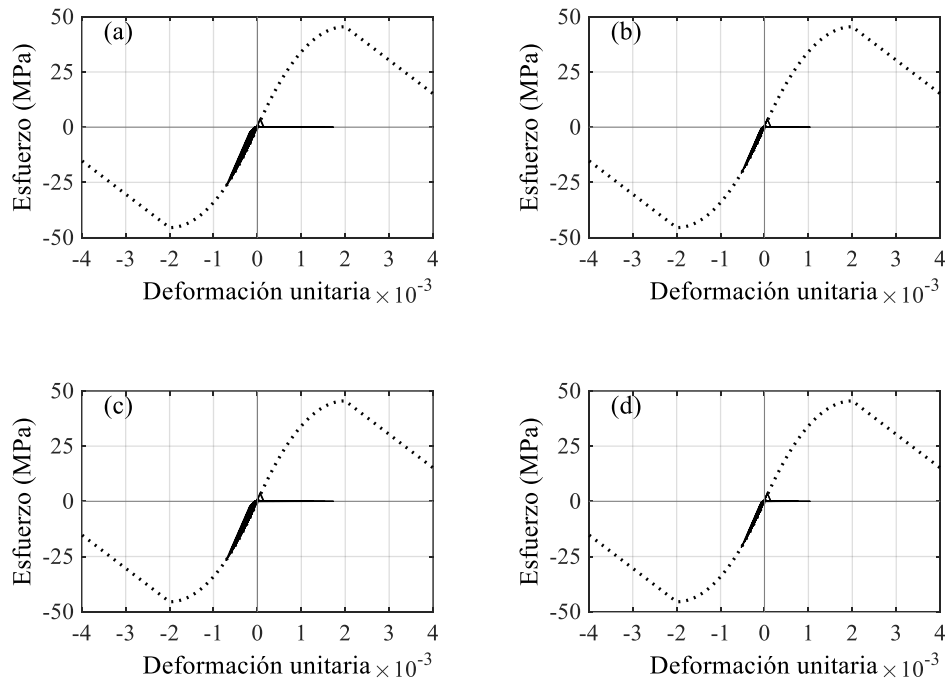
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



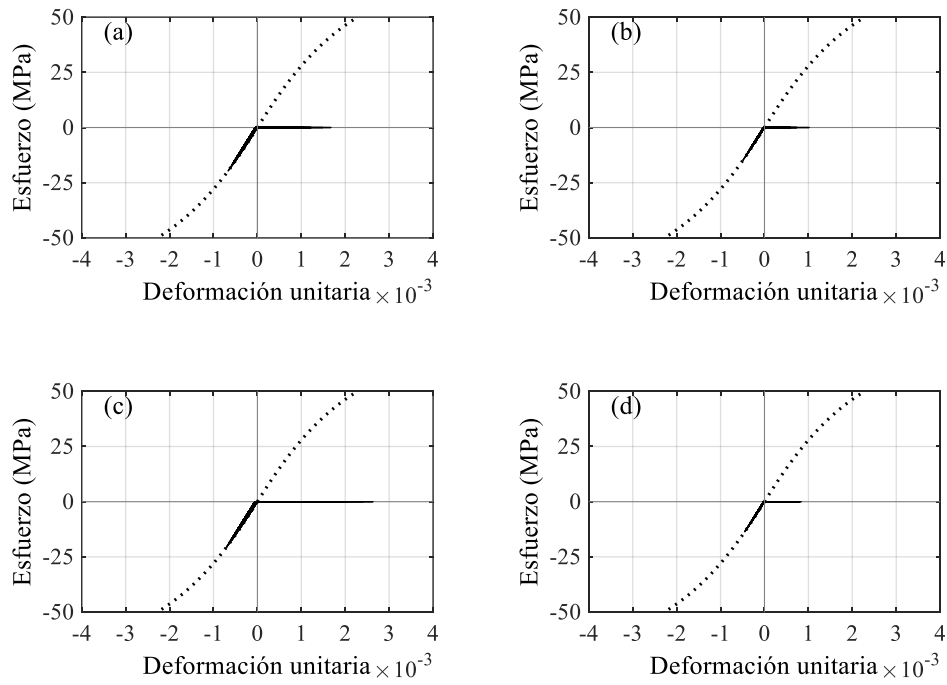
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #6 del Caso 1.



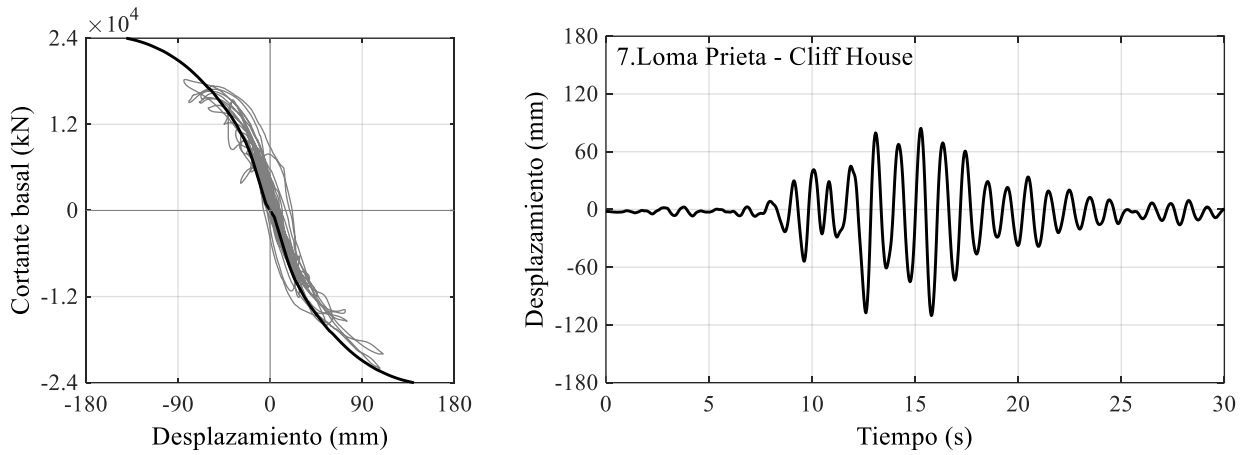
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



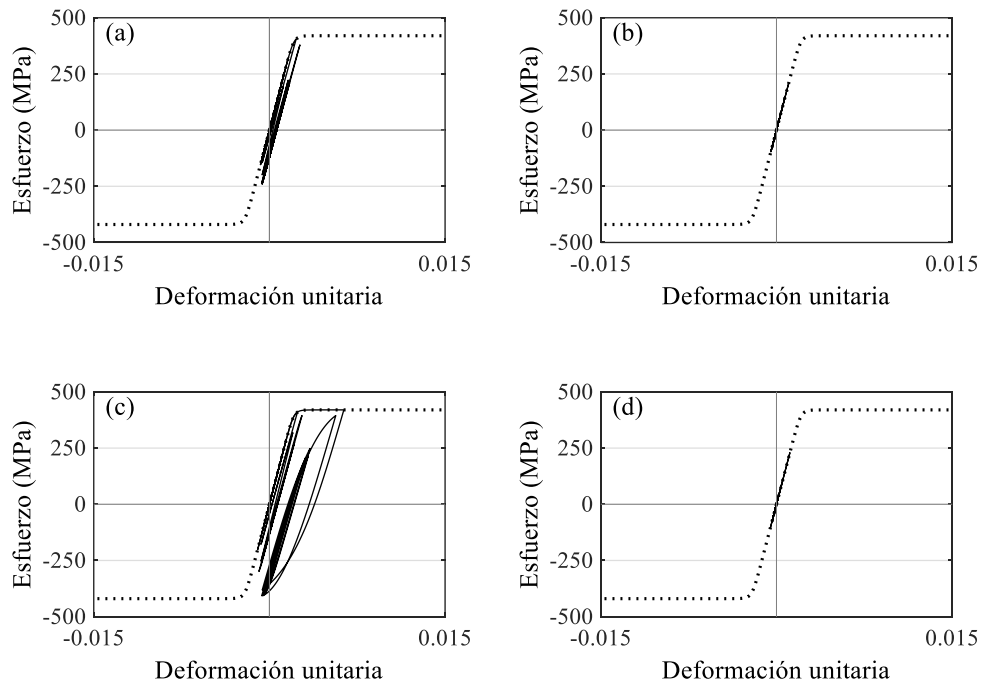
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



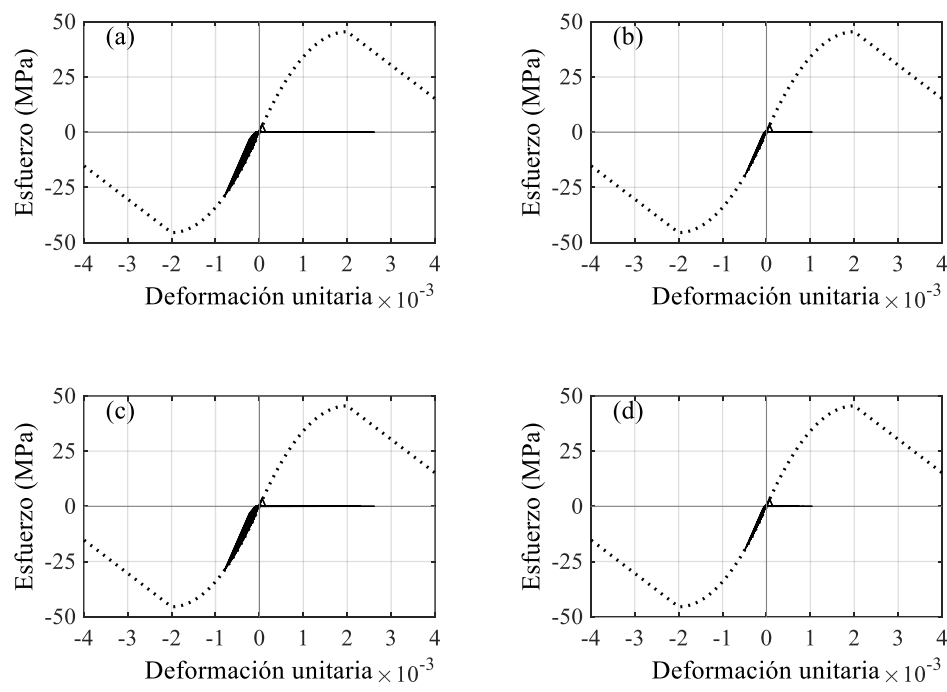
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



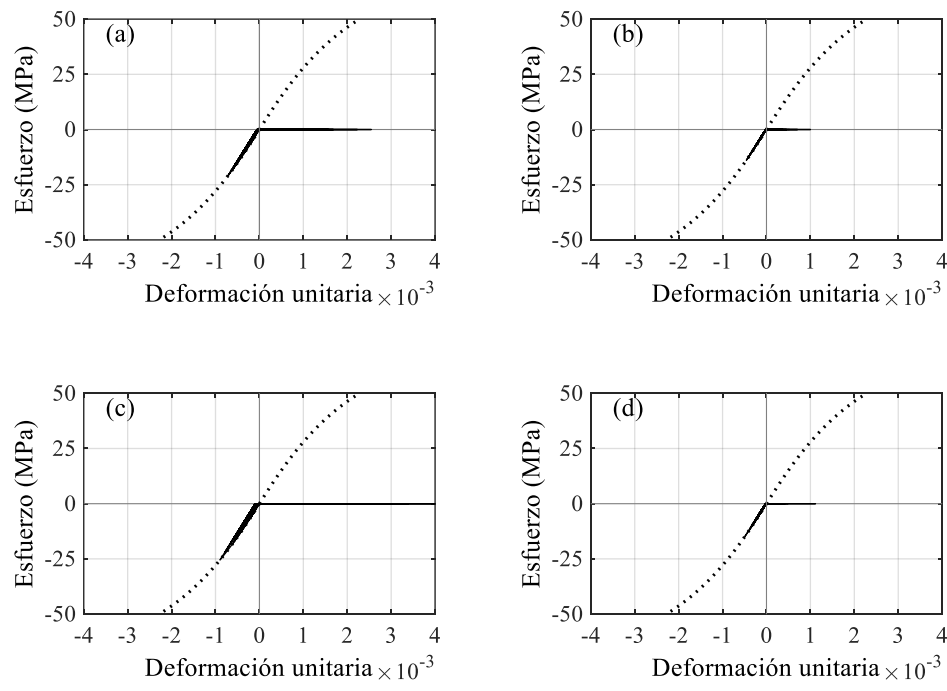
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #7 del Caso 1.



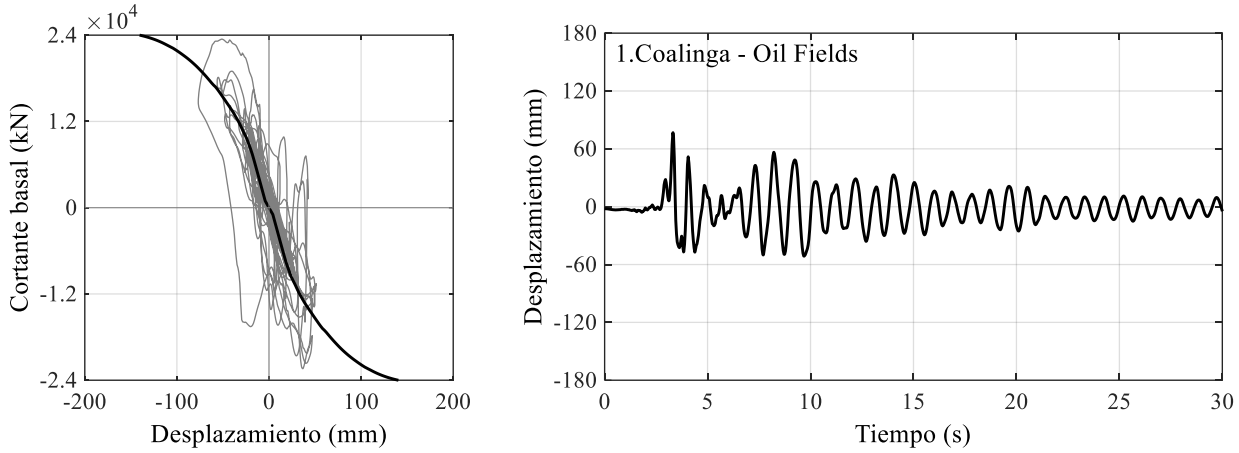
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



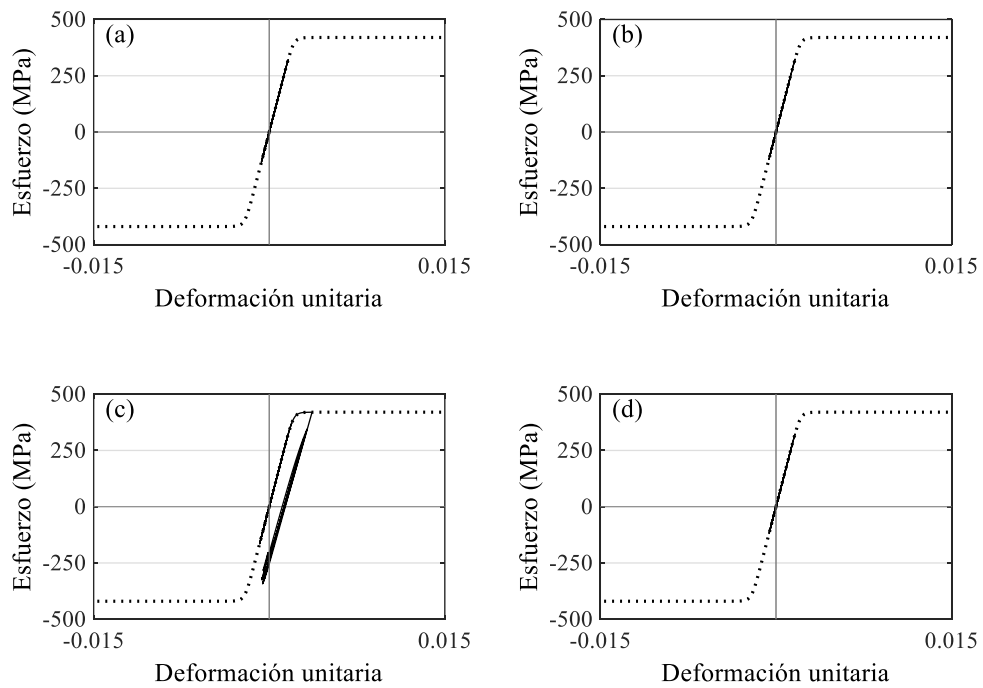
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



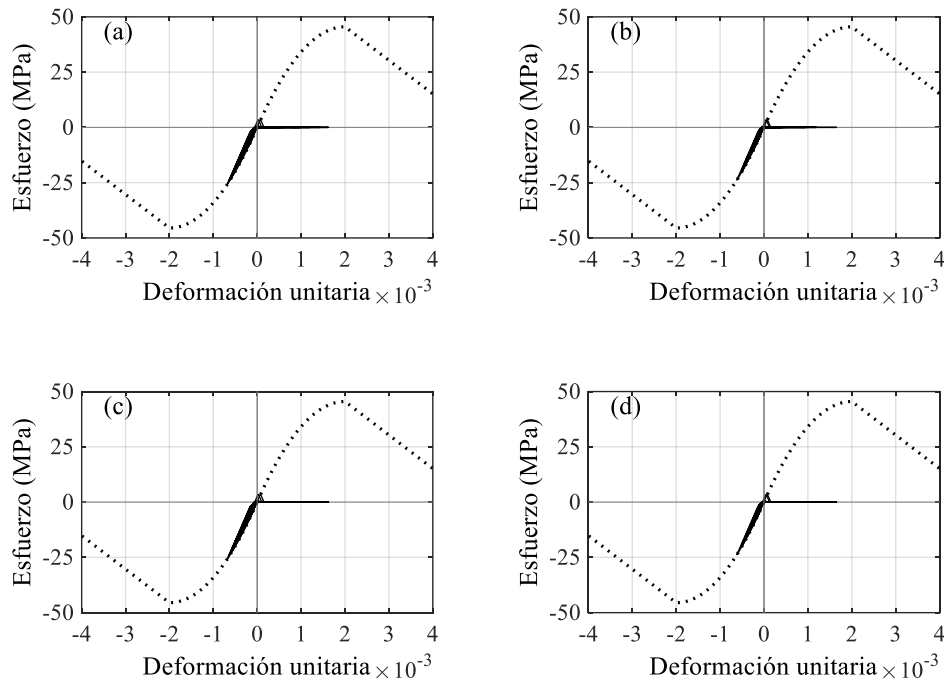
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



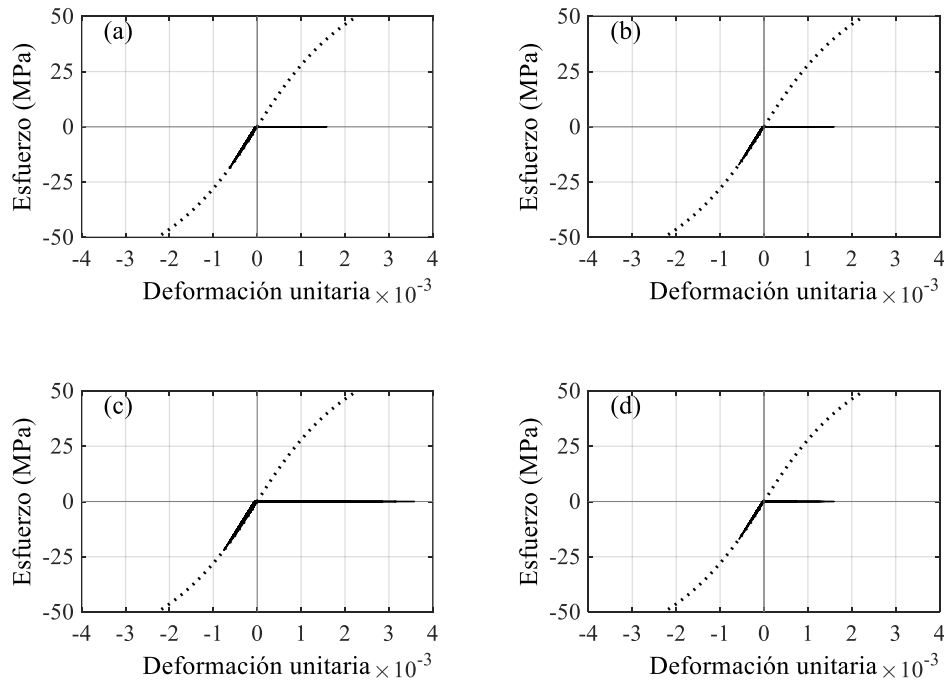
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #1 del Caso 2.



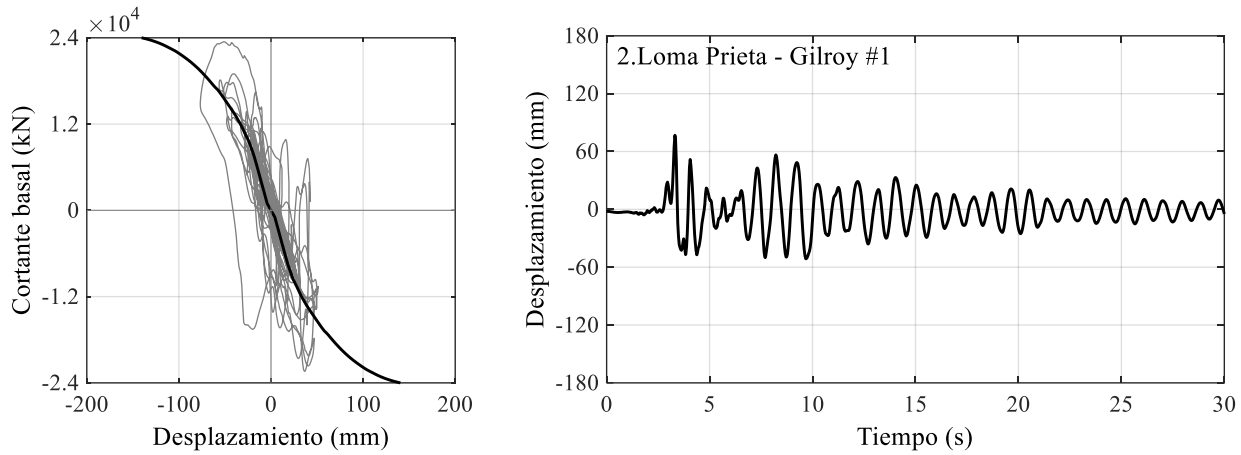
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



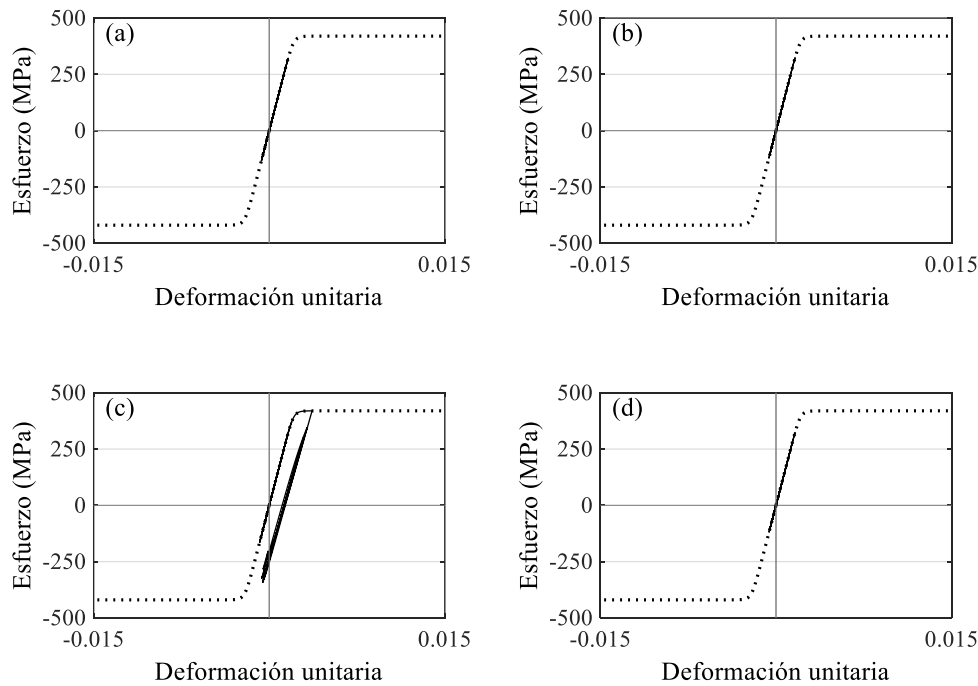
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



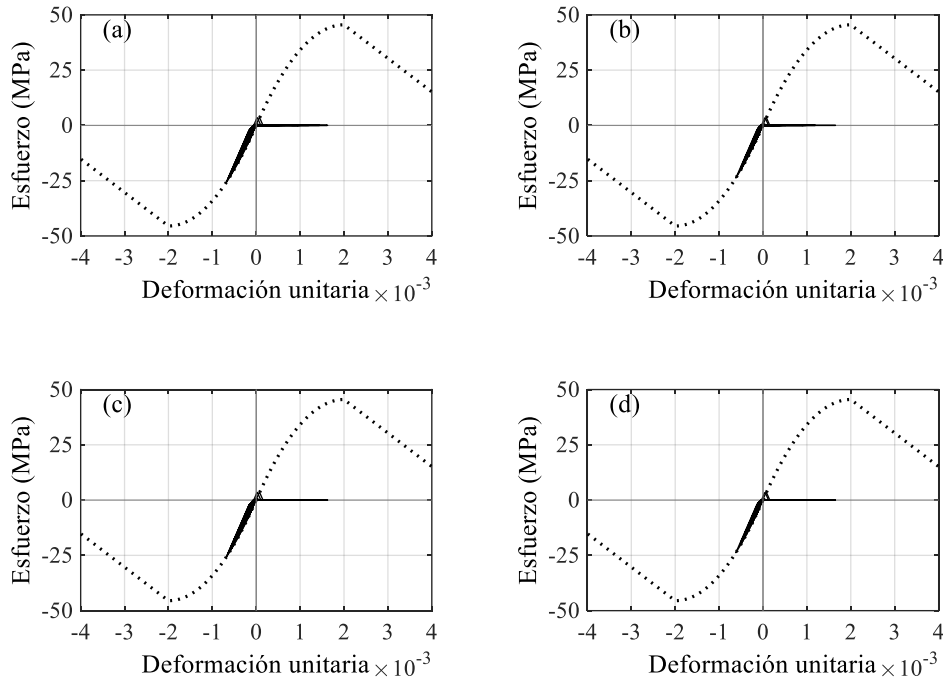
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



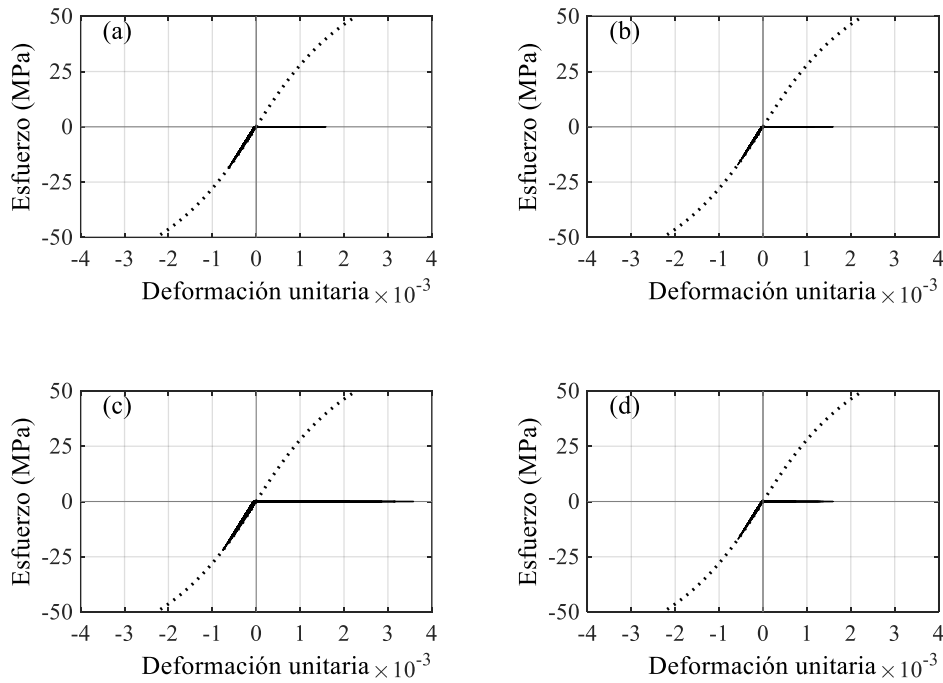
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #2 del Caso 2.



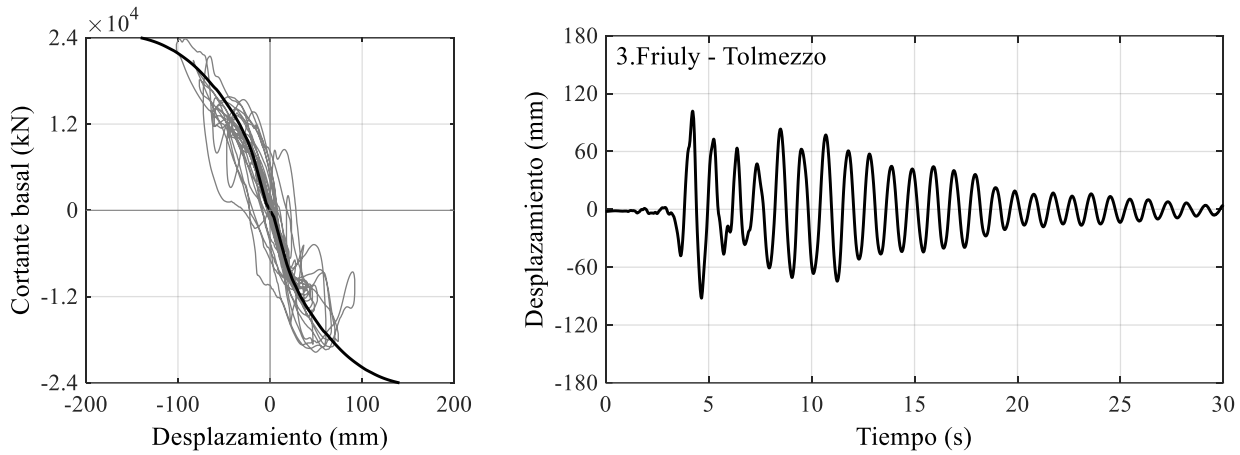
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



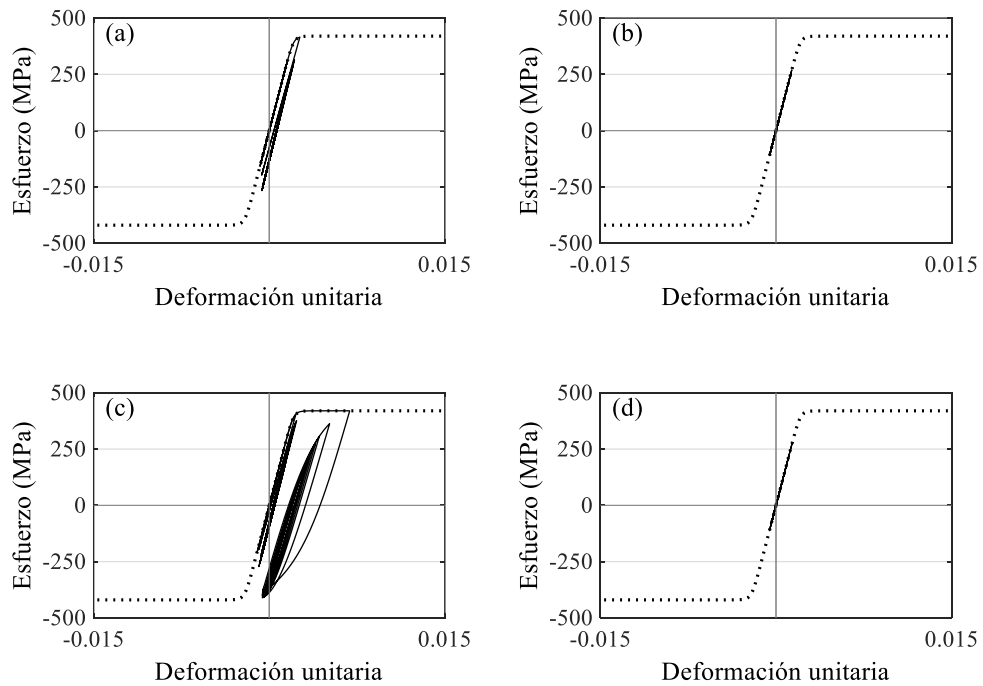
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



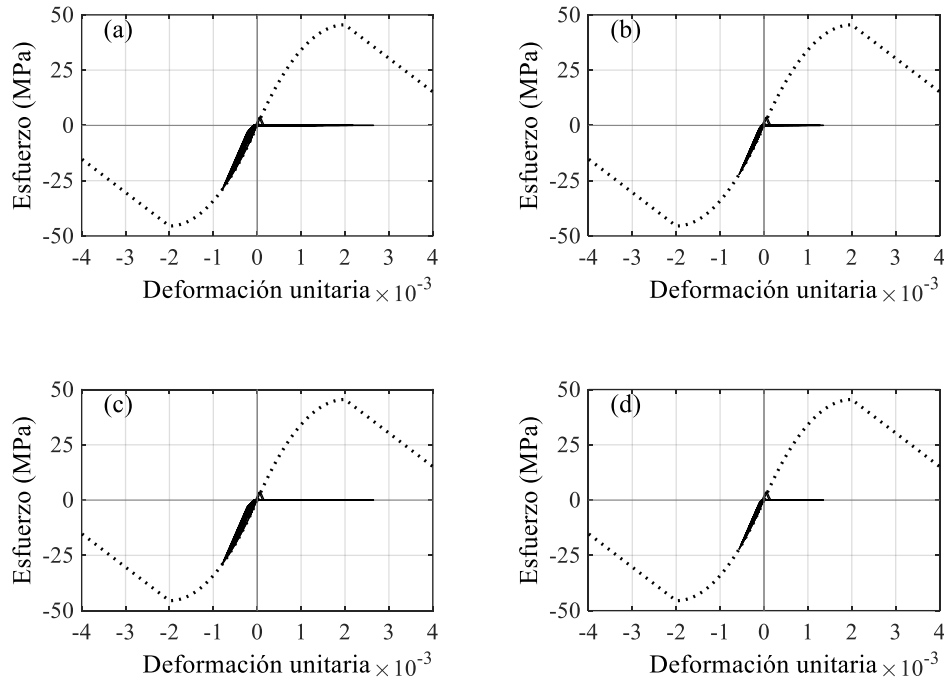
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



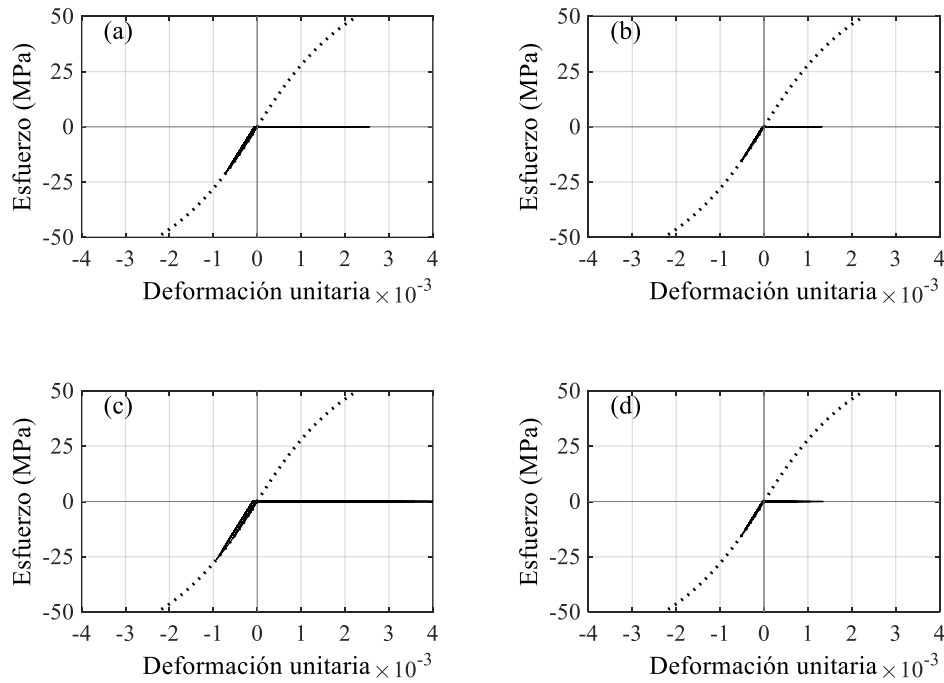
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #3 del Caso 2.



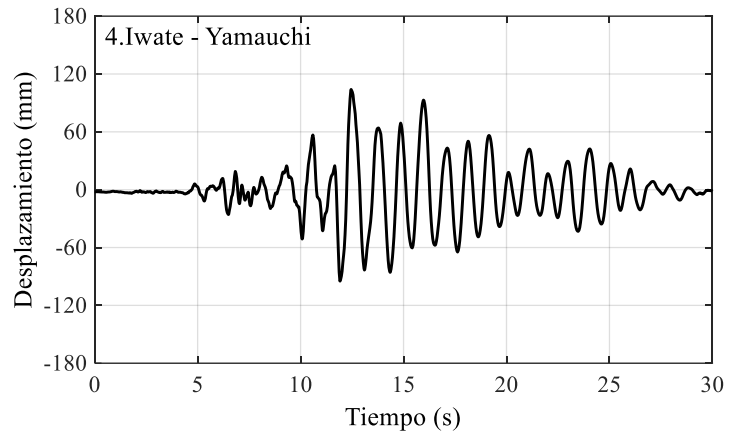
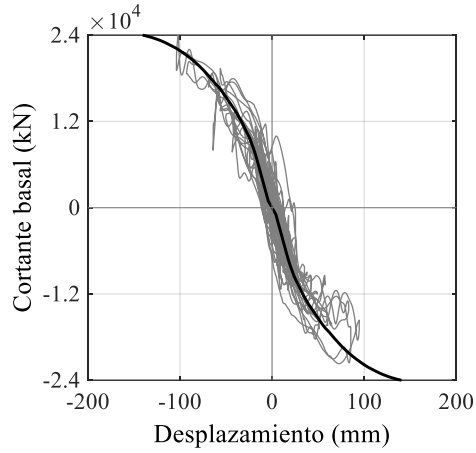
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



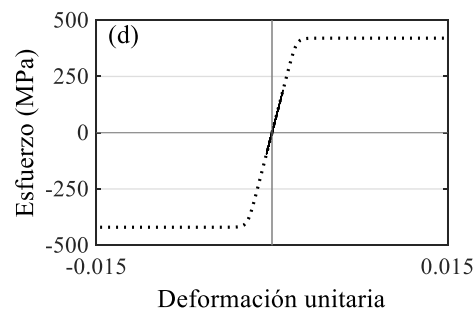
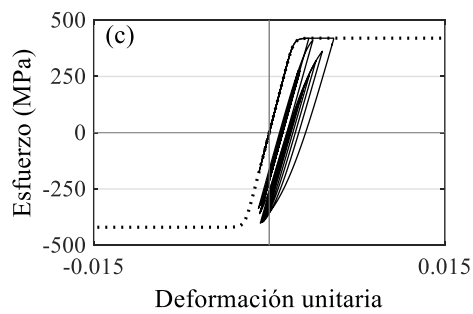
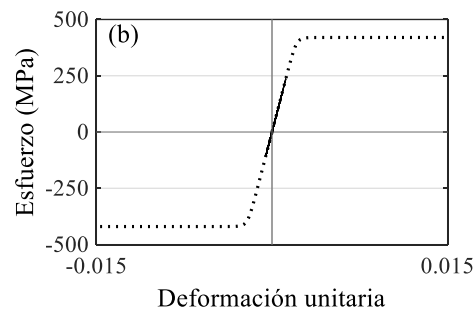
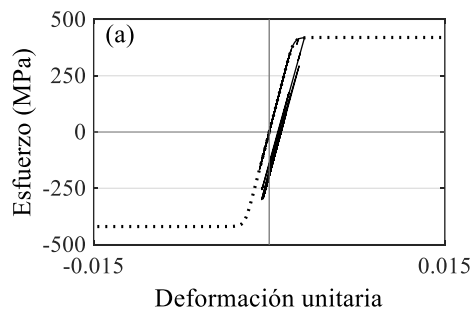
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



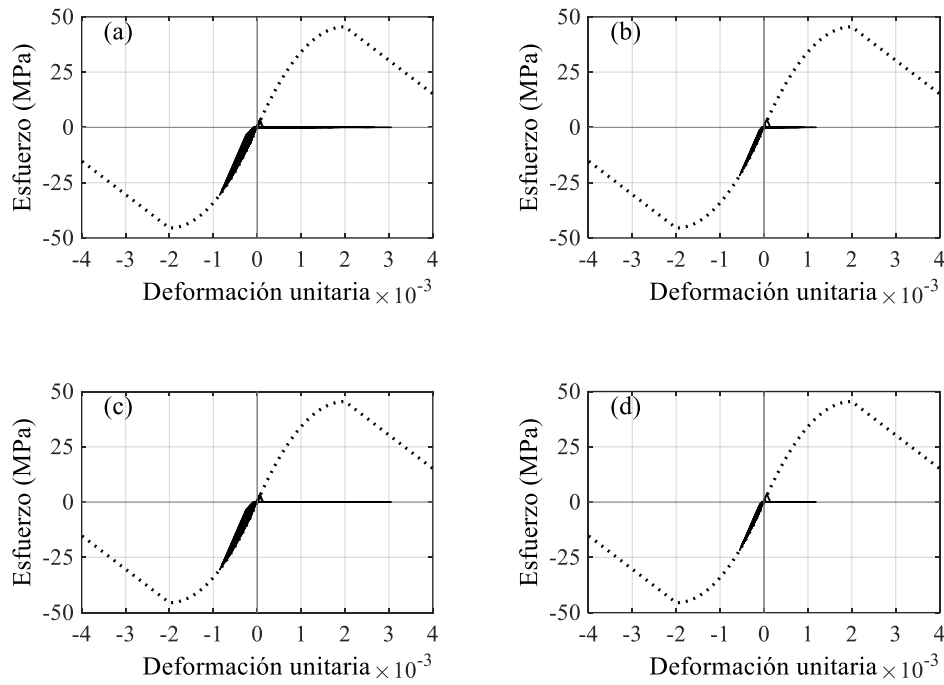
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



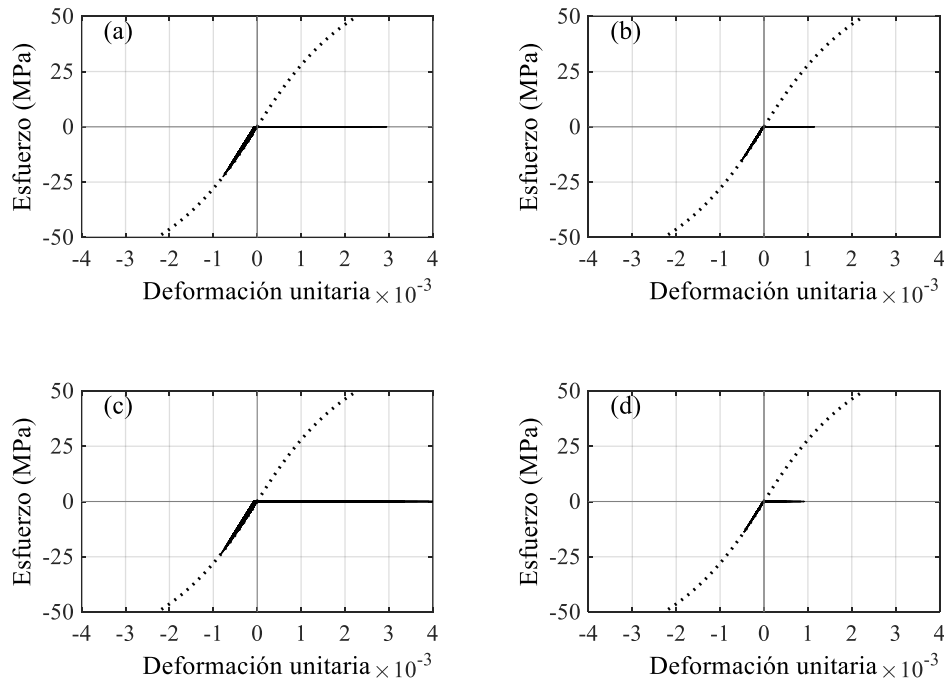
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #4 del Caso 2.



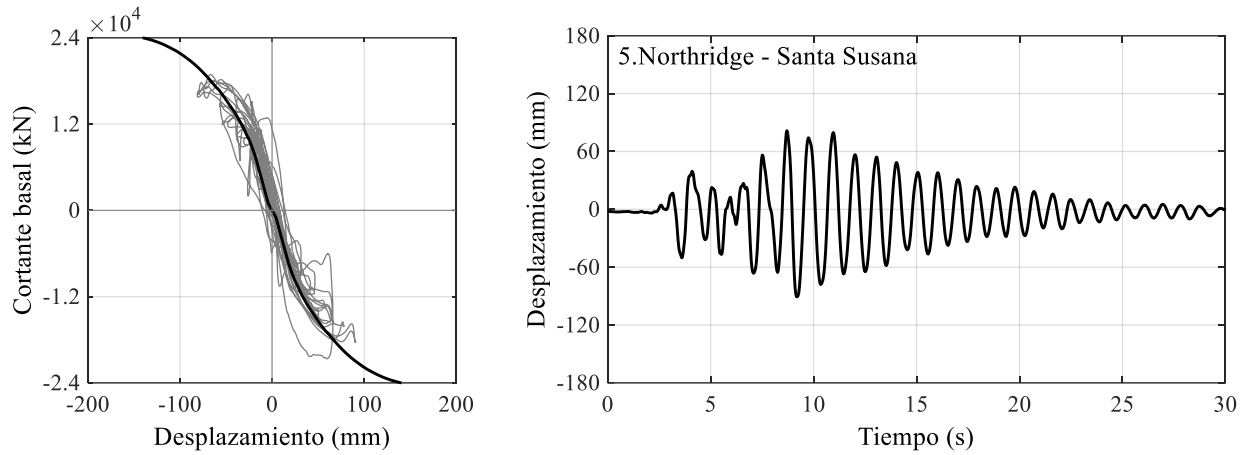
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



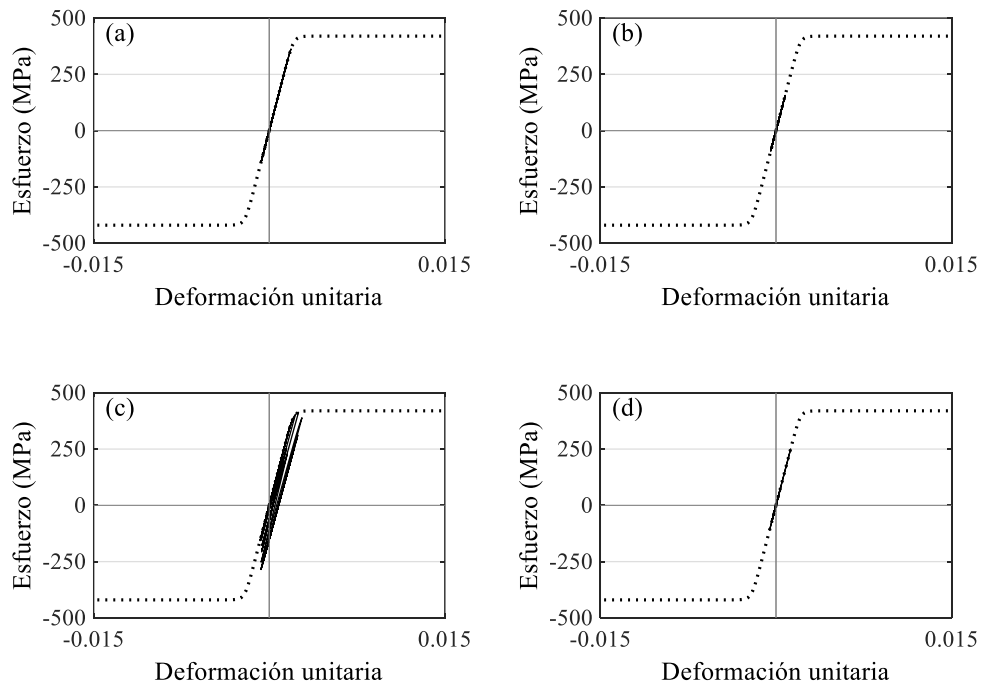
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



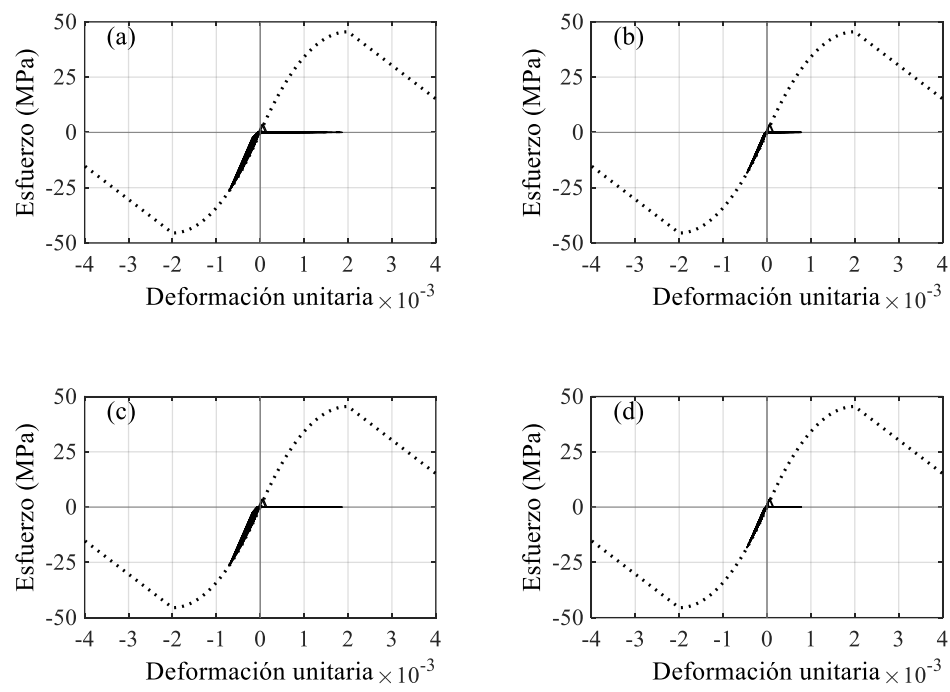
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



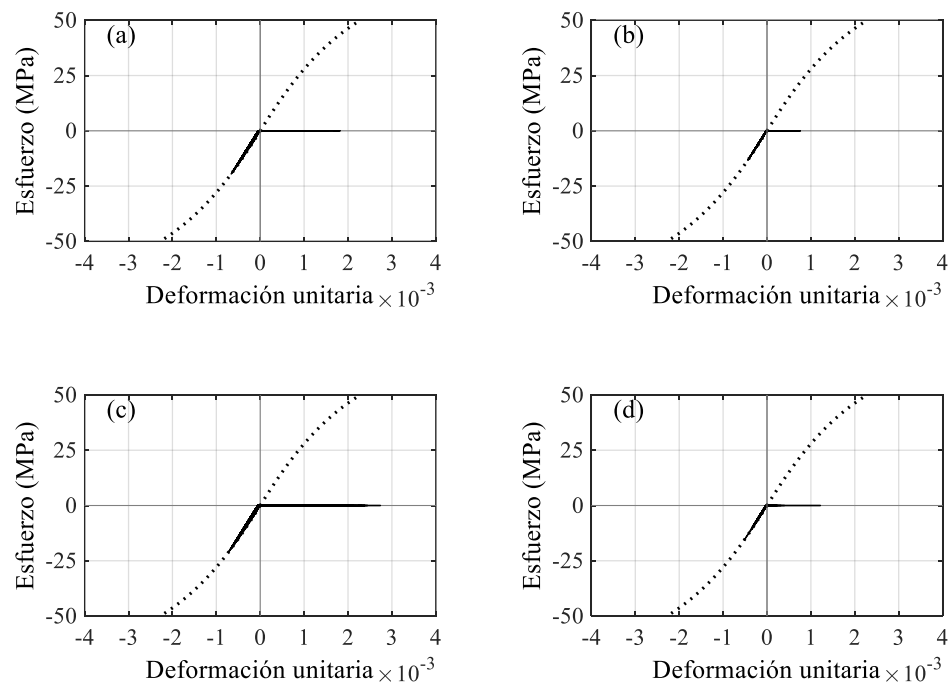
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #5 del Caso 2.



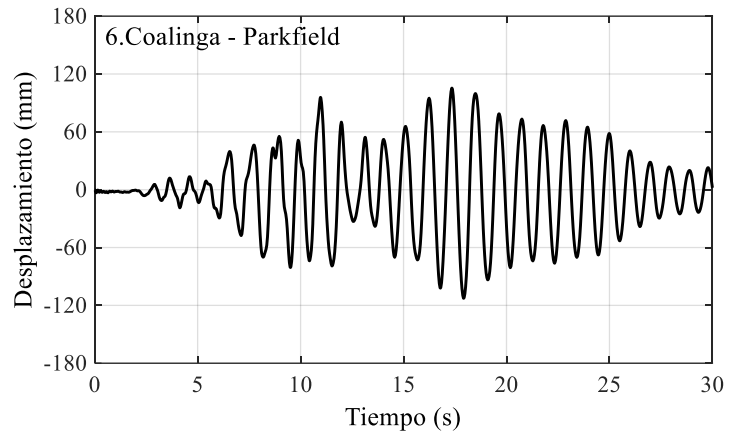
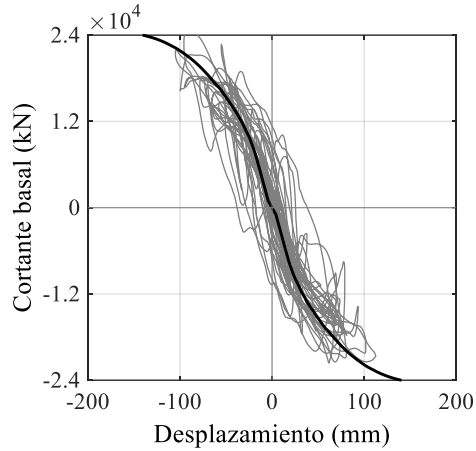
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



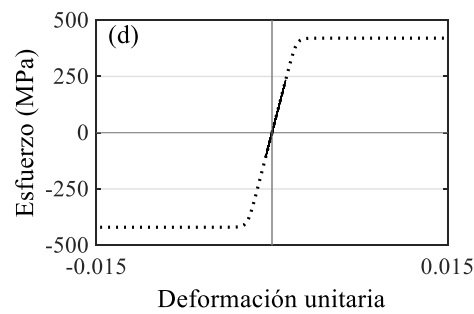
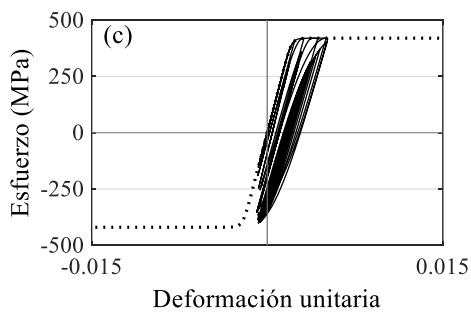
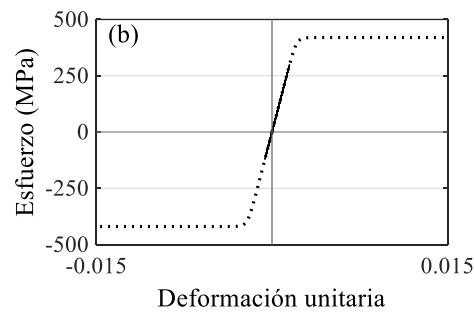
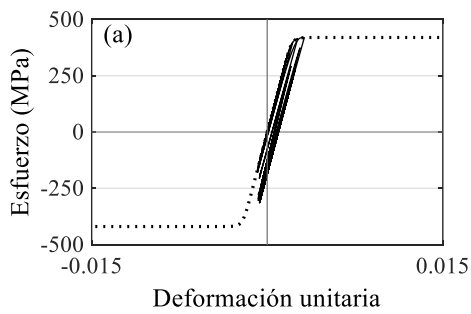
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



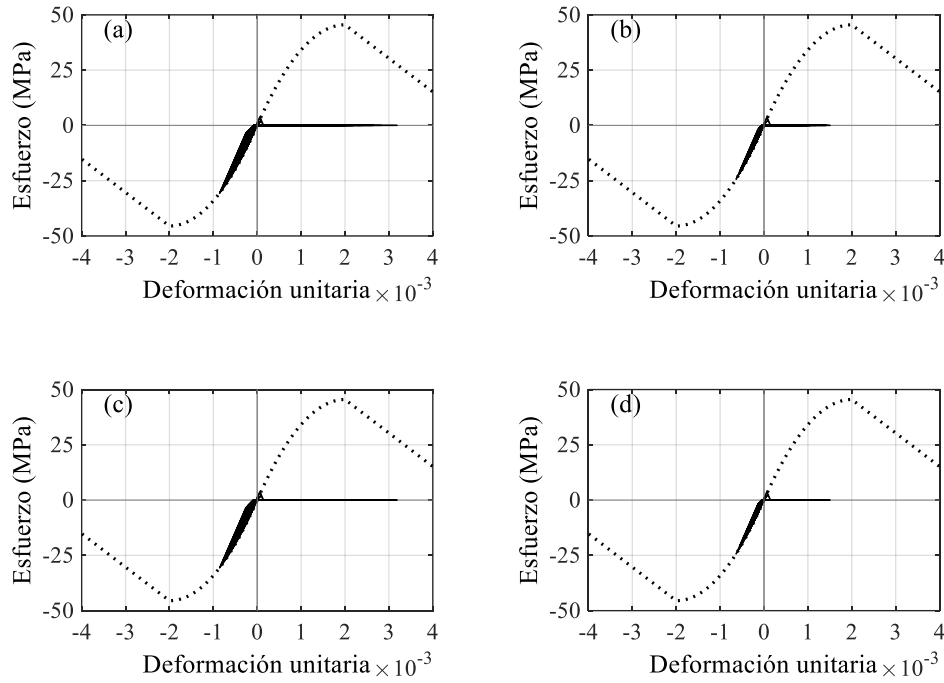
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



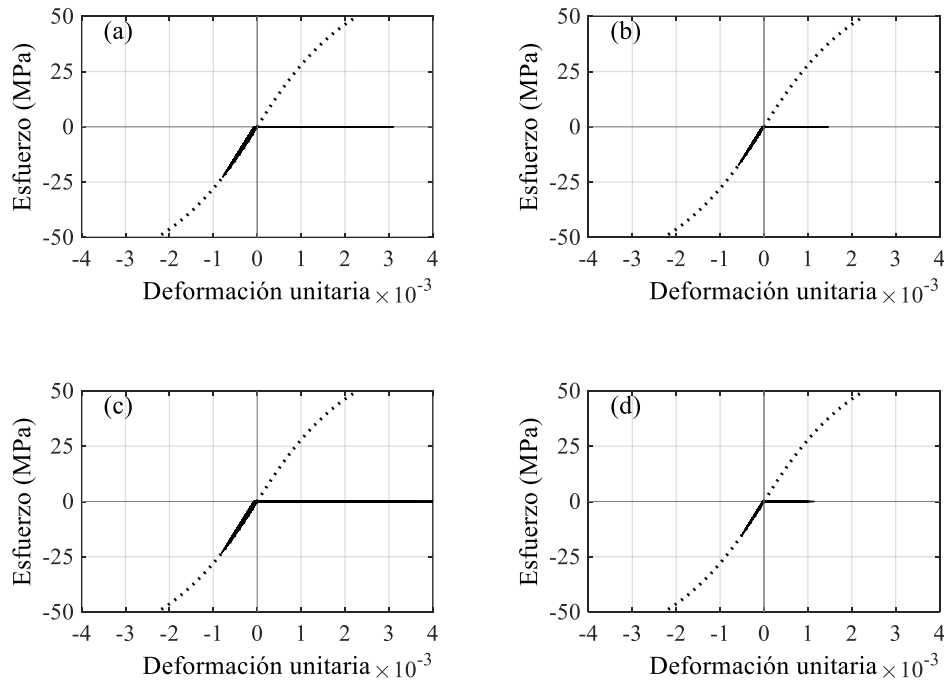
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #6 del Caso 2.



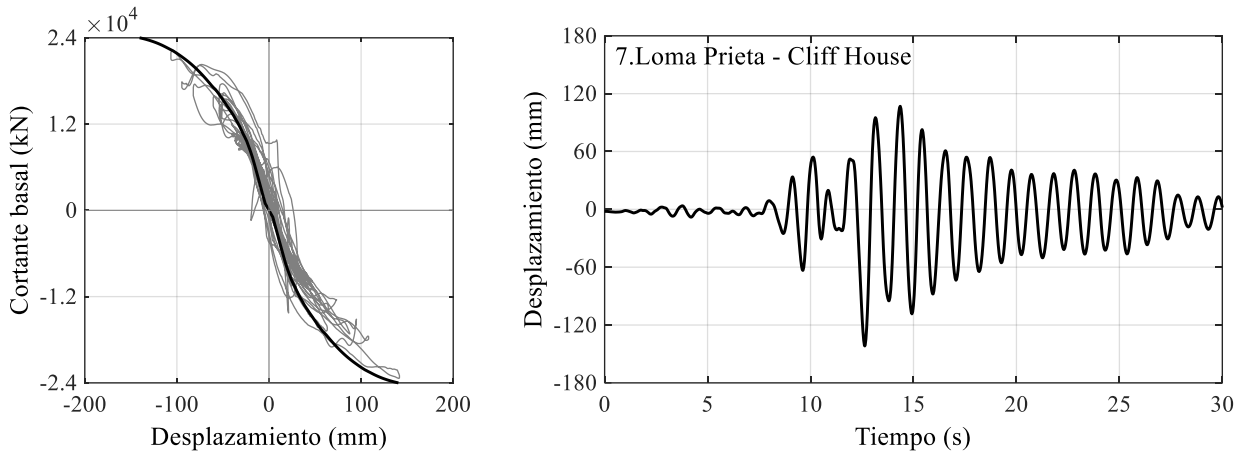
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



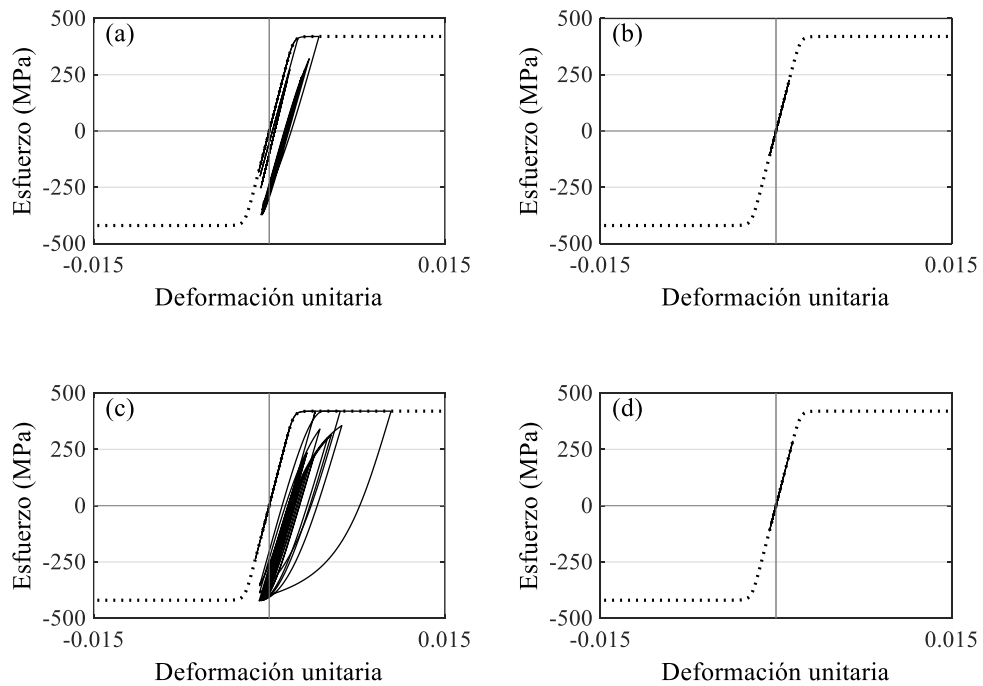
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



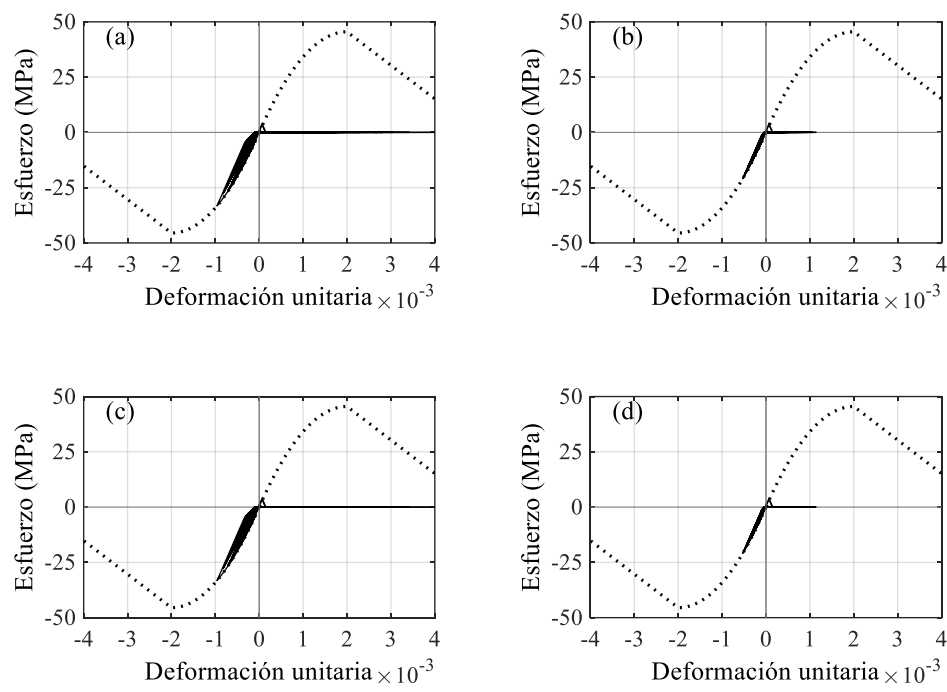
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



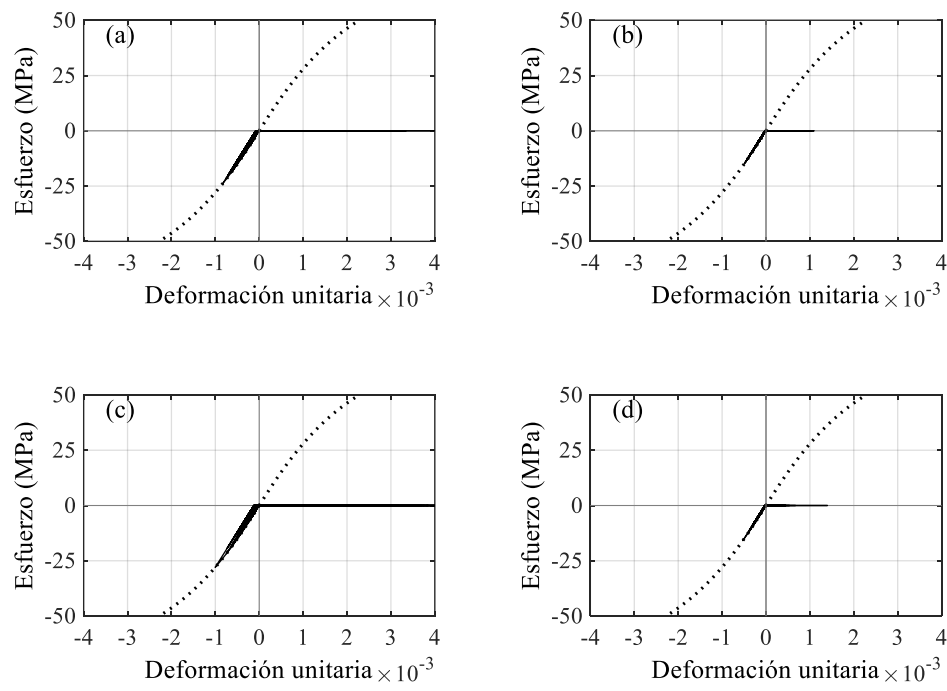
Historia de desplazamientos del puente *M2* durante el sismo #7 del Caso 2.



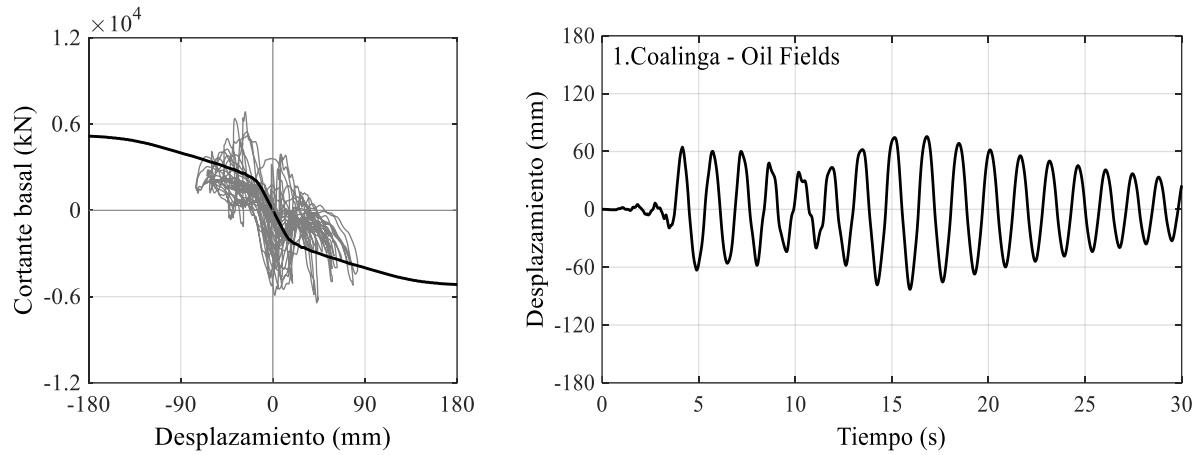
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



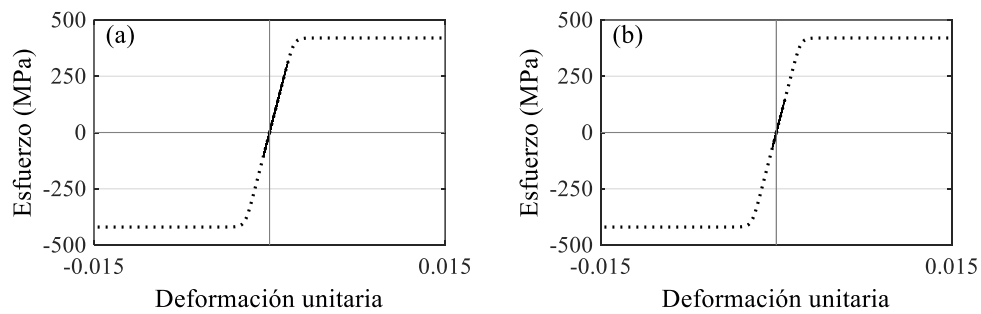
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



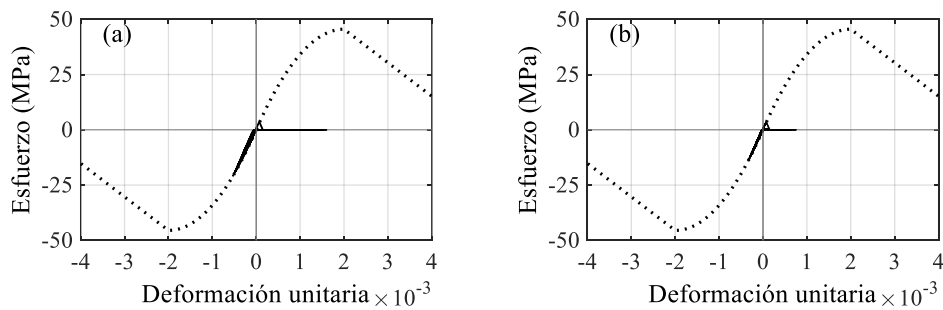
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M2* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



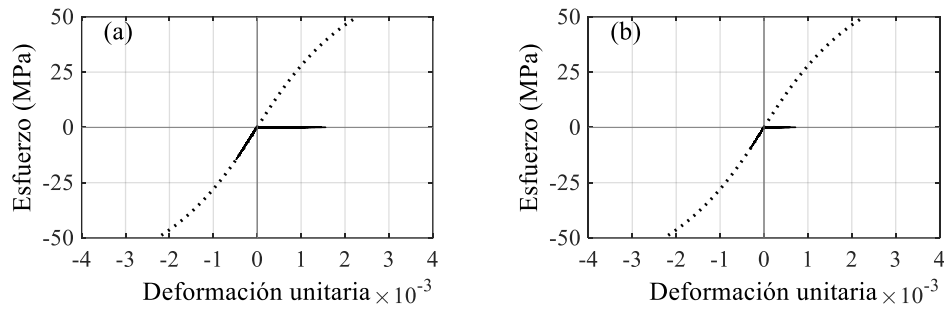
Historia de desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #1 del Caso 2.



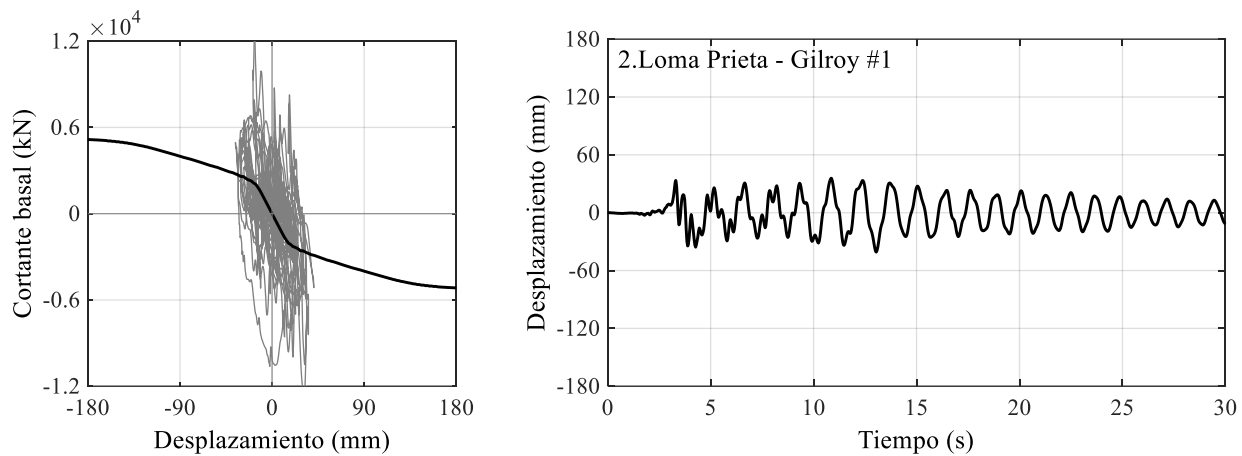
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #1 del Caso 2.



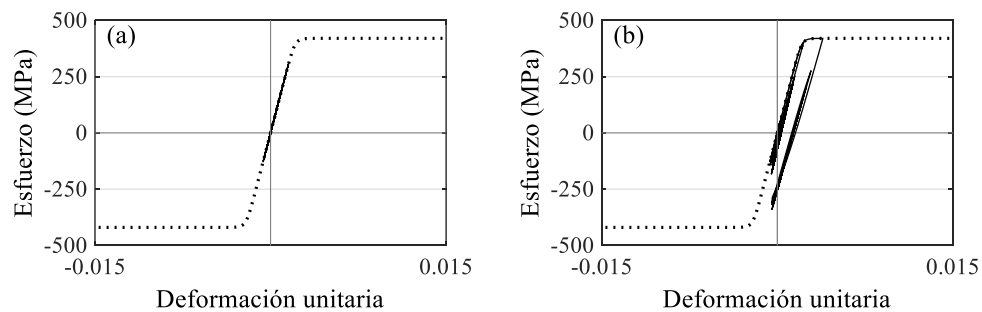
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #1 del Caso 2.



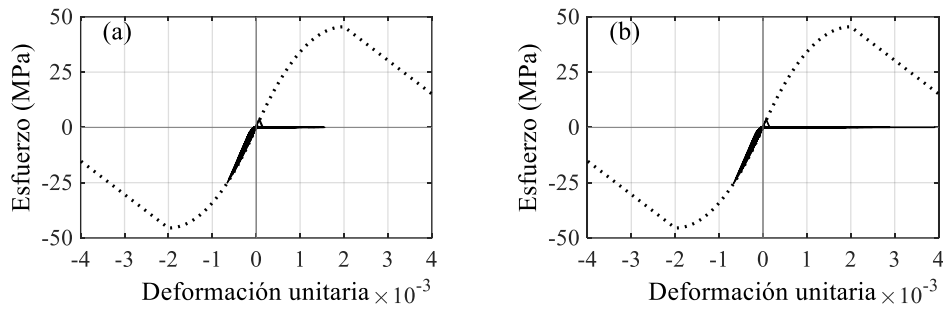
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #1 del Caso 2.



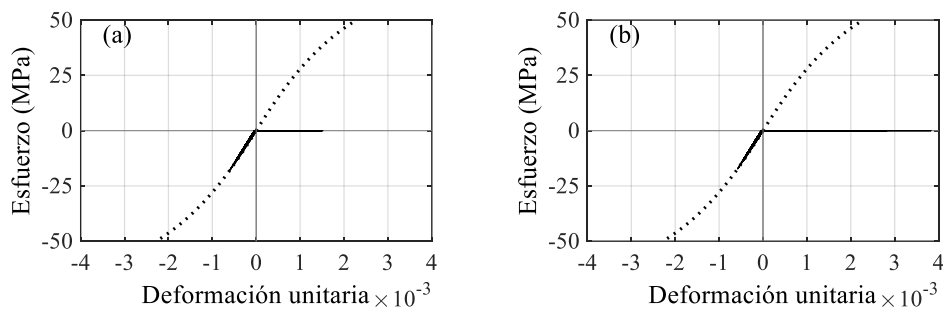
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



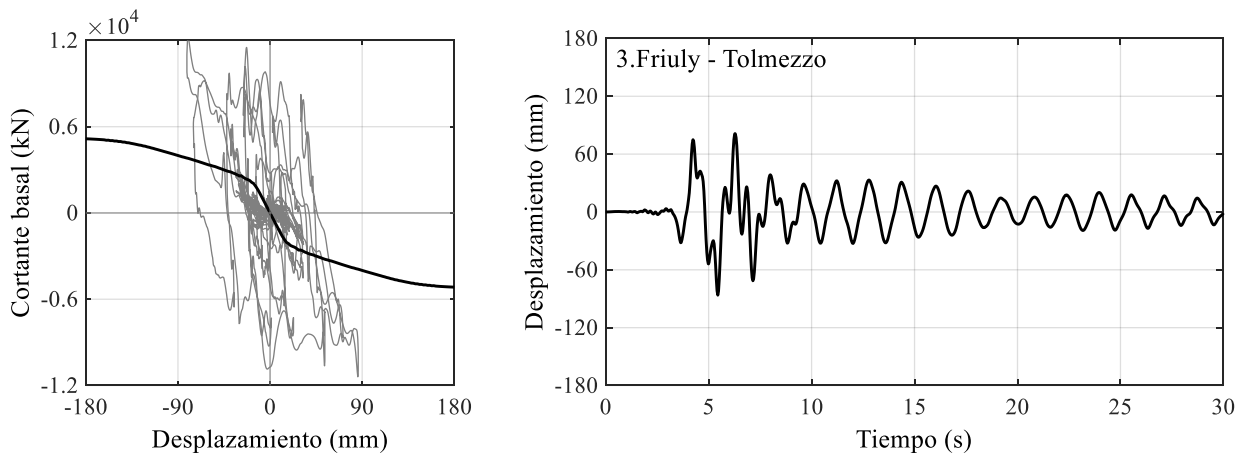
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



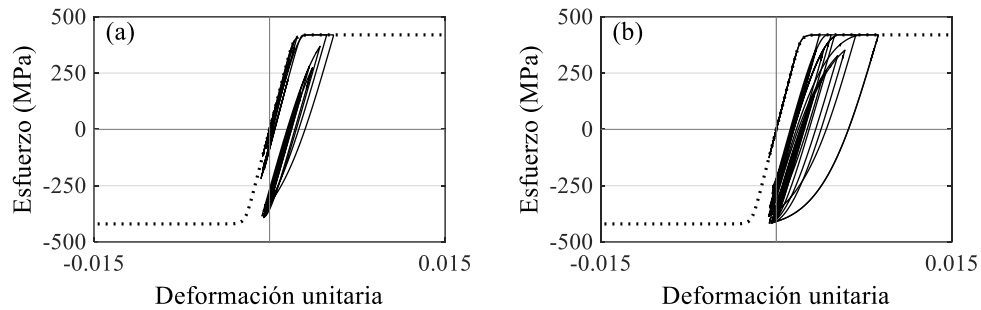
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



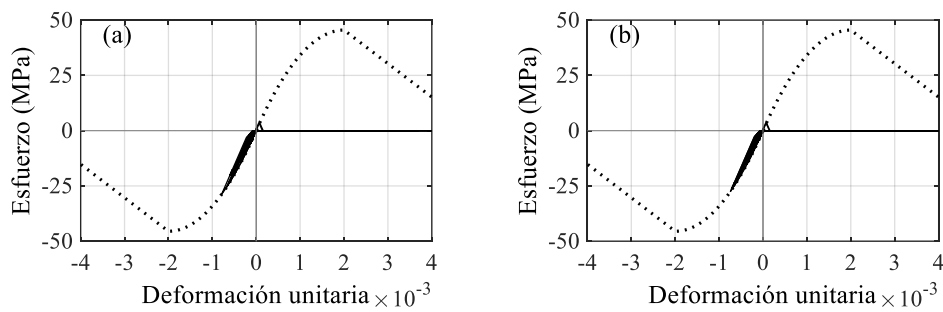
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



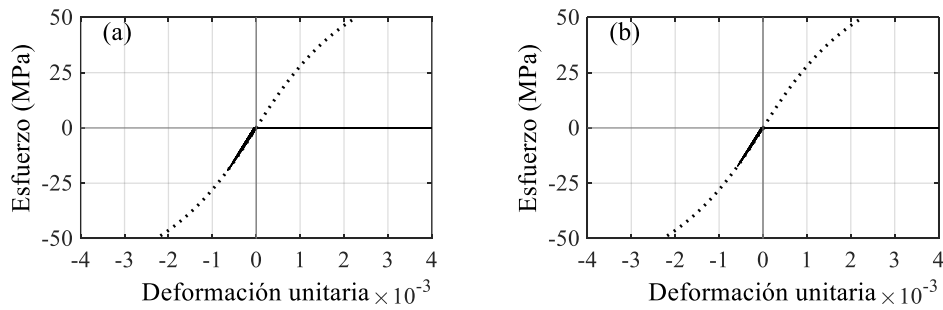
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



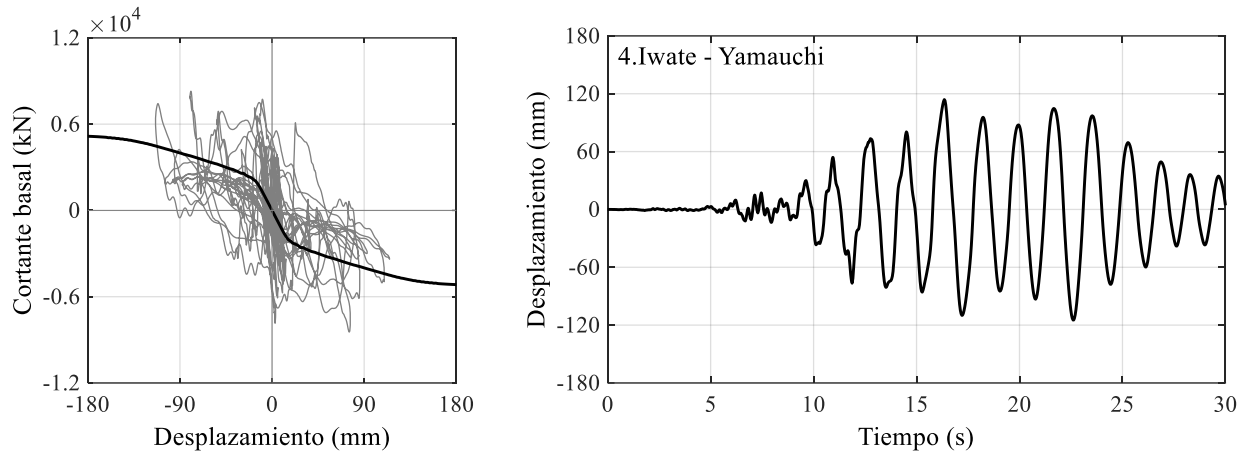
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



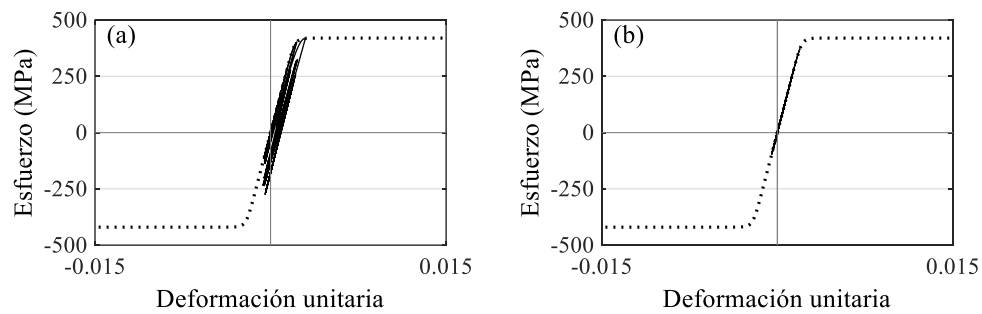
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



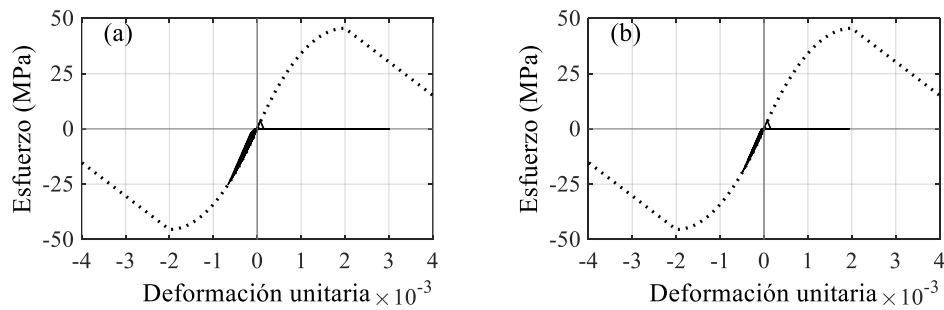
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



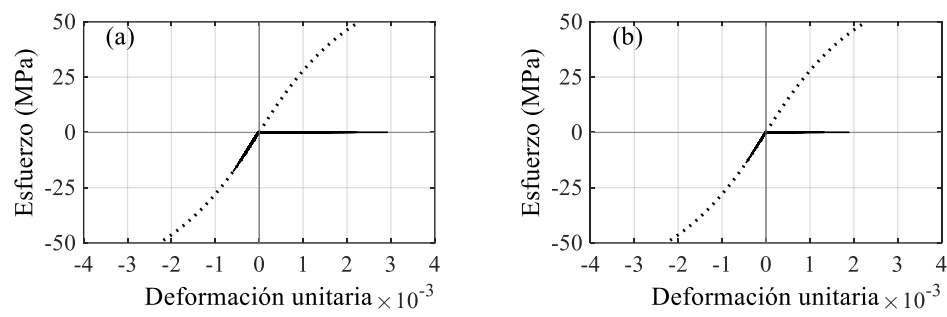
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



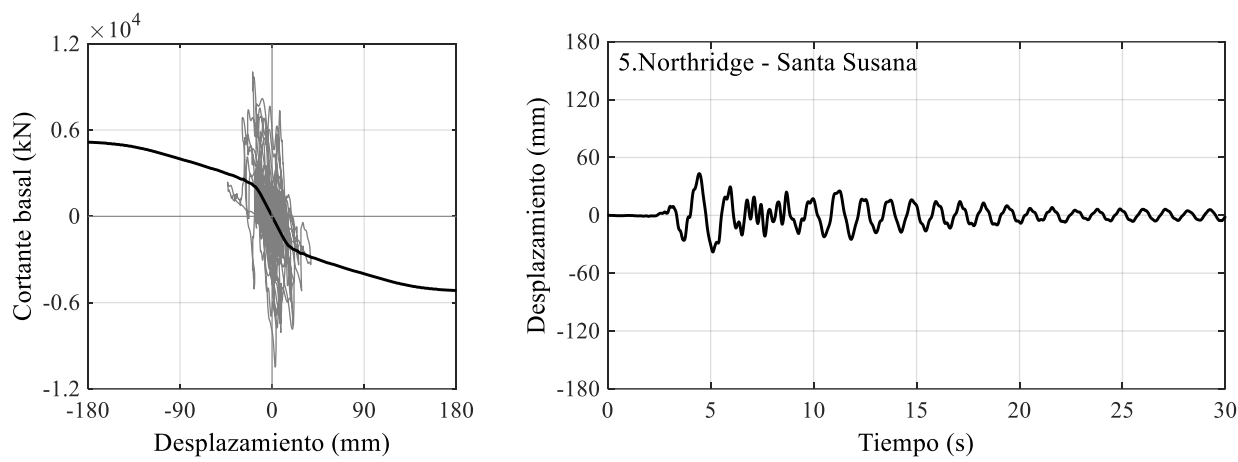
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



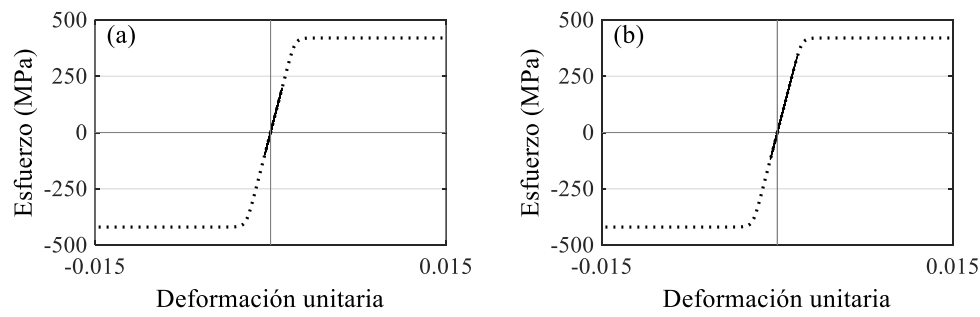
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



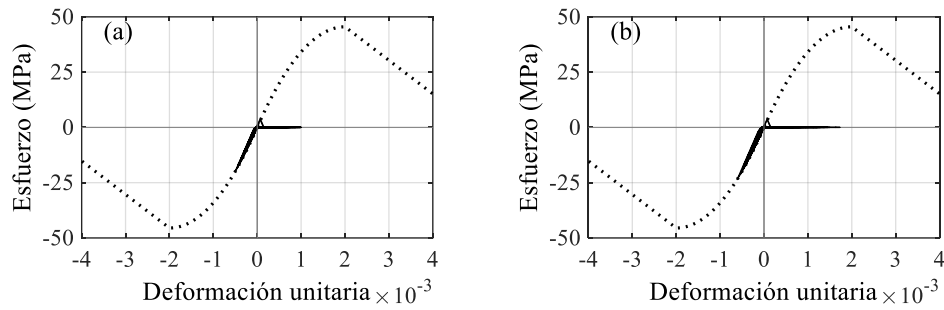
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



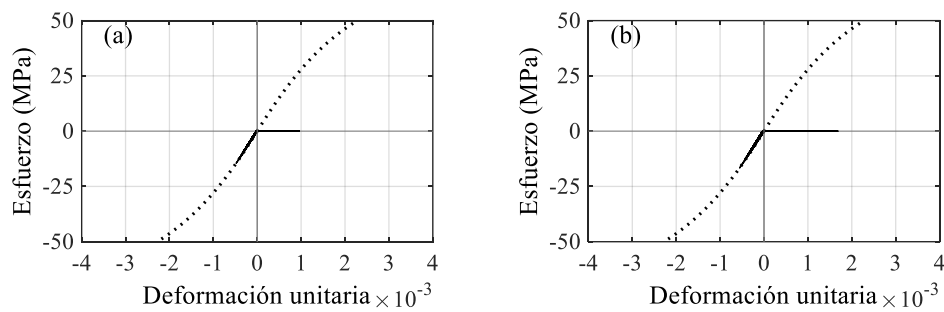
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



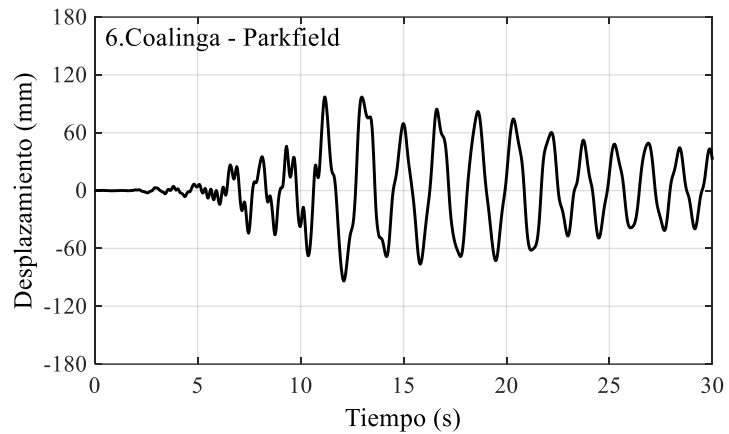
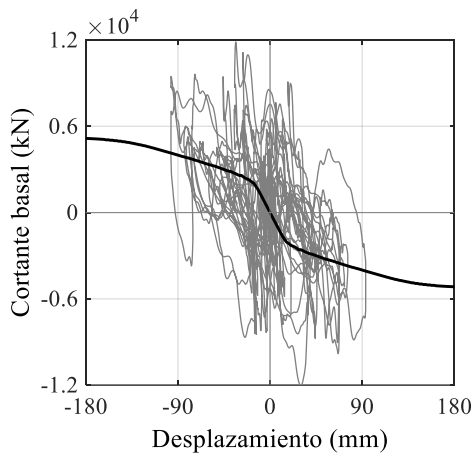
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



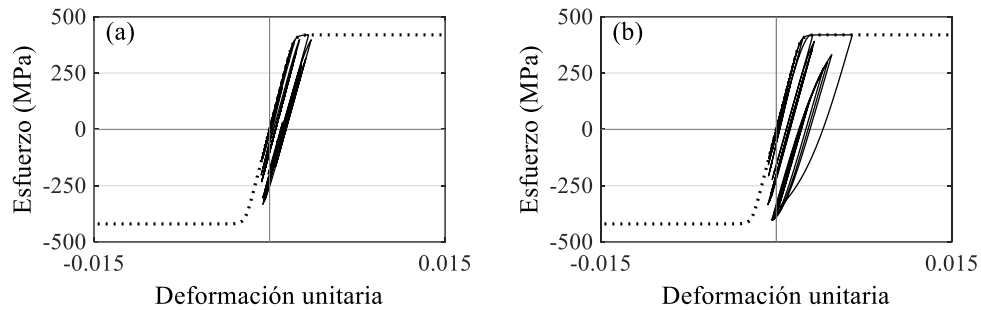
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



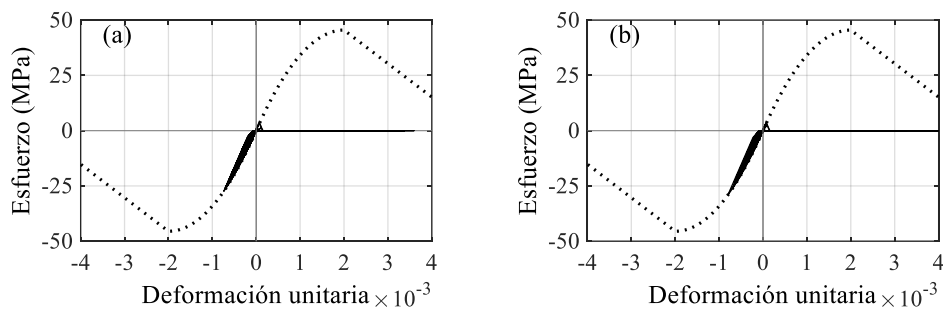
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



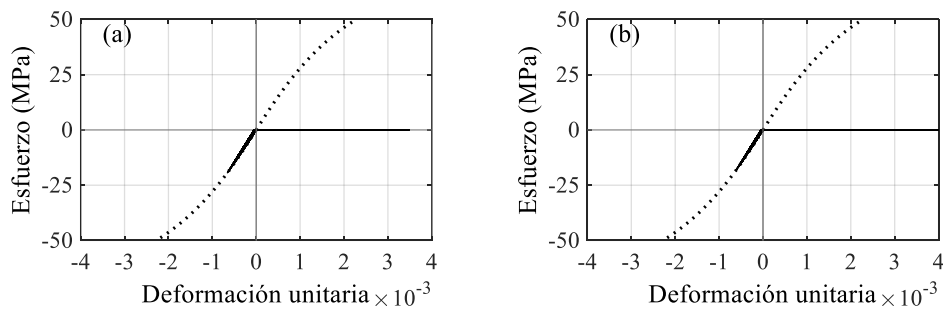
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



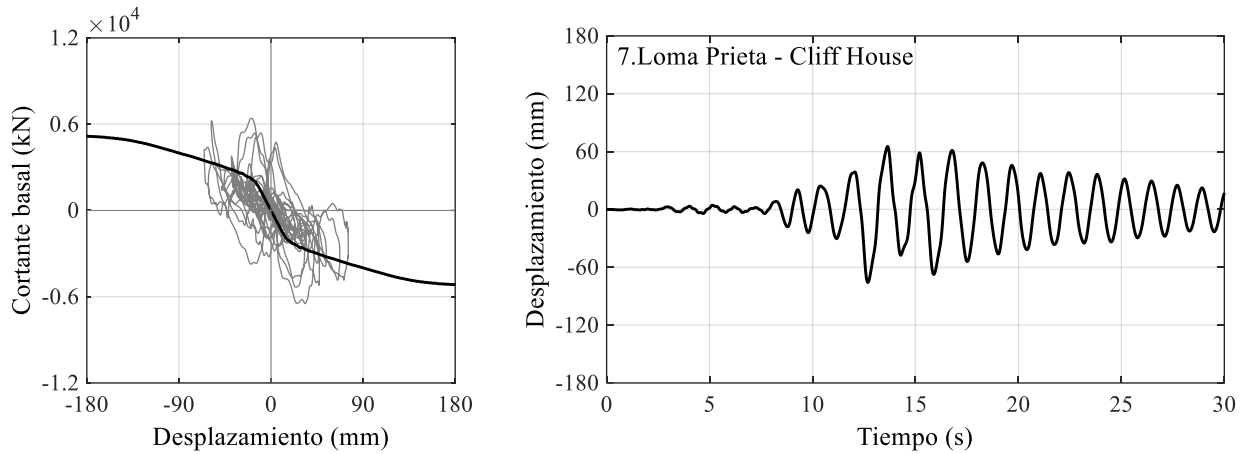
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



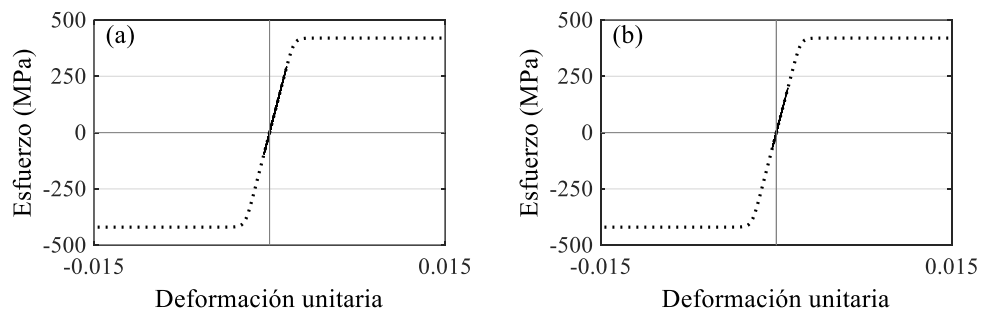
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



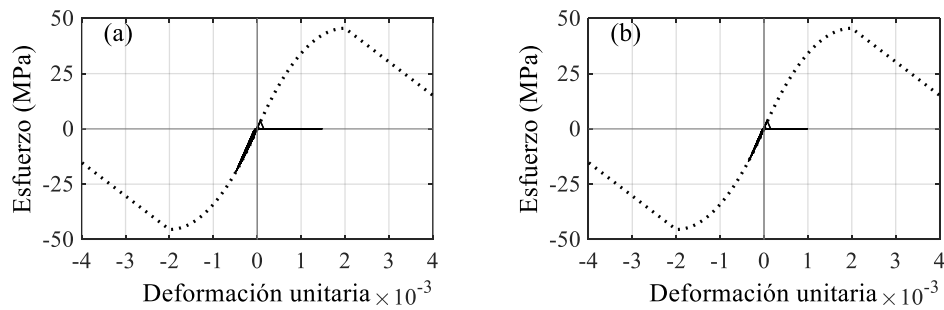
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



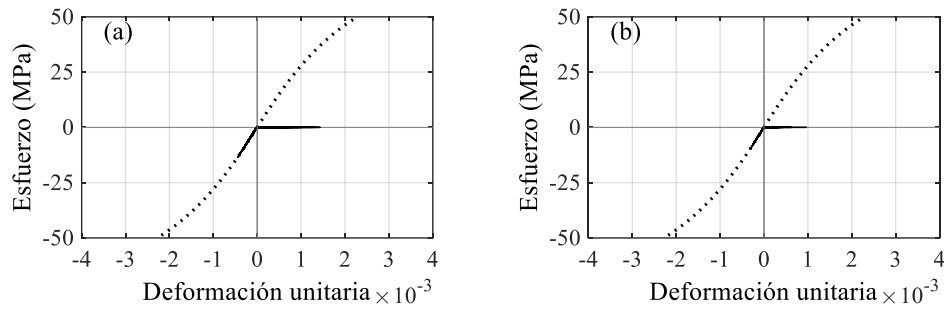
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.



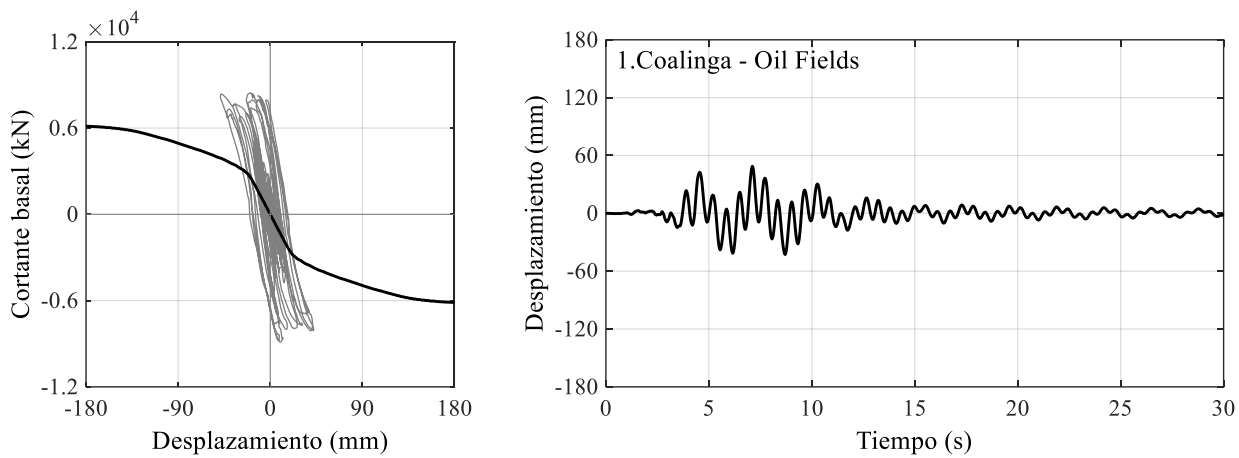
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.



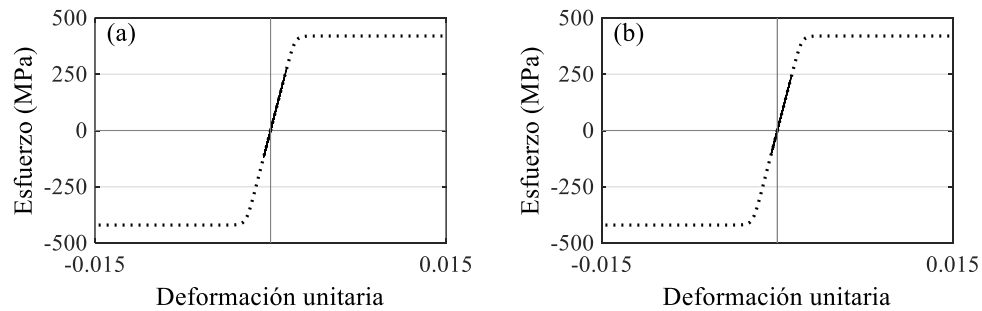
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.



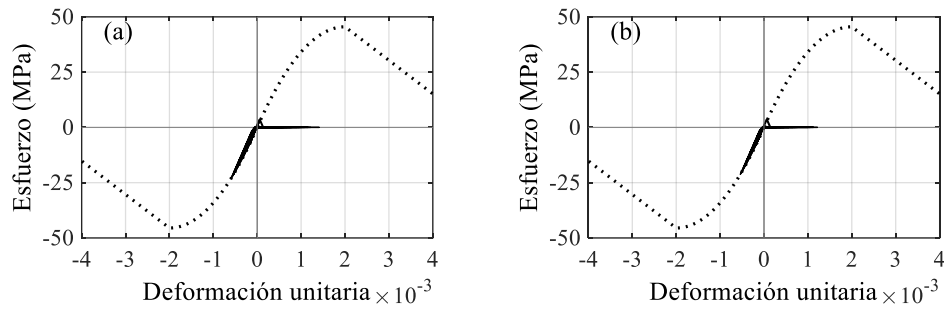
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.



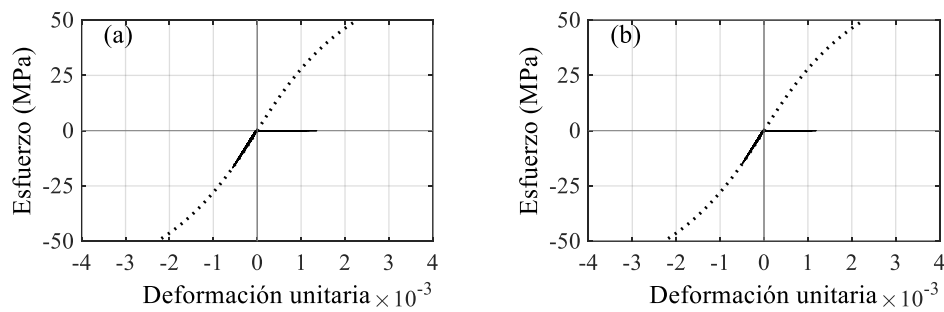
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1 del Caso 2.



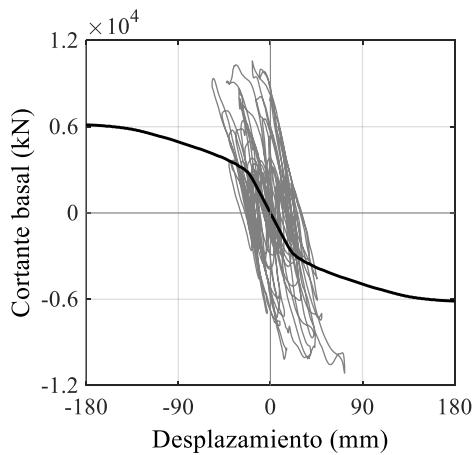
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1 del Caso 2.



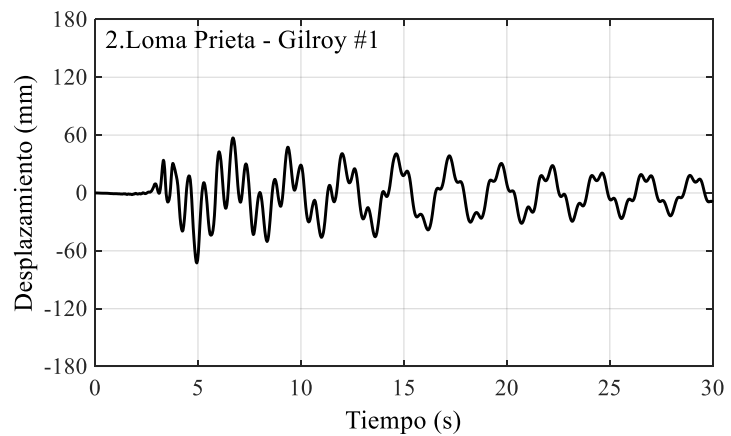
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1 del Caso 2.

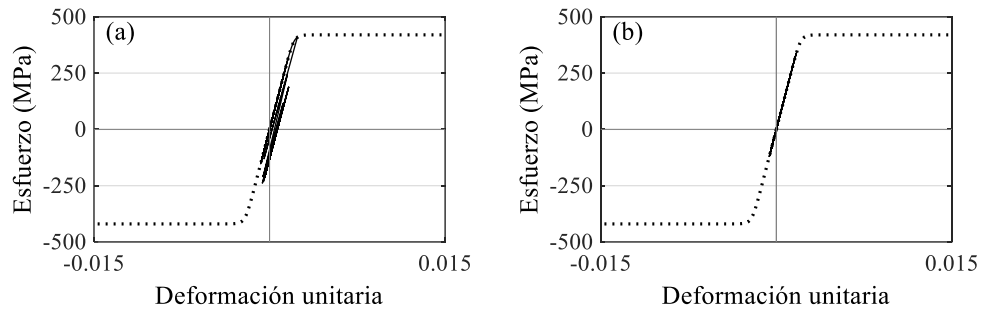


Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1 del Caso 2.

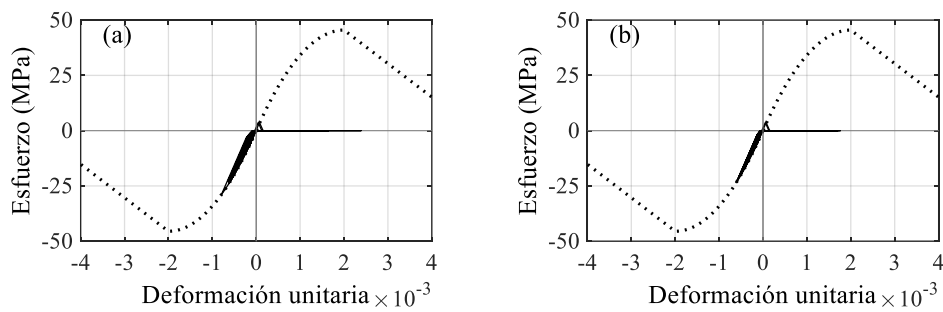


Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.

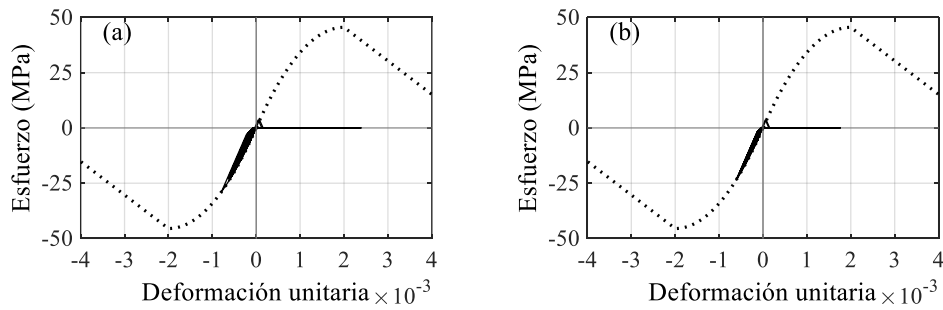




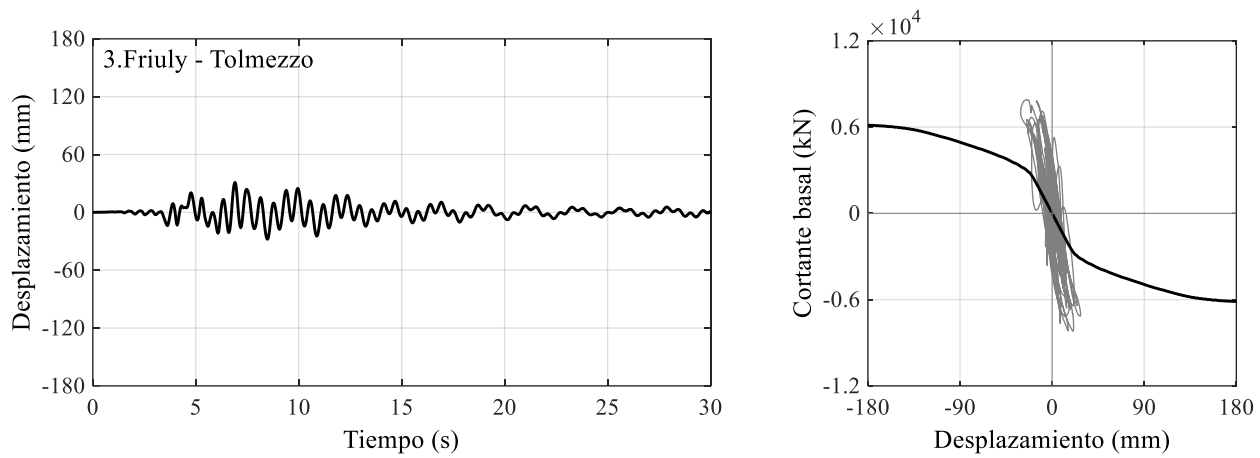
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



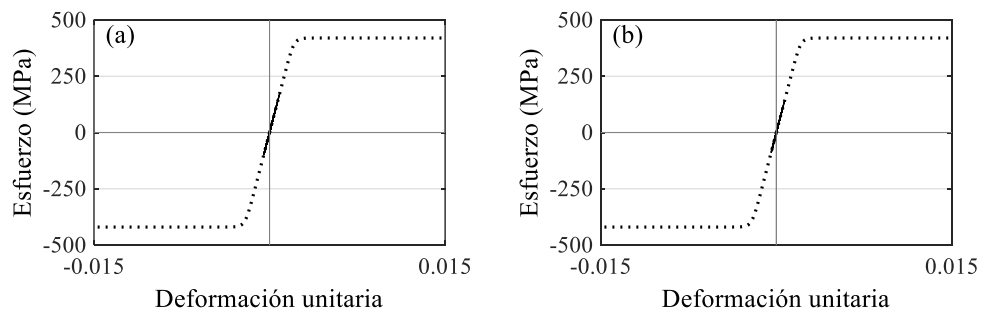
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



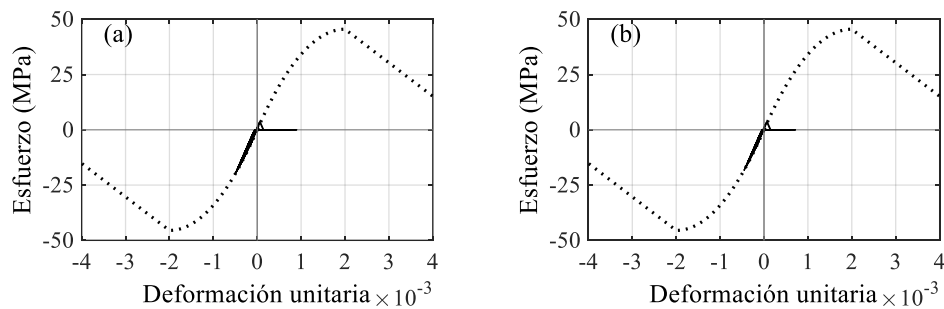
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #2 del Caso 2.



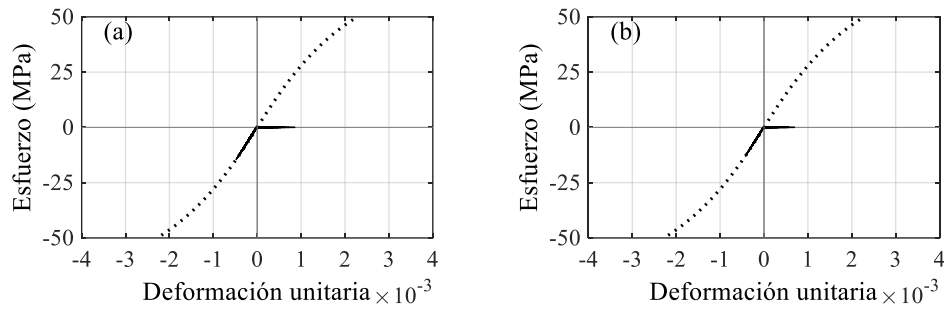
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



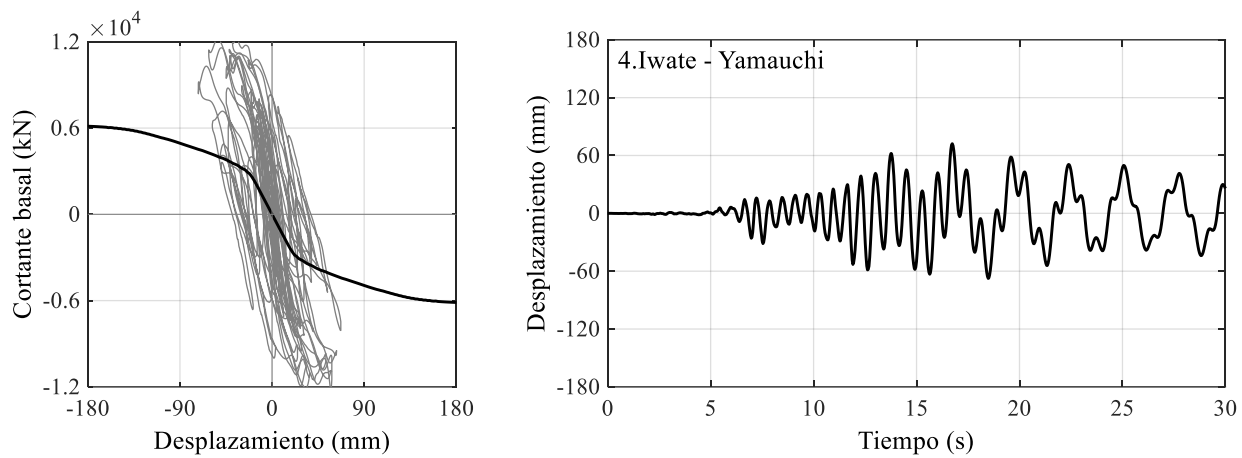
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



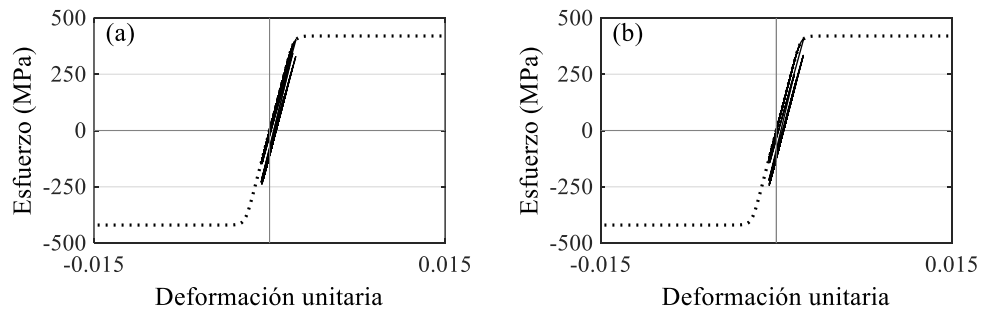
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



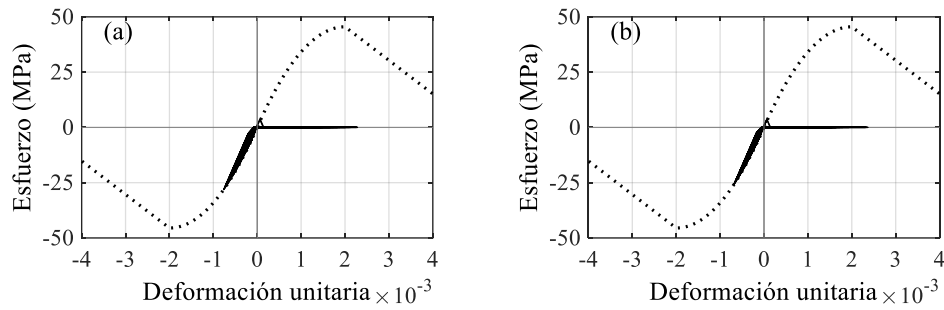
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #3 del Caso 2.



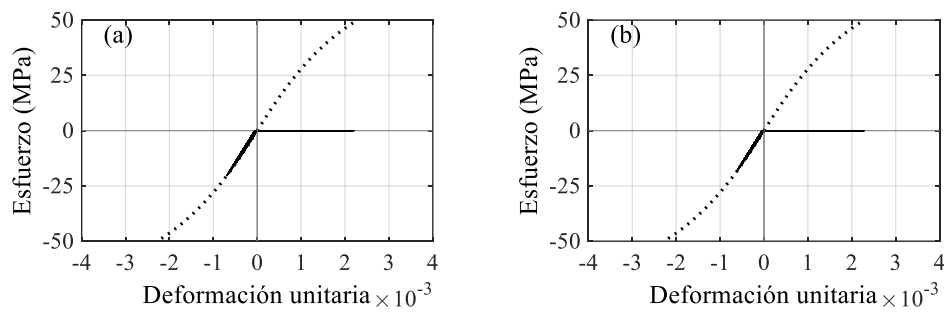
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



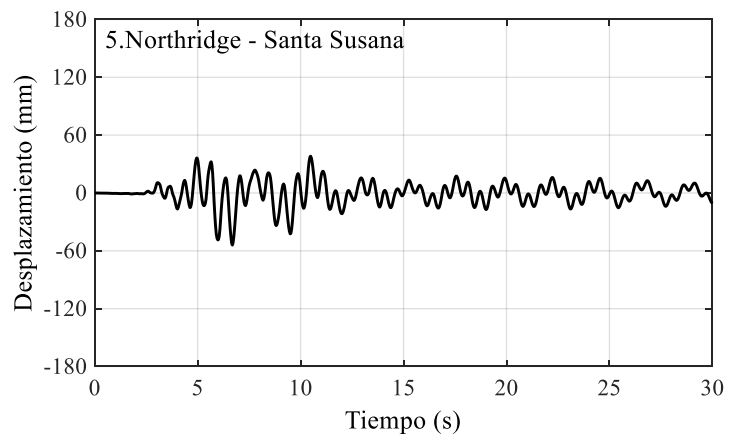
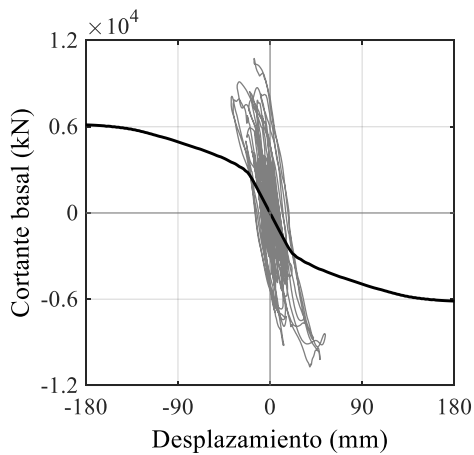
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



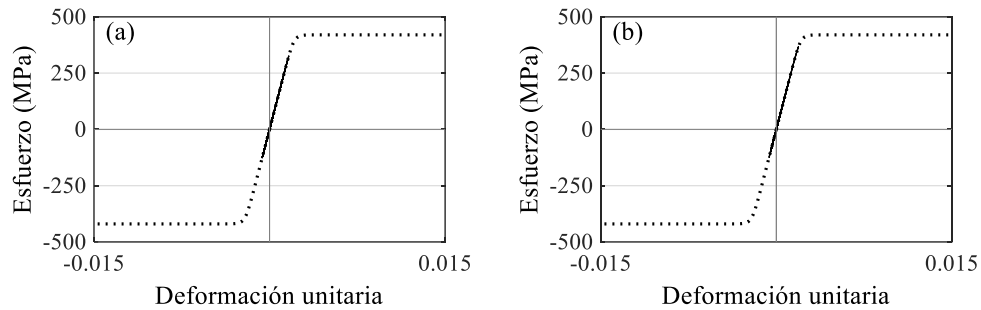
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



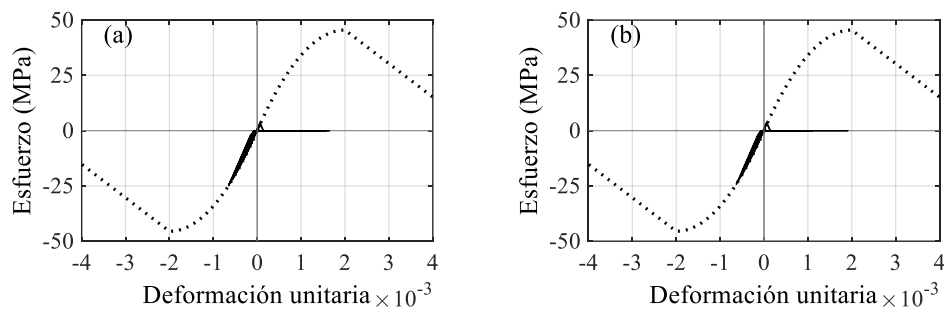
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #4 del Caso 2.



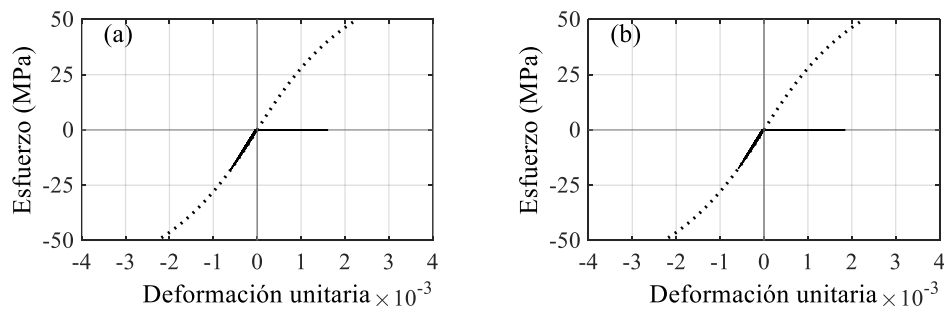
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



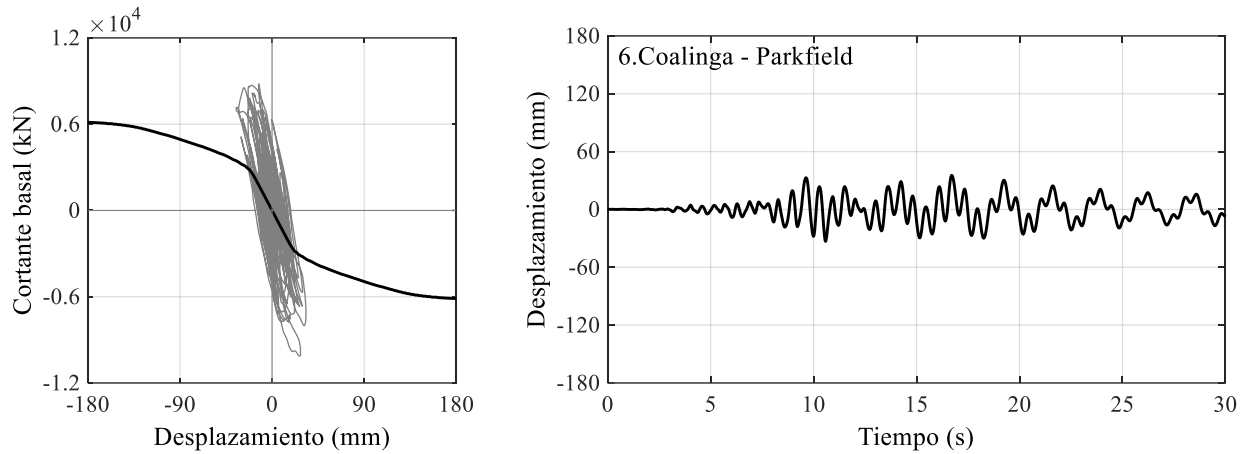
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



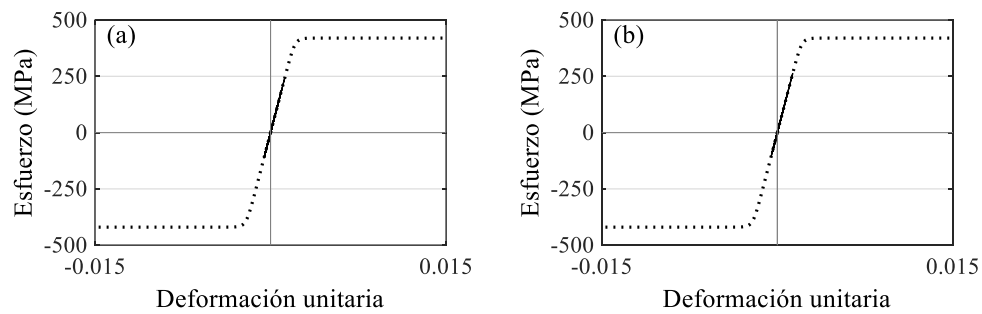
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



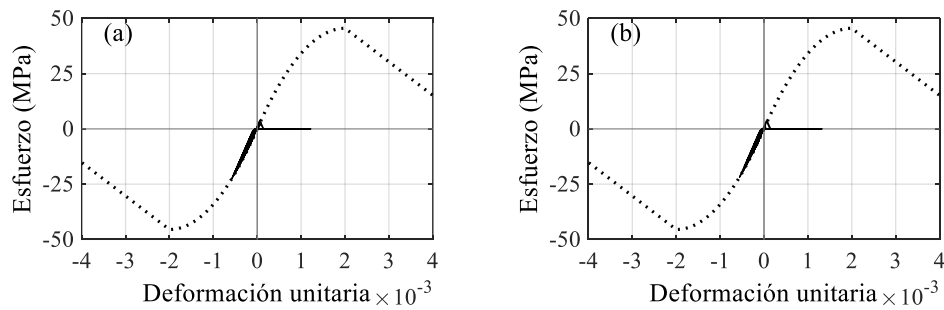
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #5 del Caso 2.



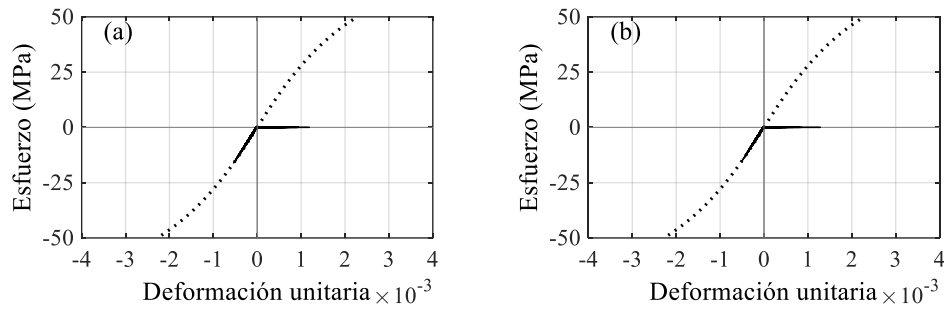
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



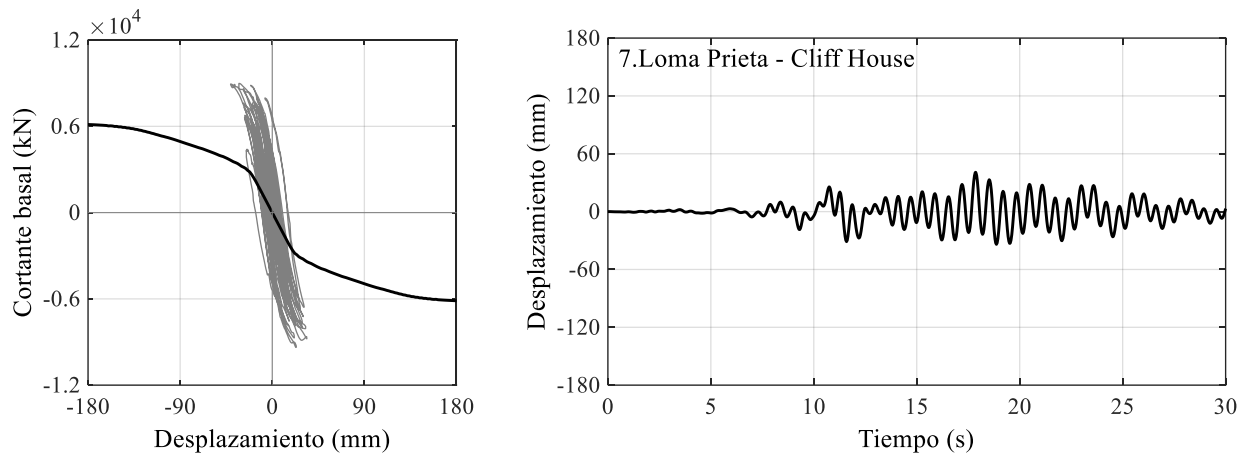
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



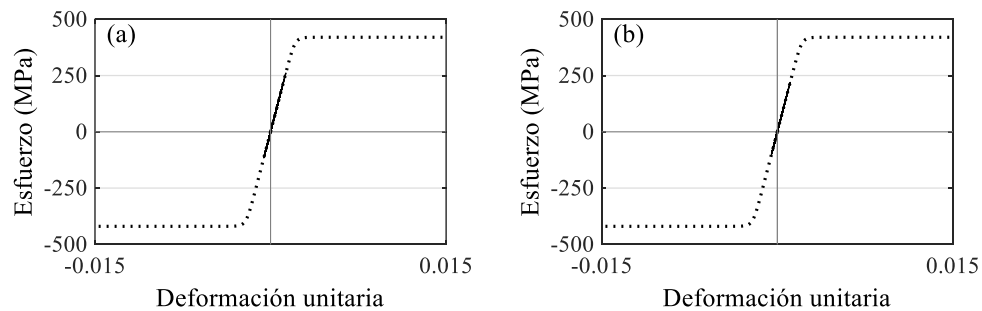
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



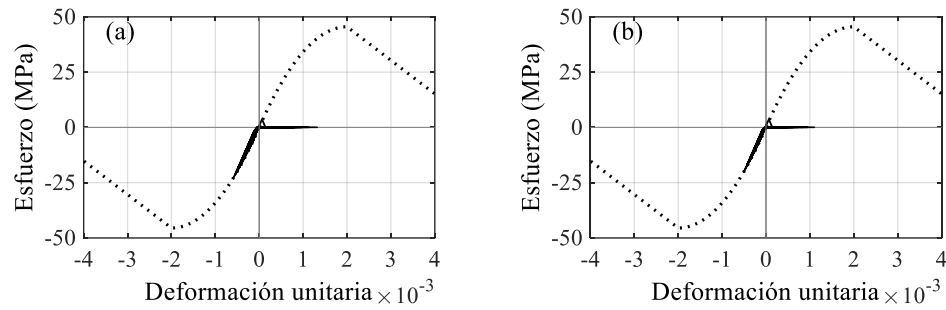
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #6 del Caso 2.



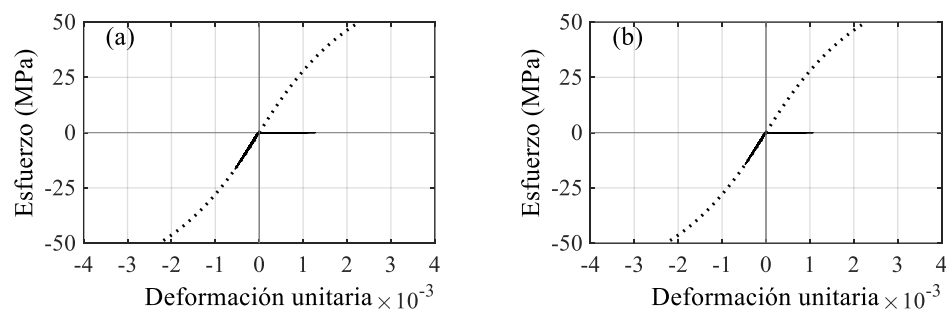
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.



Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.

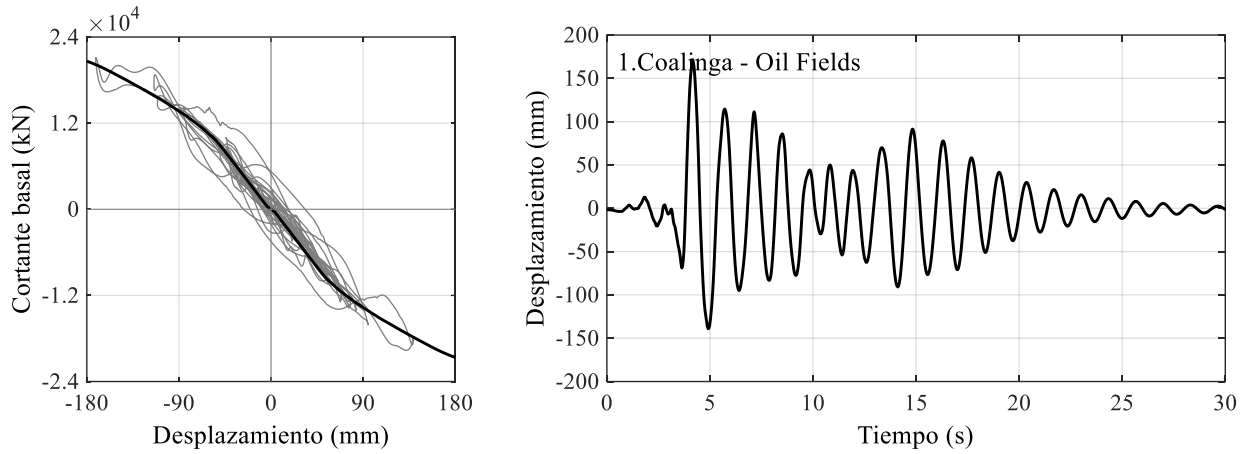
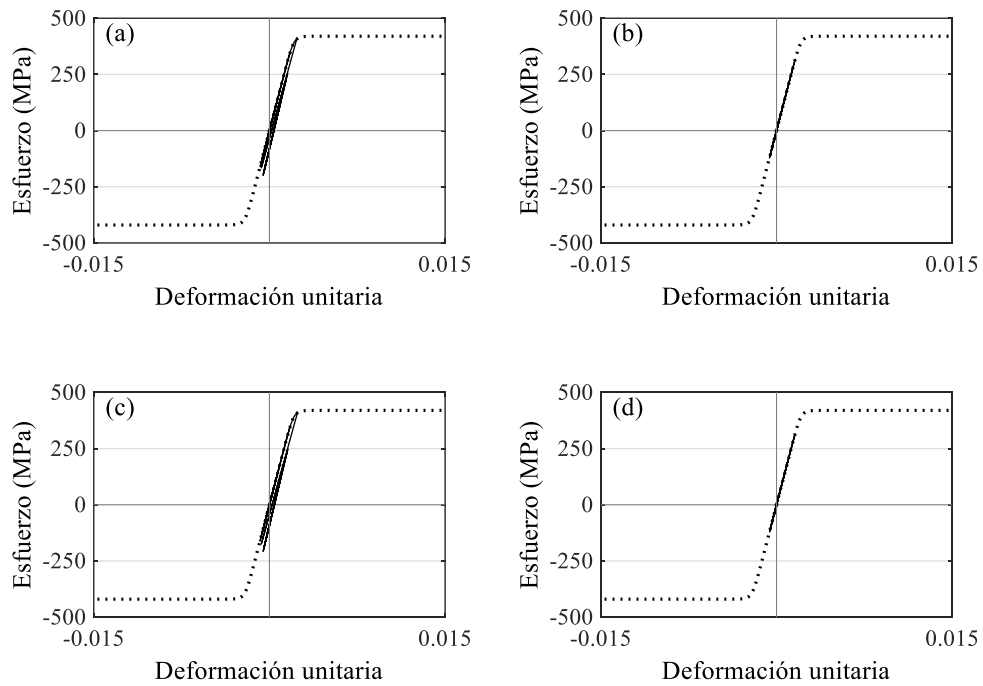


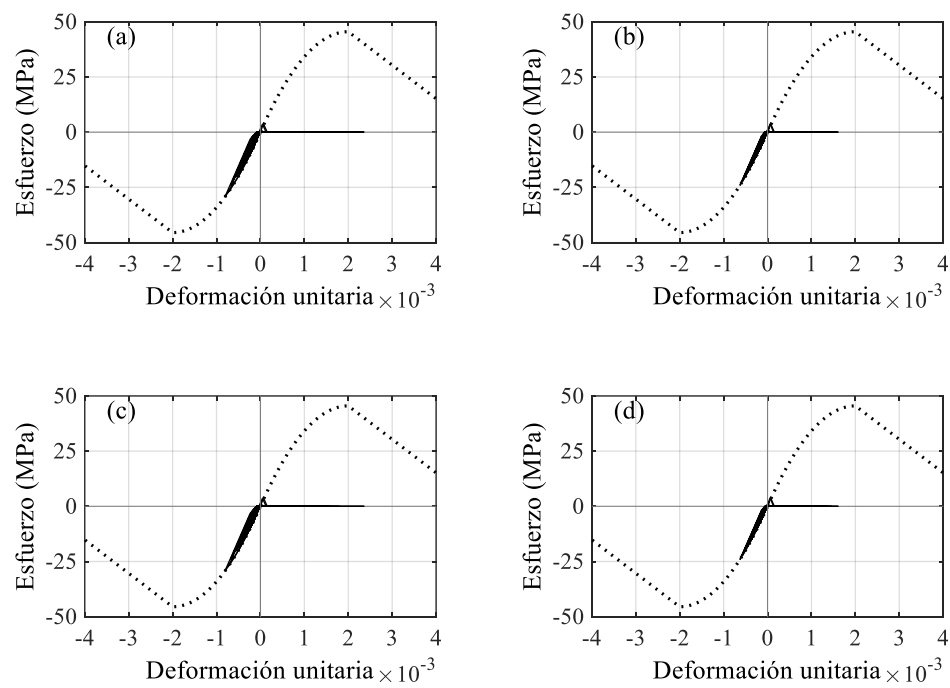
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.



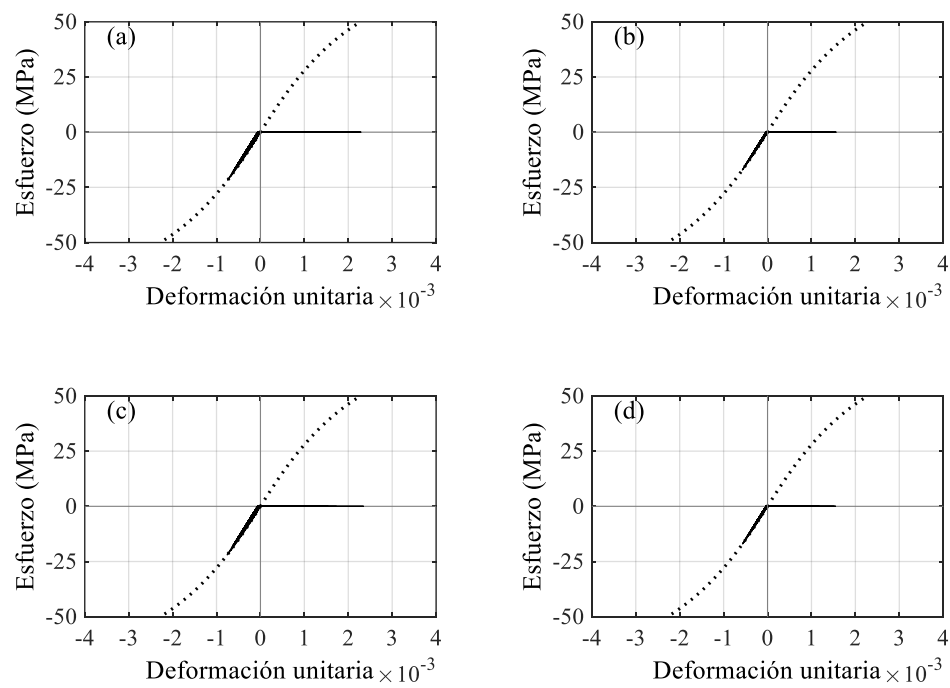
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #7 del Caso 2.

Apéndice E

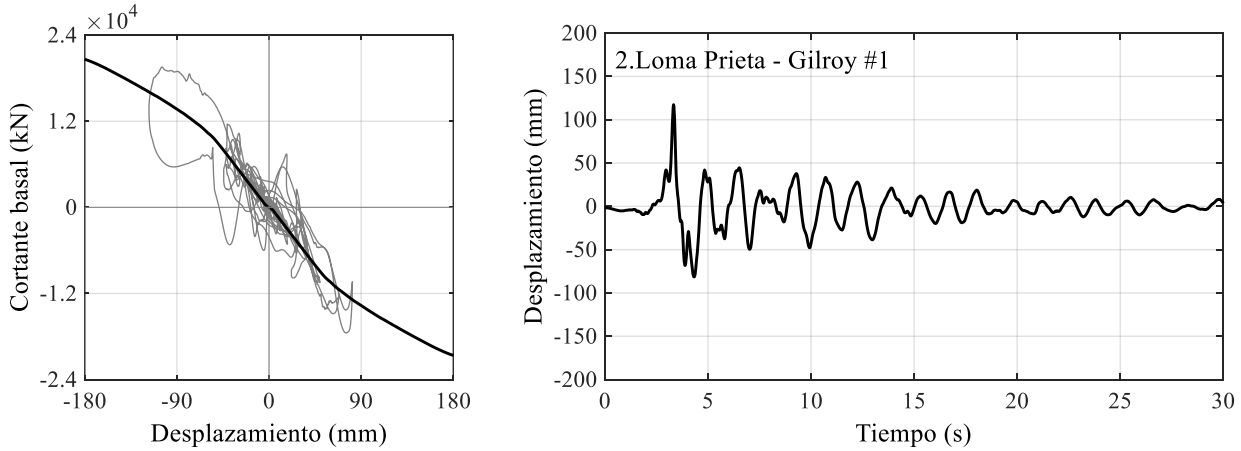
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #1 del Caso 1.Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



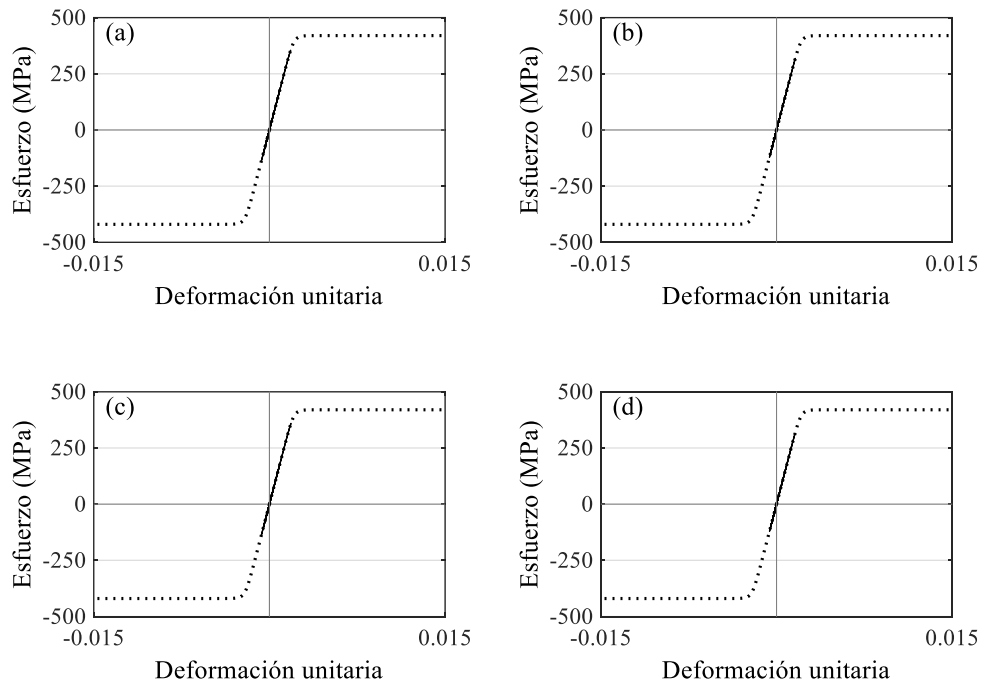
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



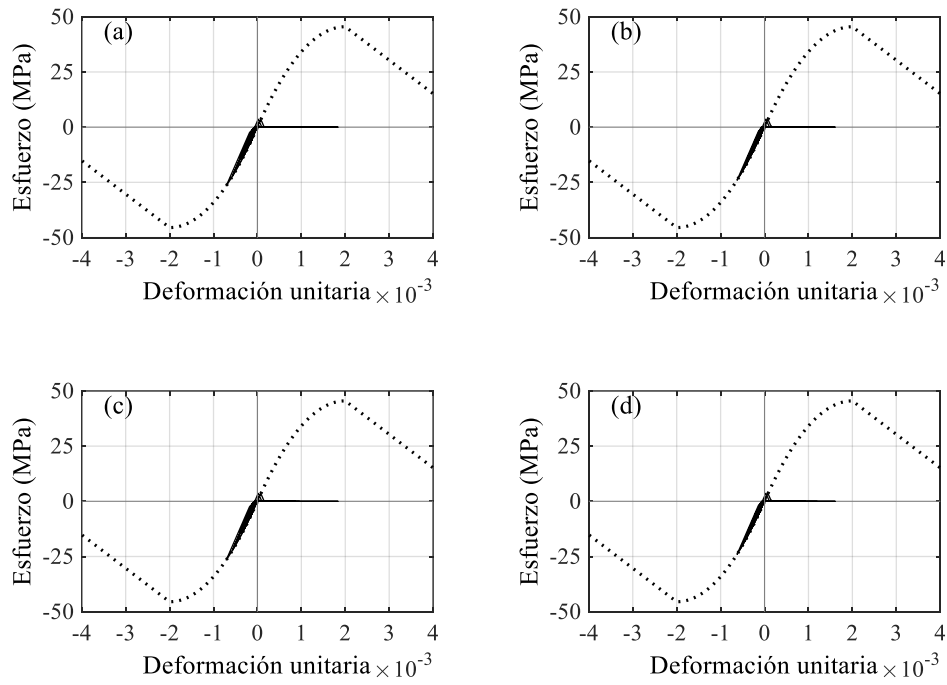
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



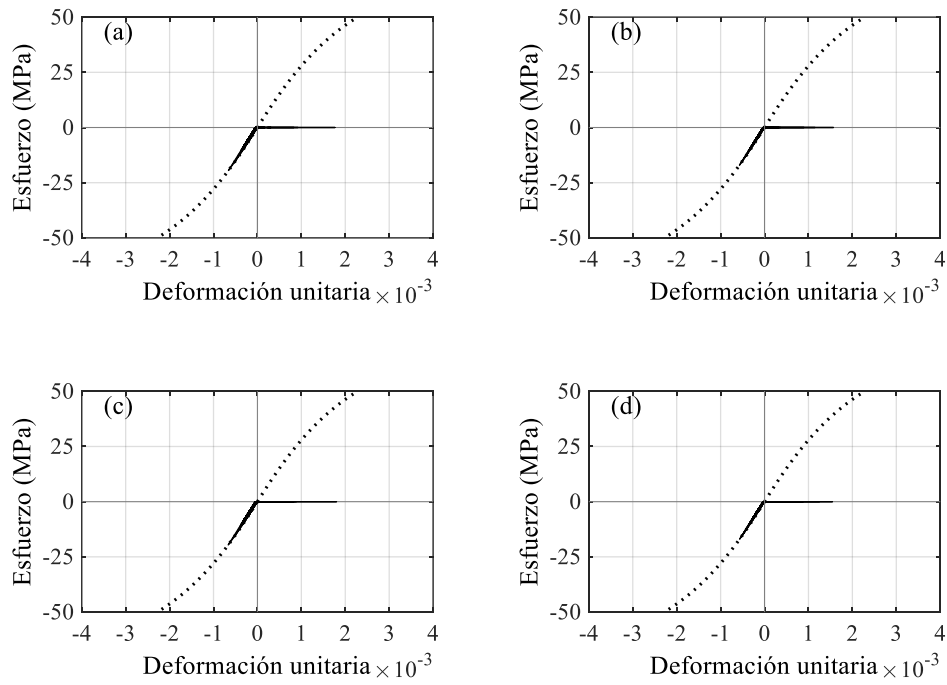
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #2 del Caso 1.



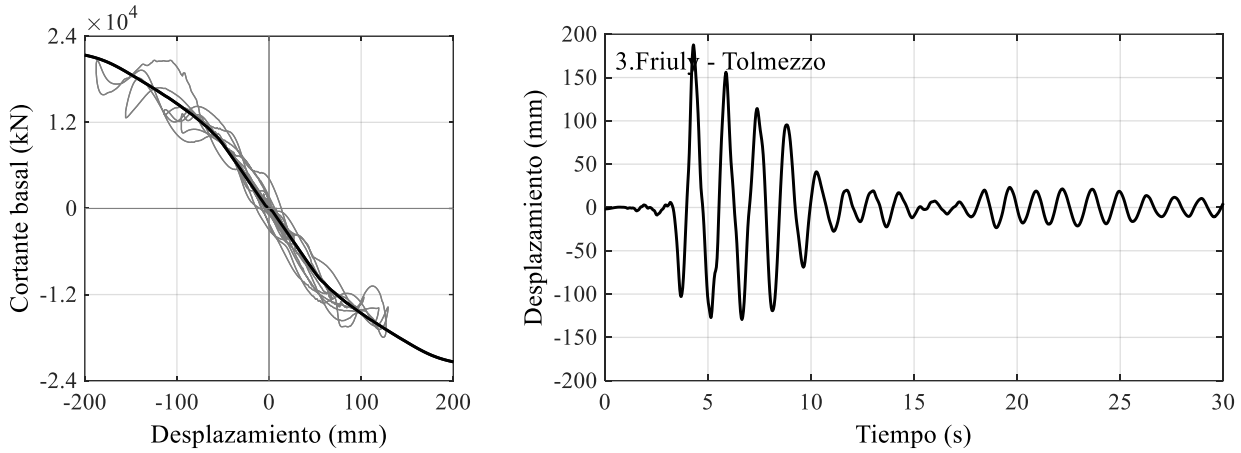
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



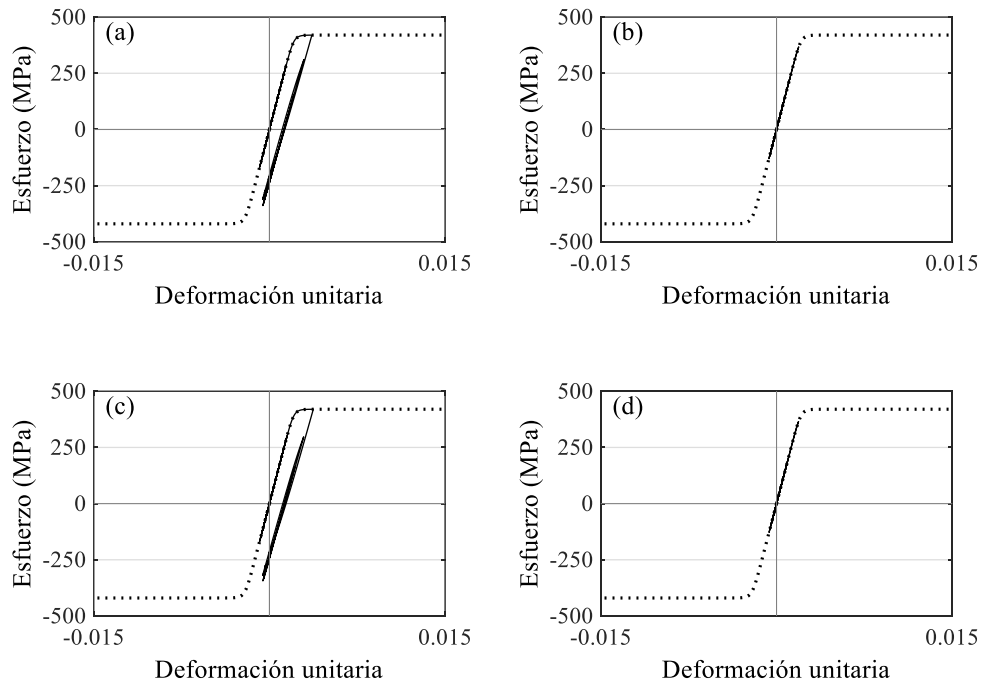
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



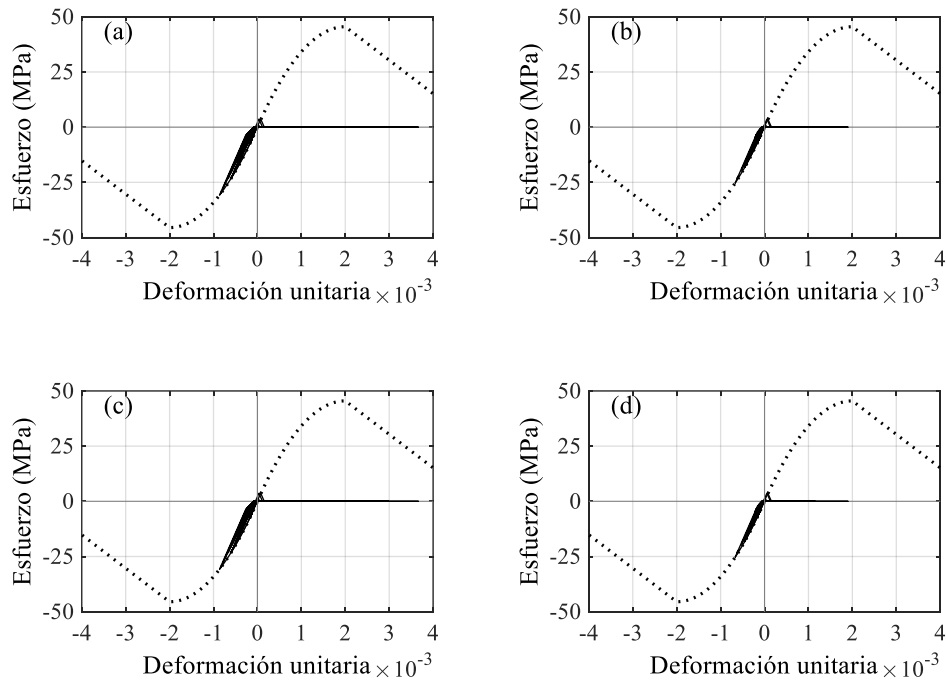
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



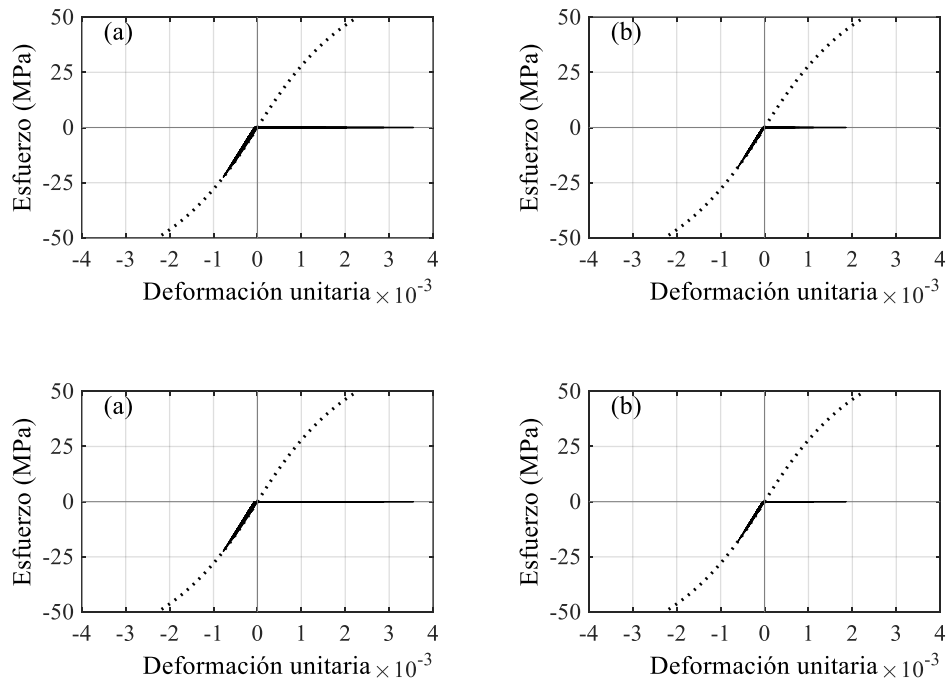
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #3 del Caso 1.



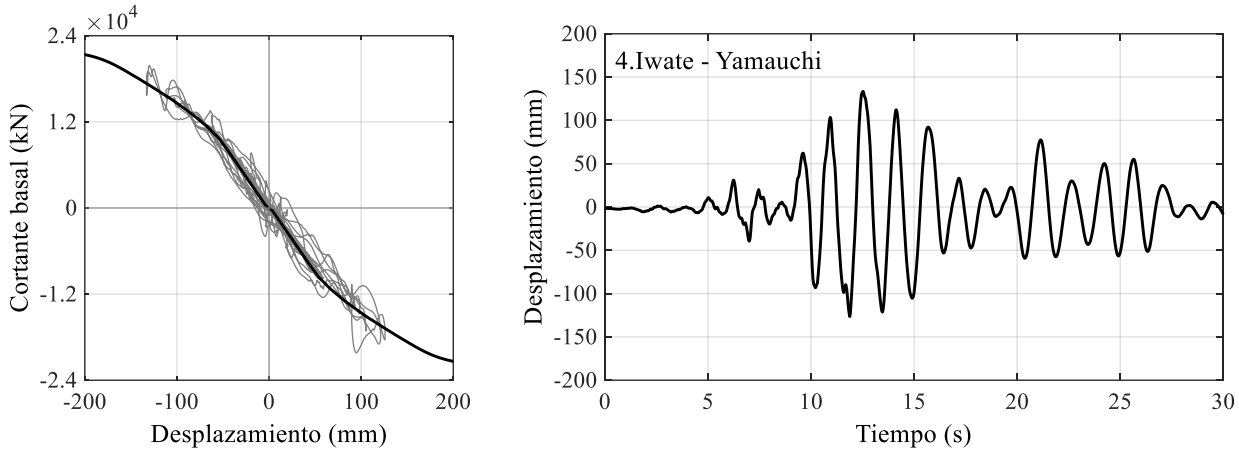
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



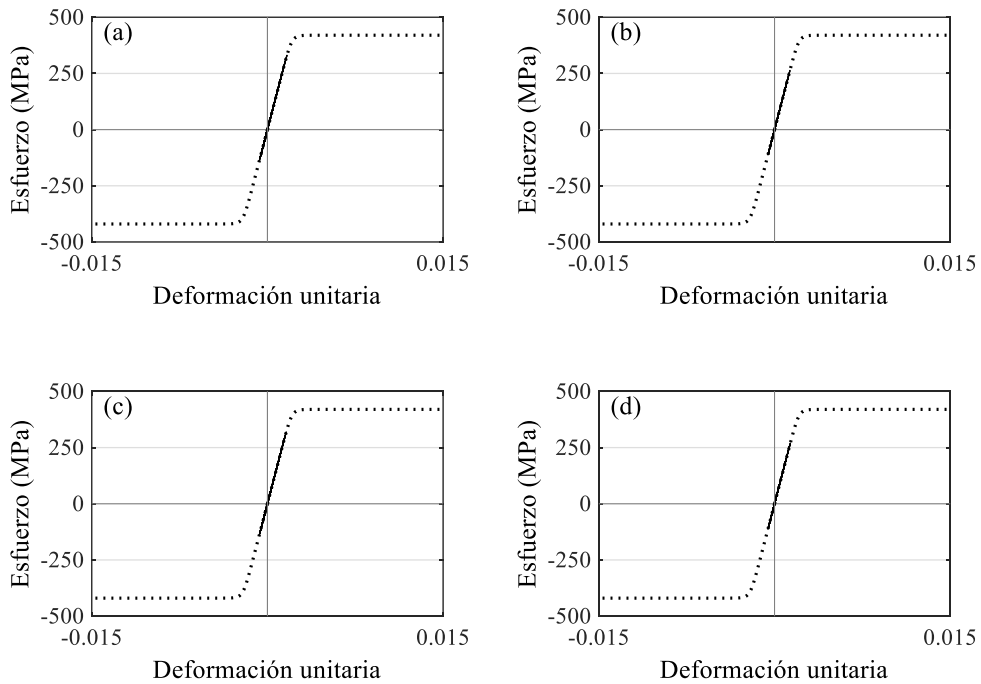
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



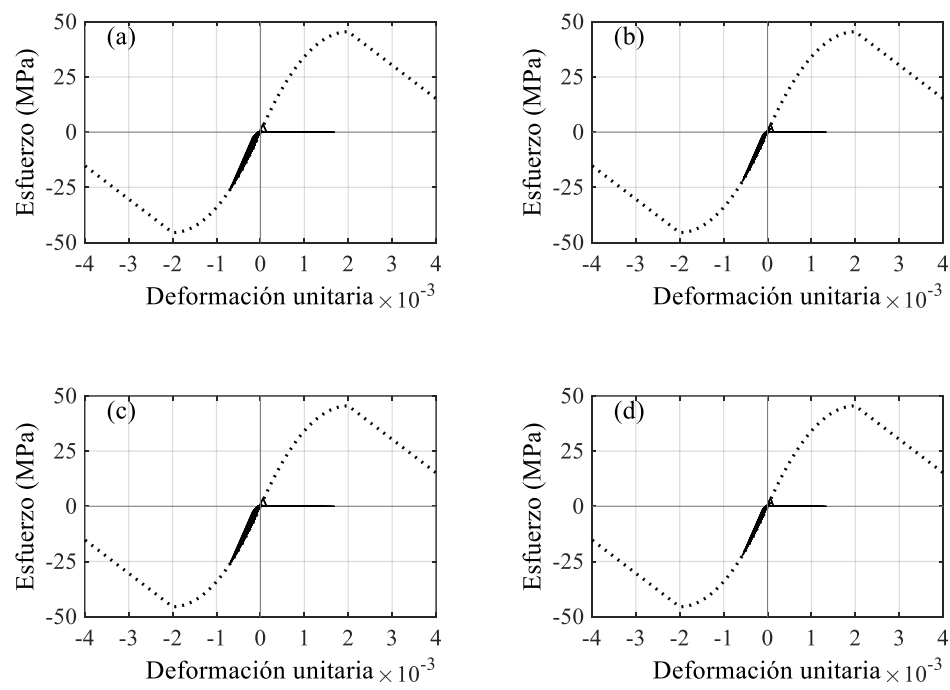
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



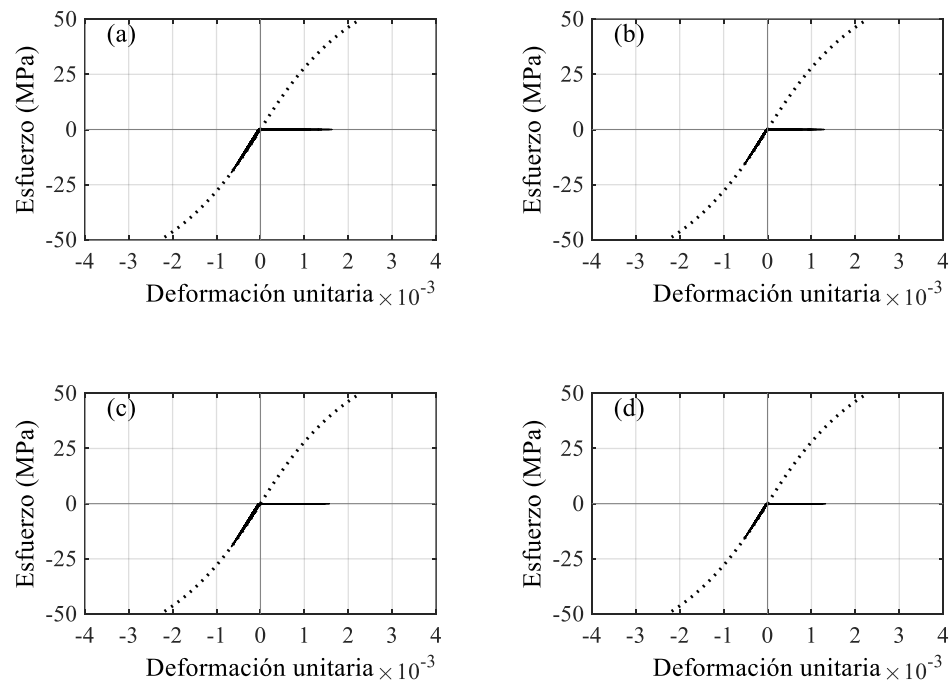
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #4 del Caso 1.



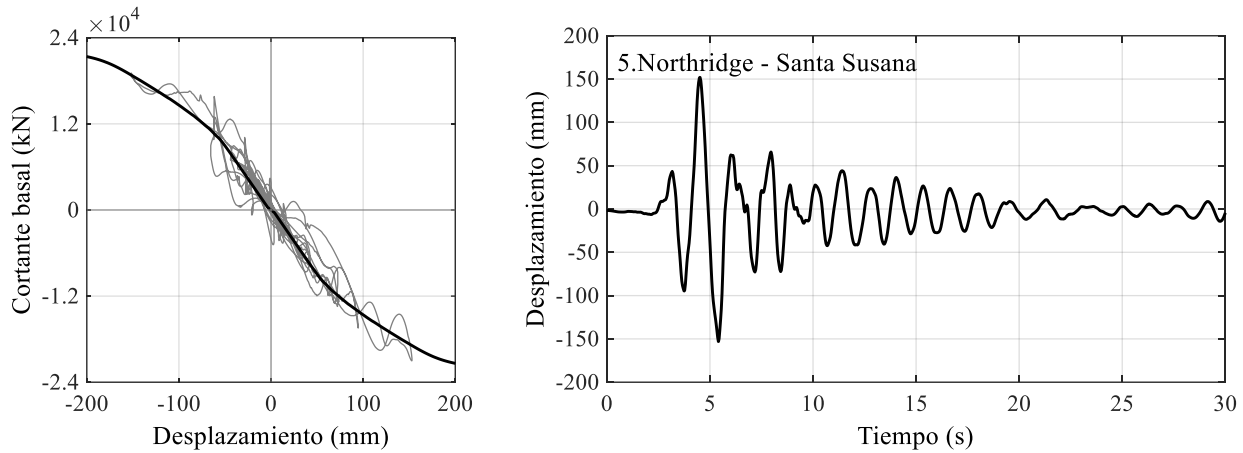
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



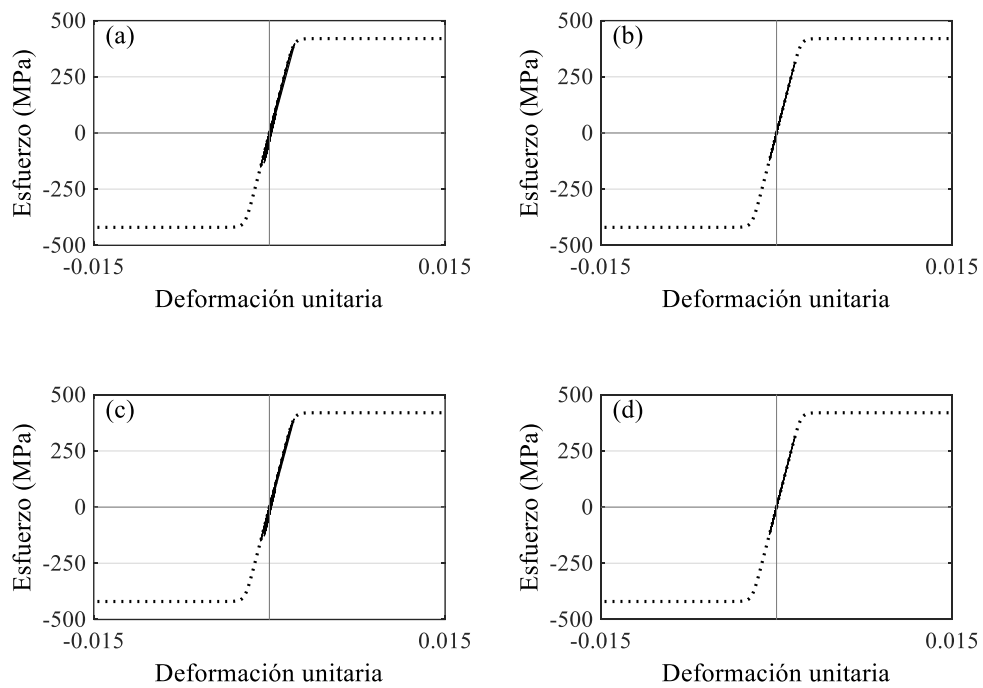
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



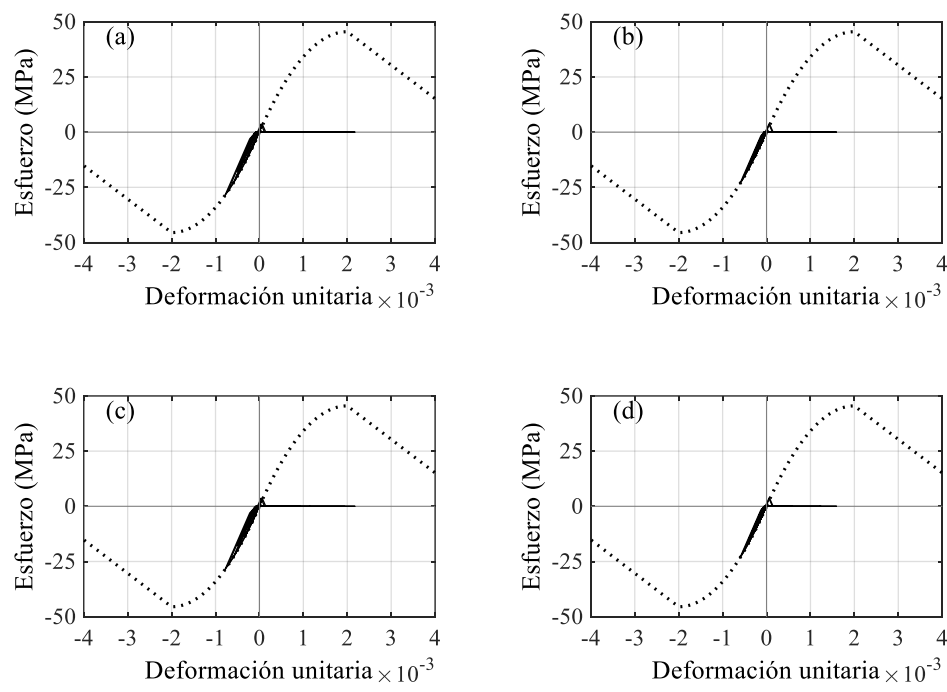
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



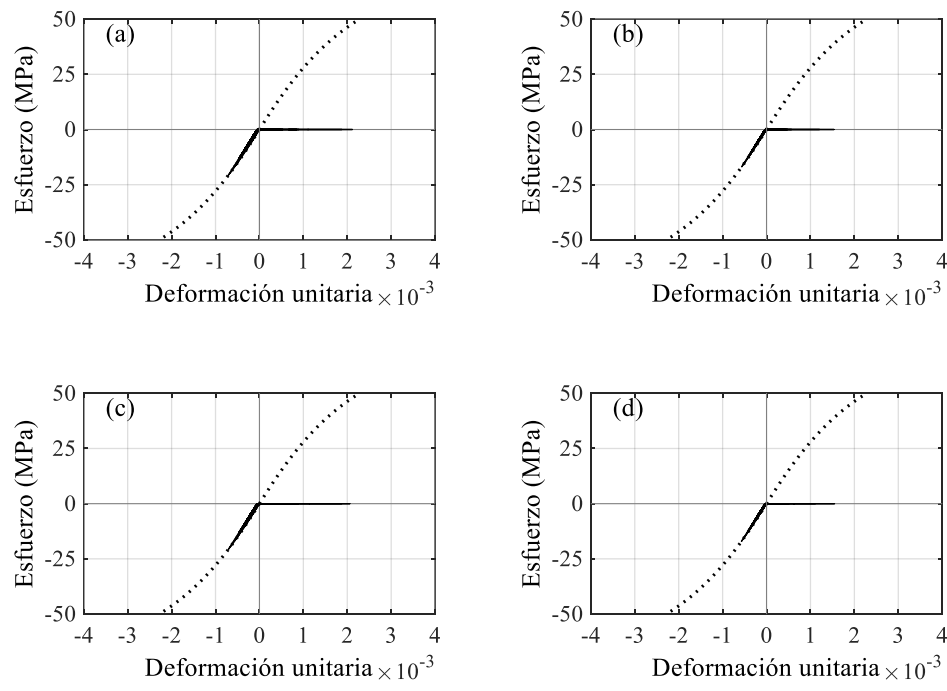
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #5 del Caso 1.



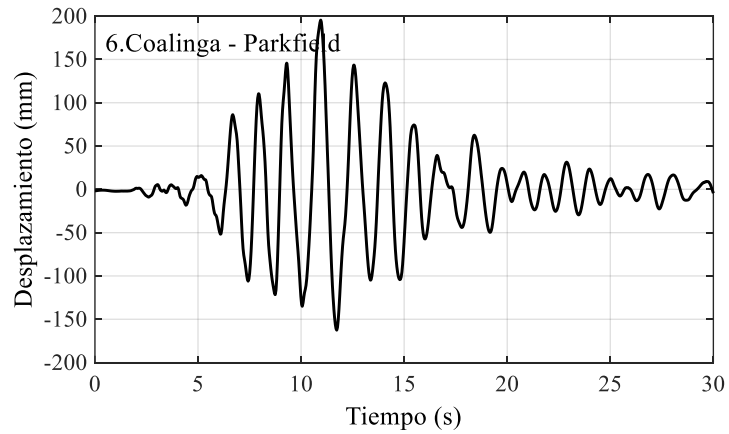
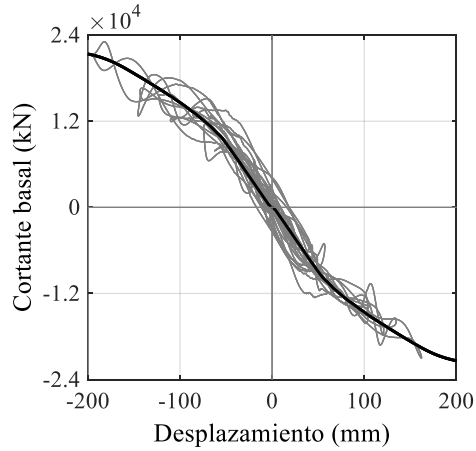
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



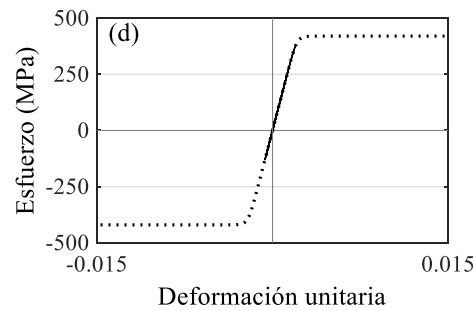
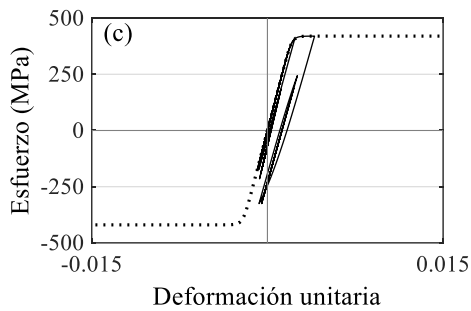
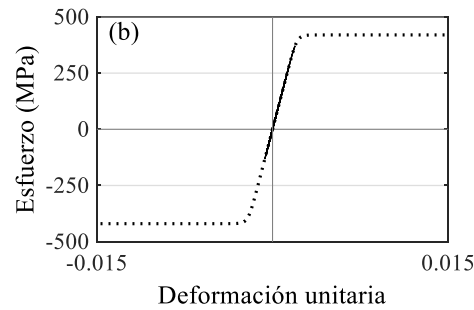
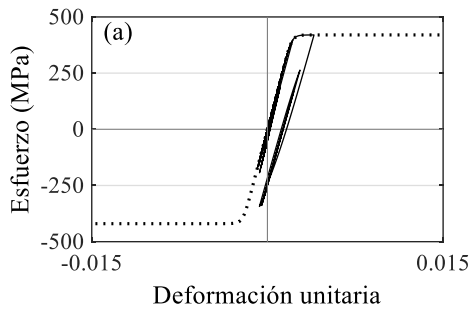
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



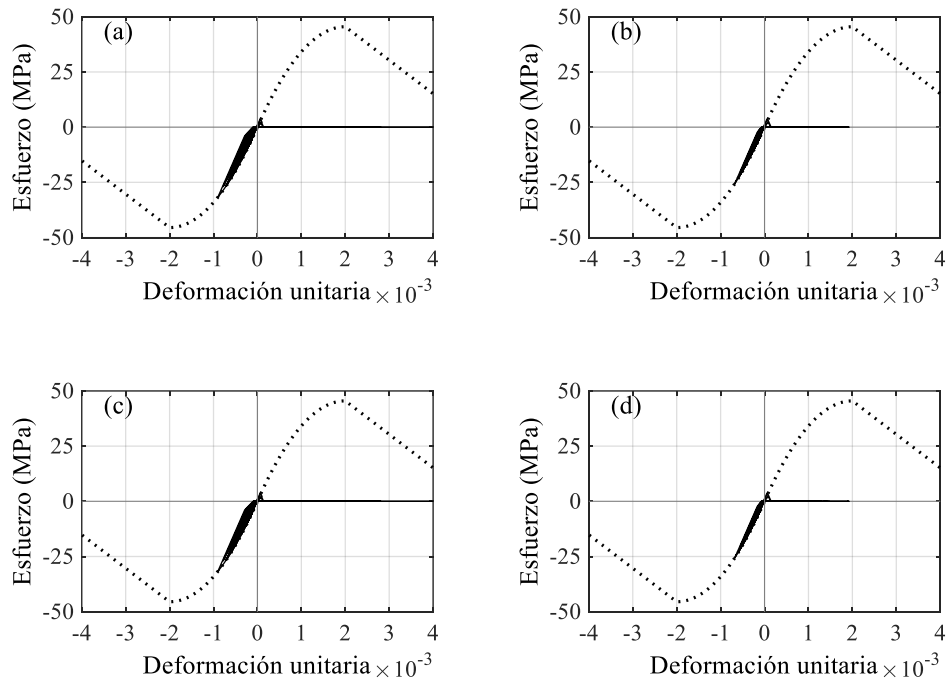
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



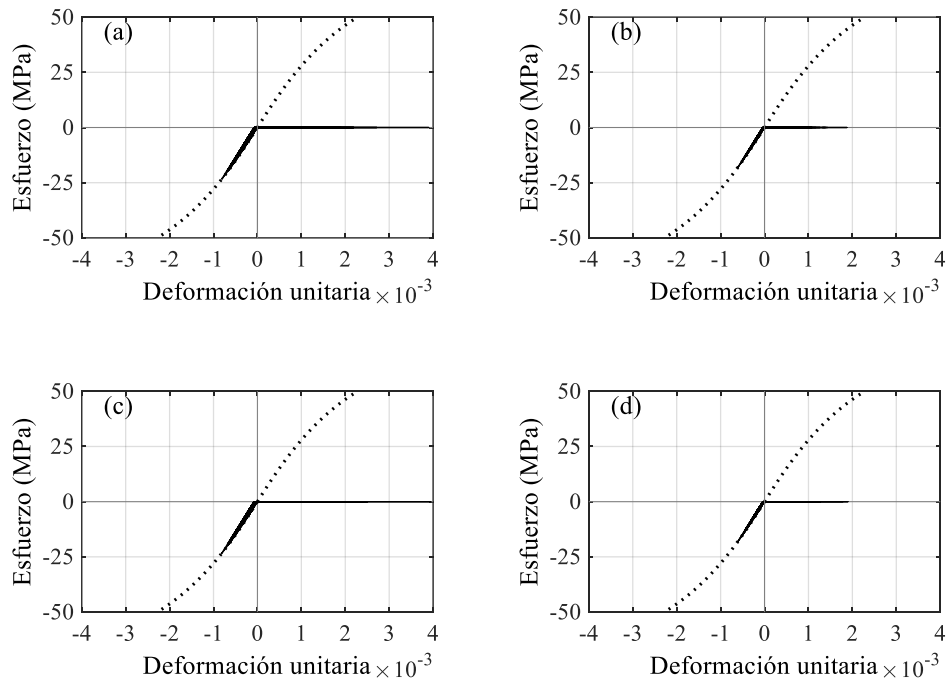
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #6 del Caso 1.



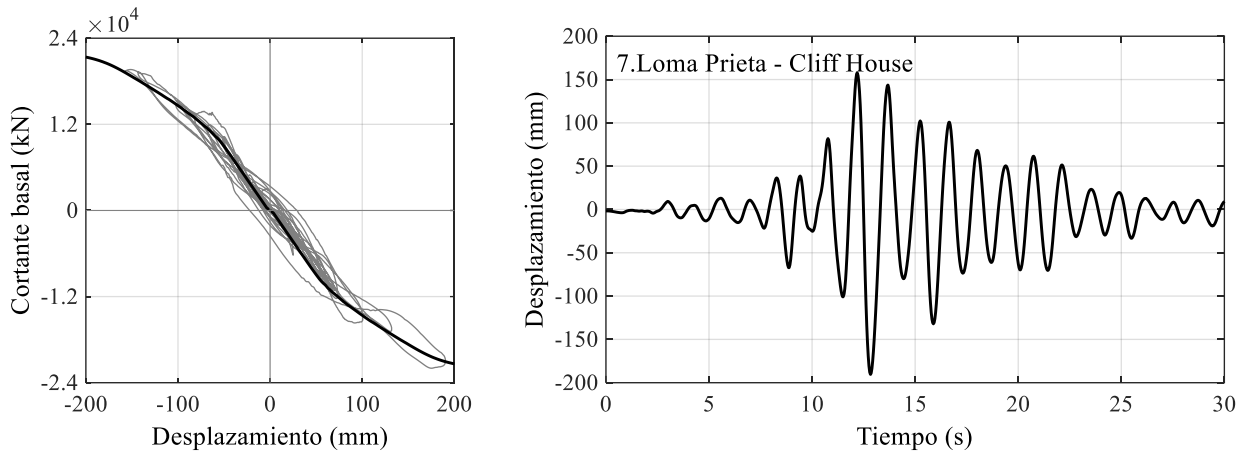
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



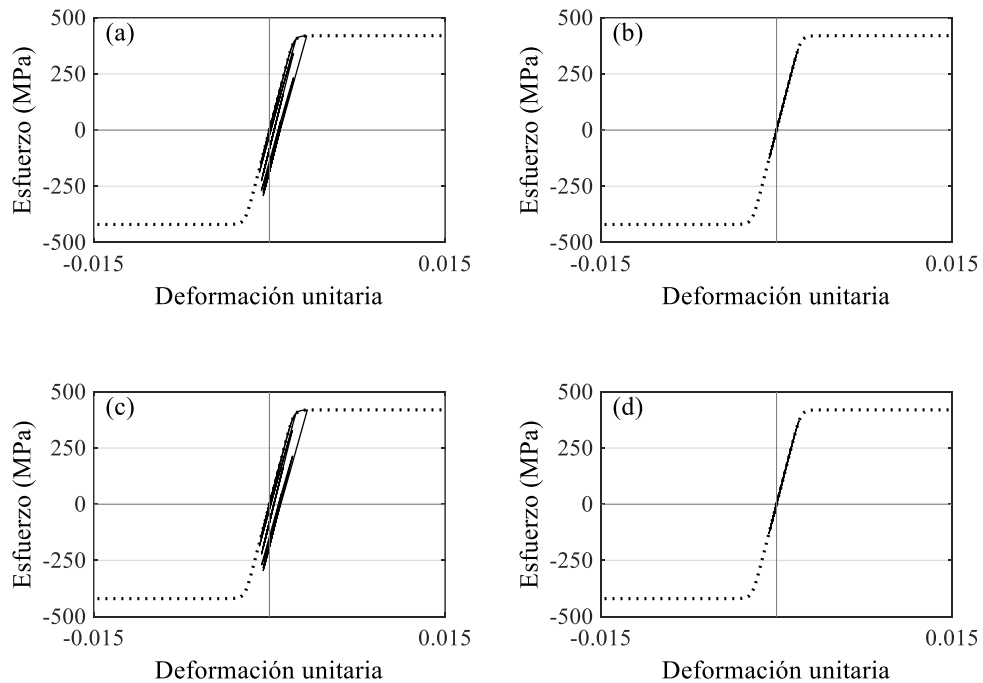
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



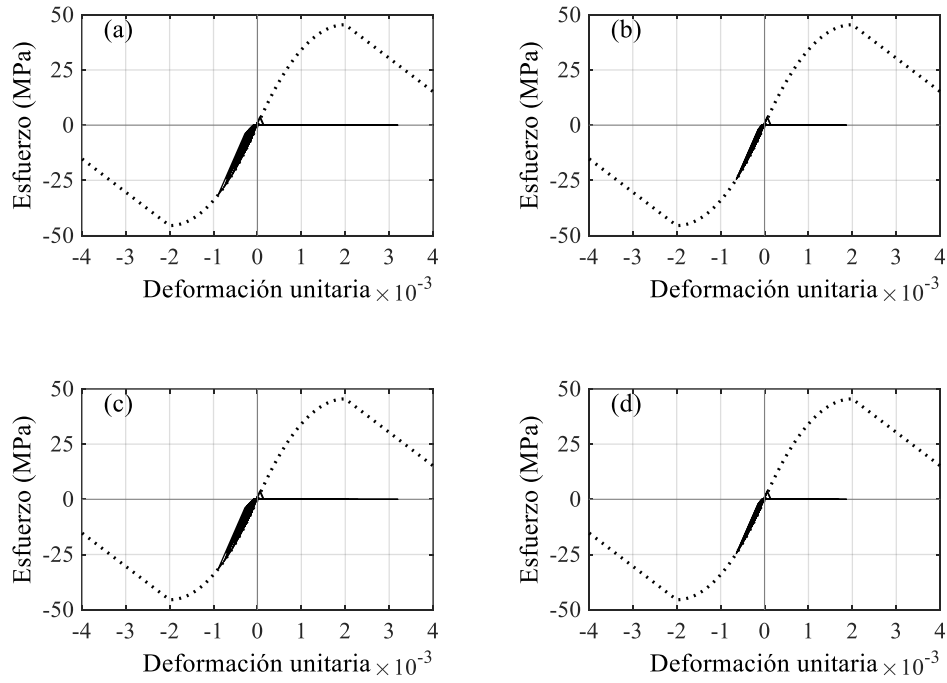
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



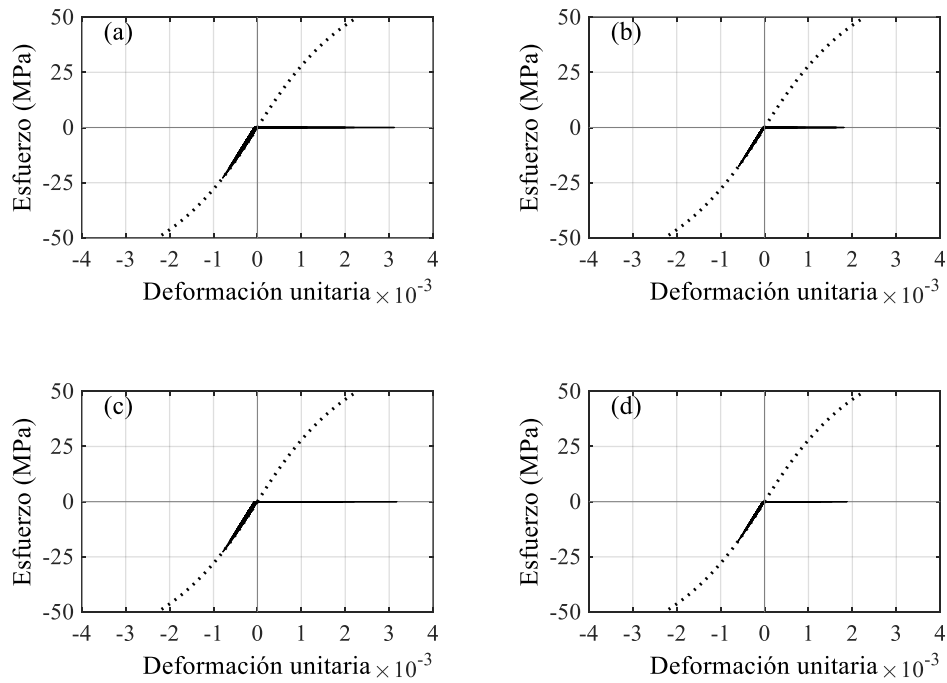
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #7 del Caso 1.



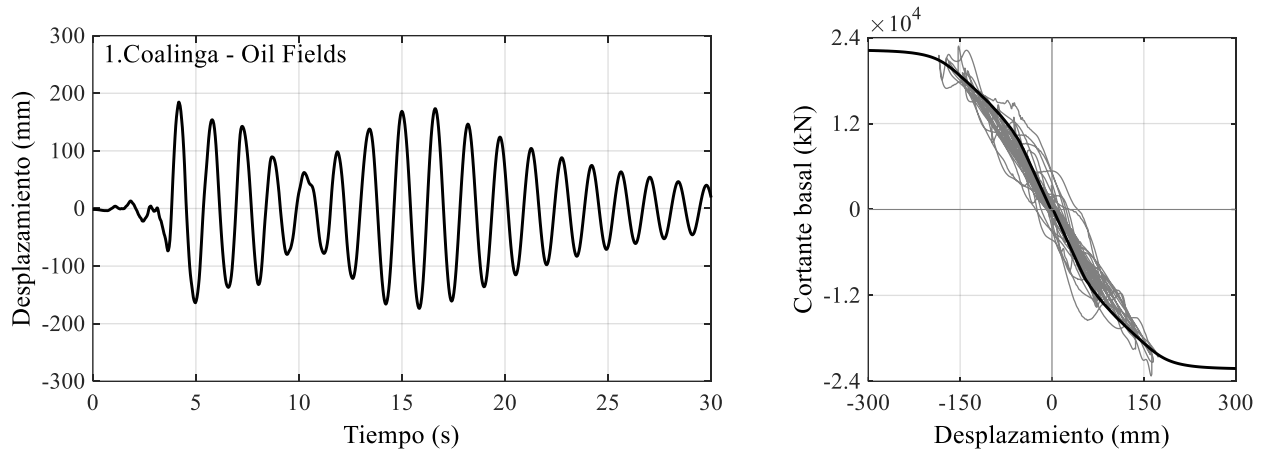
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



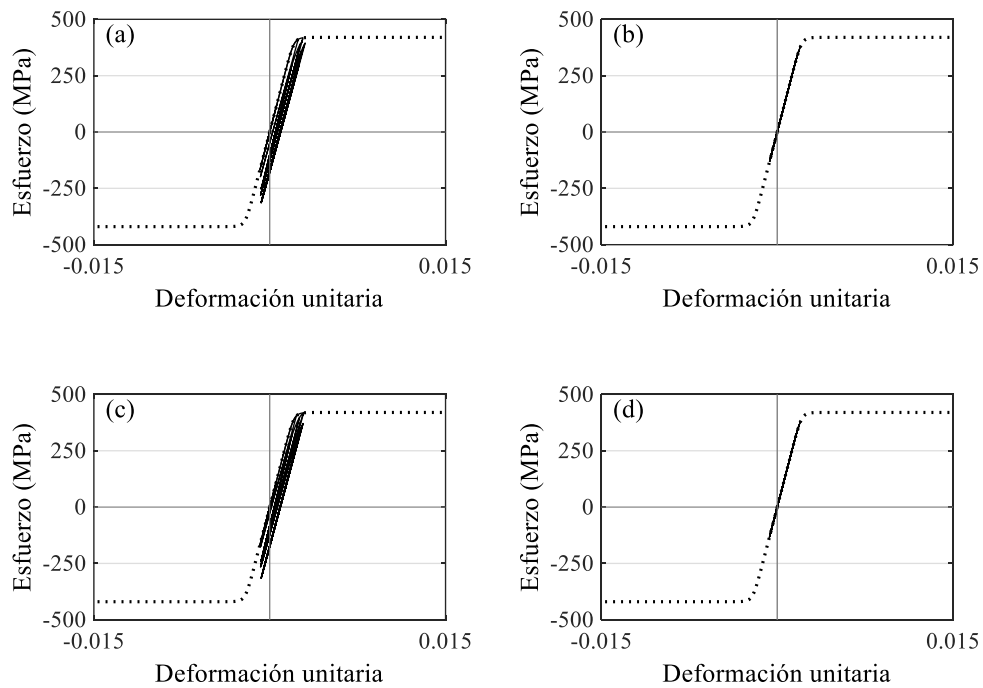
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



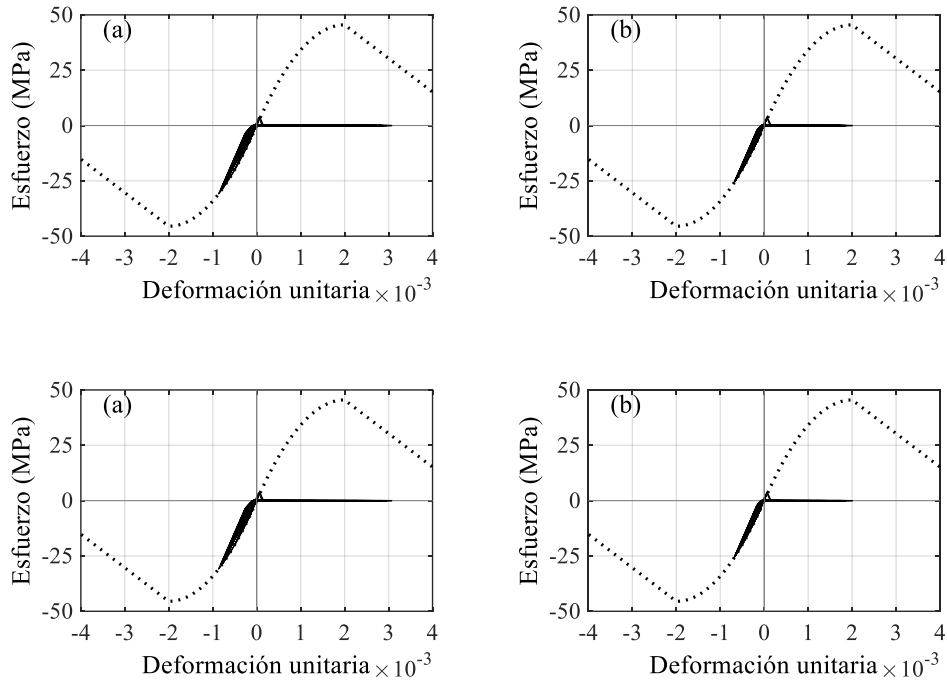
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



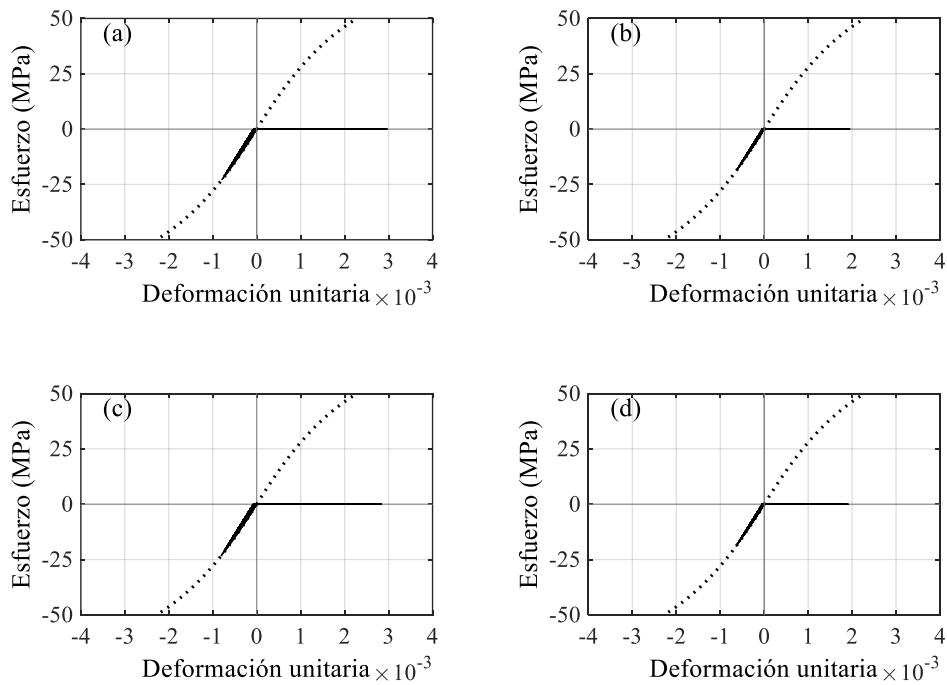
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #1 del Caso 2.



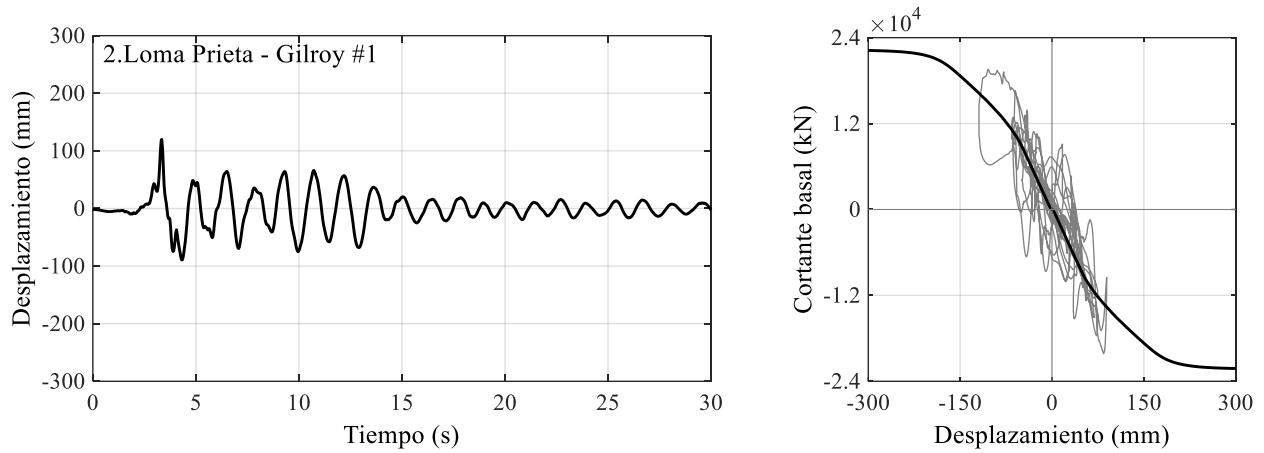
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



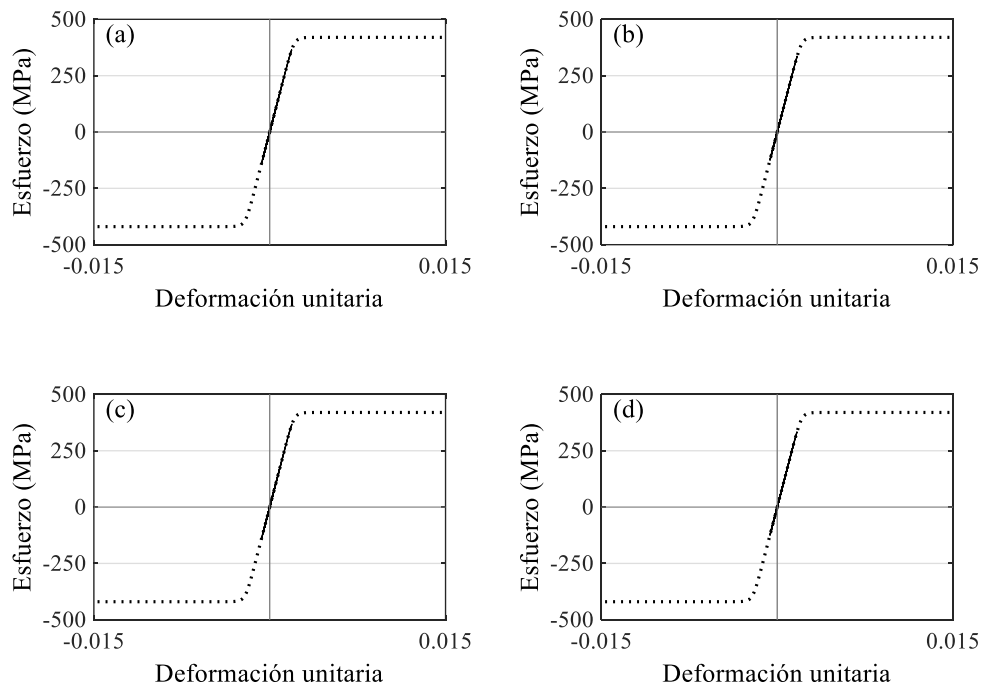
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



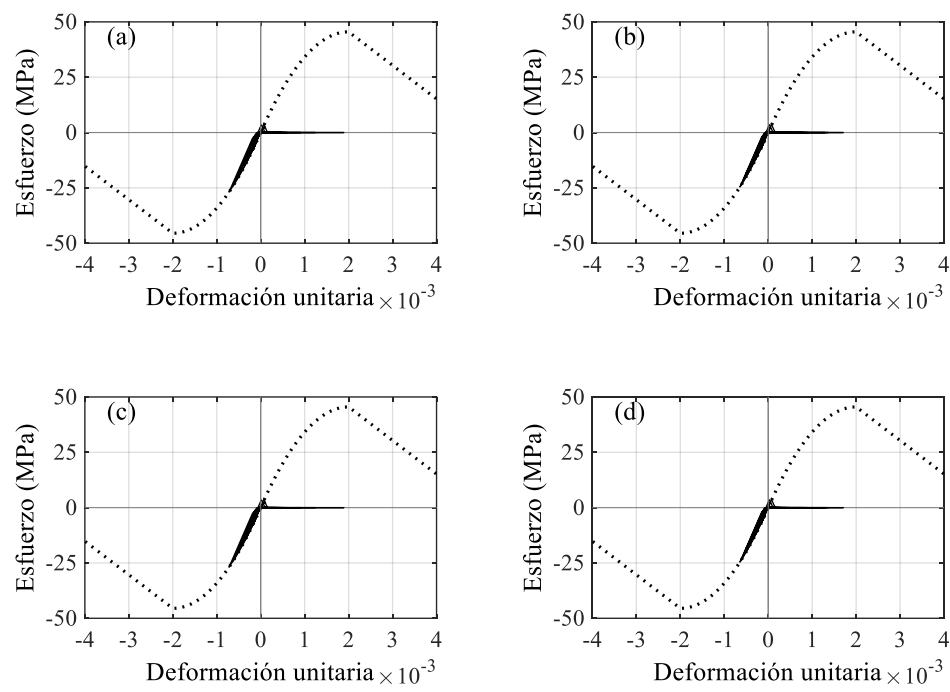
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



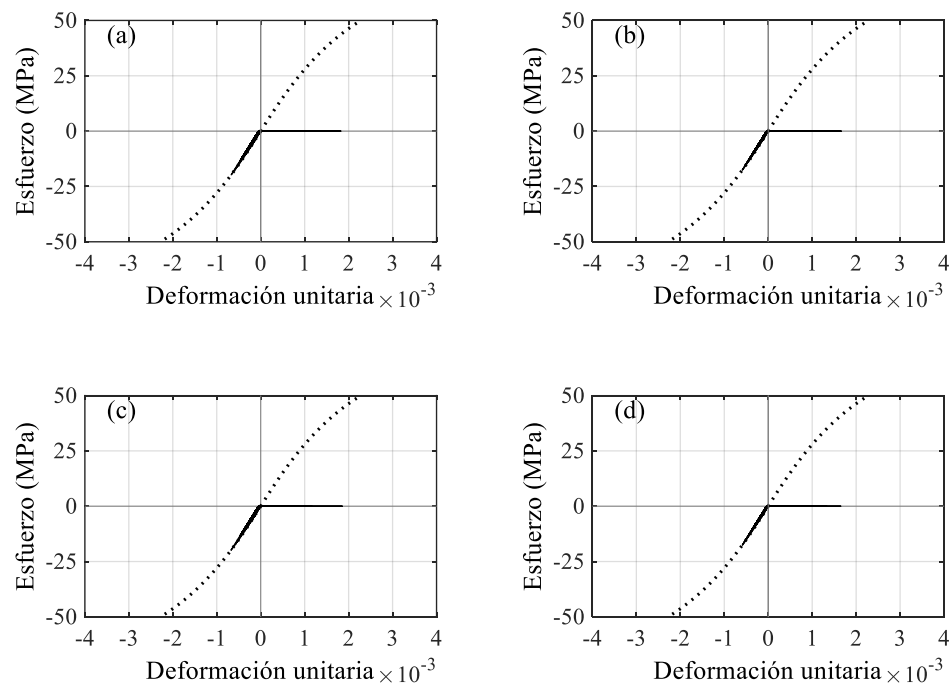
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #2 del Caso 2.



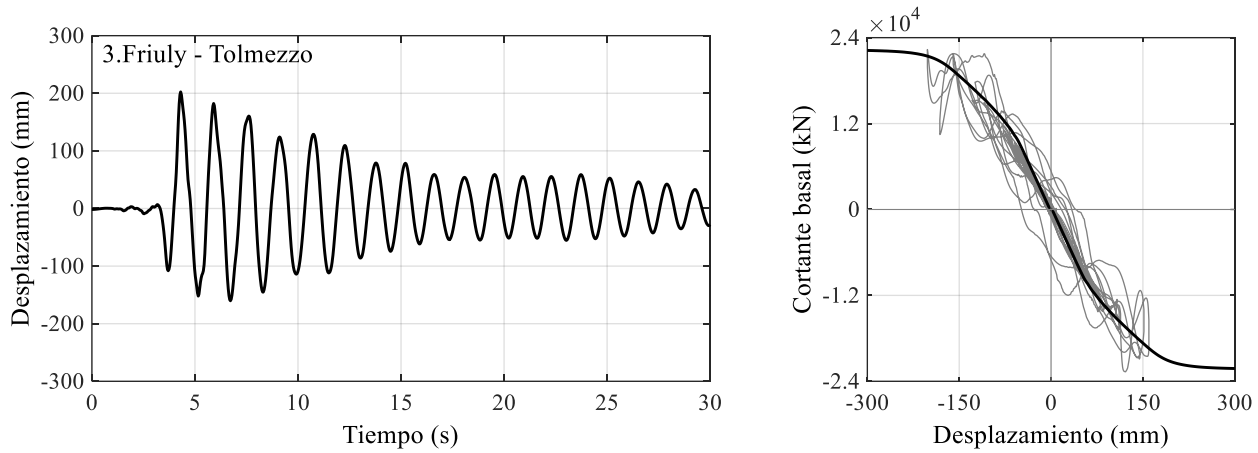
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



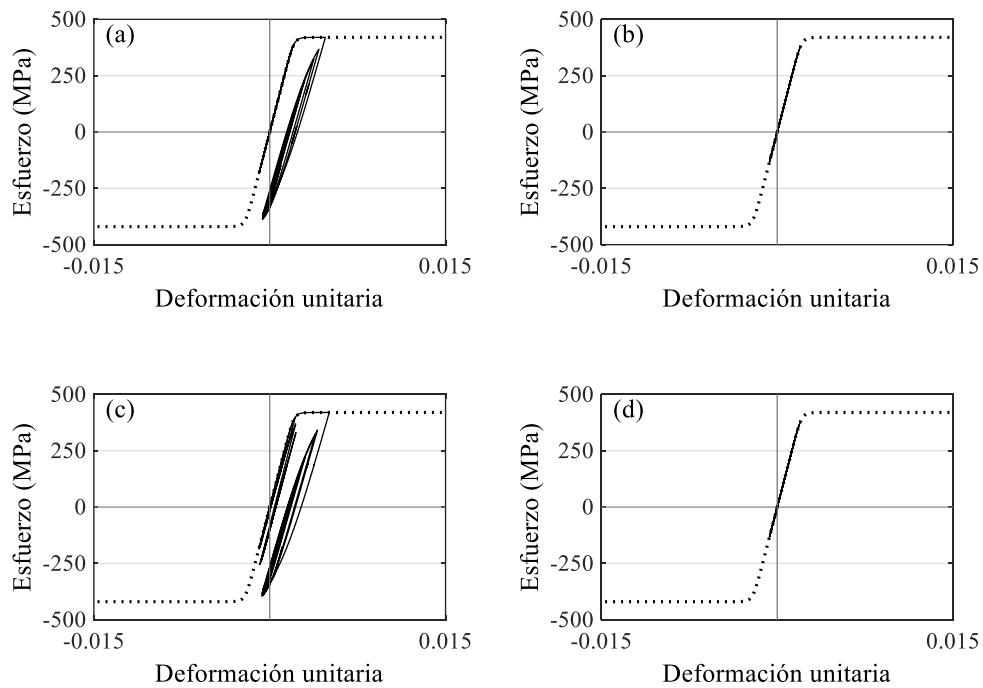
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



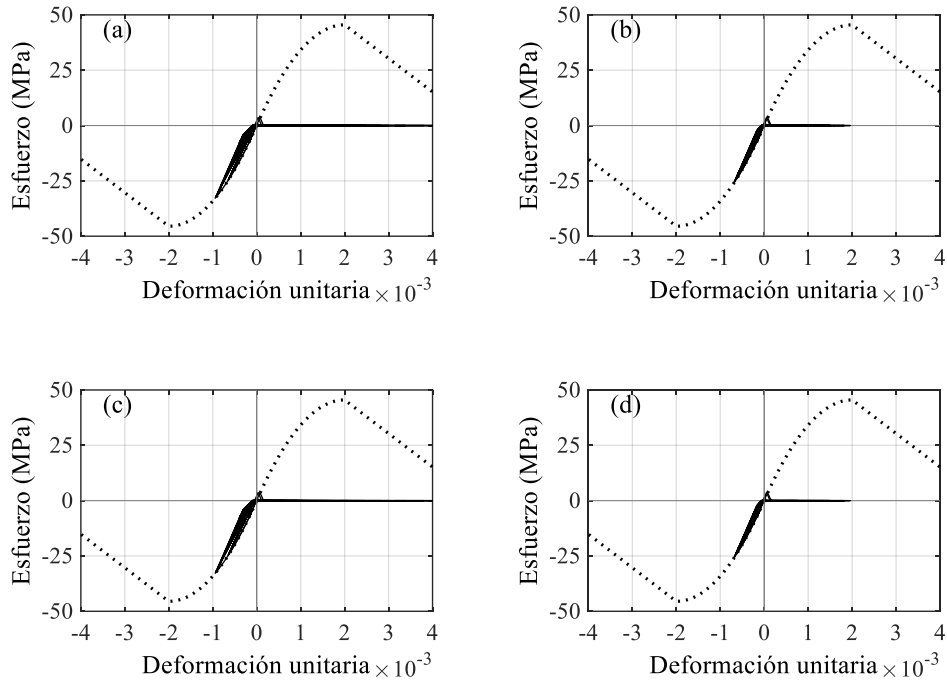
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



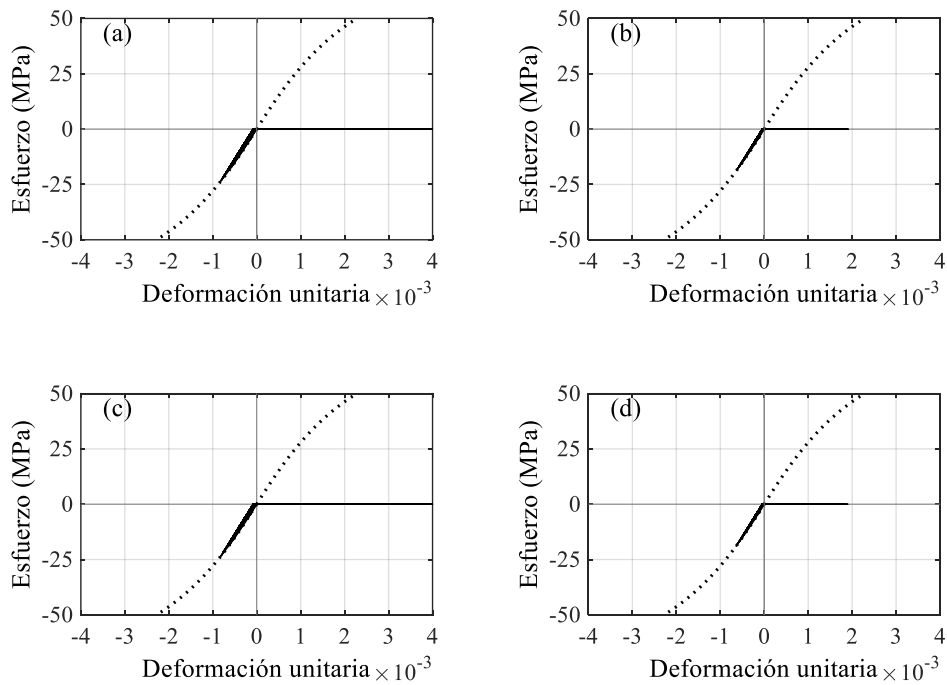
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #3 del Caso 2.



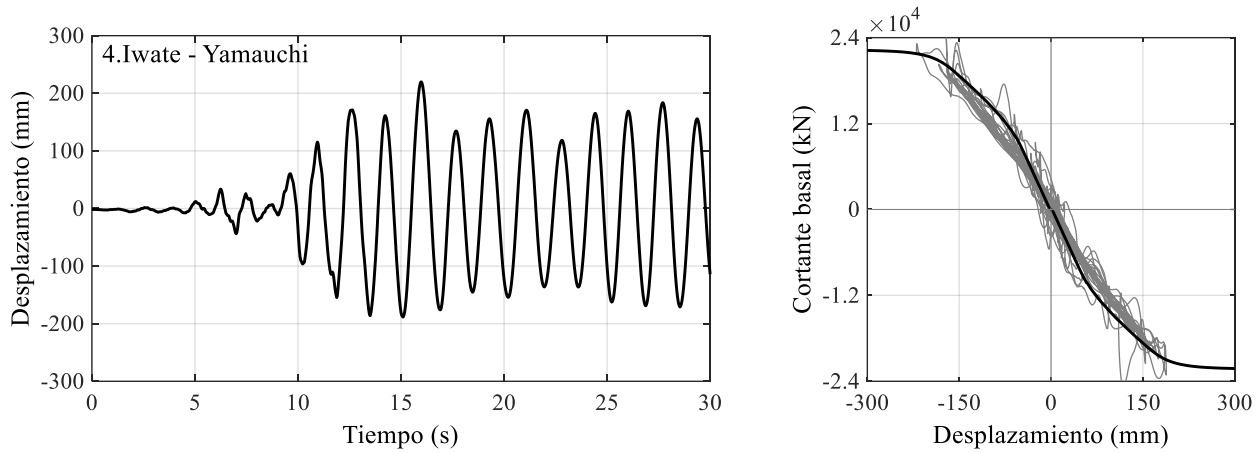
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



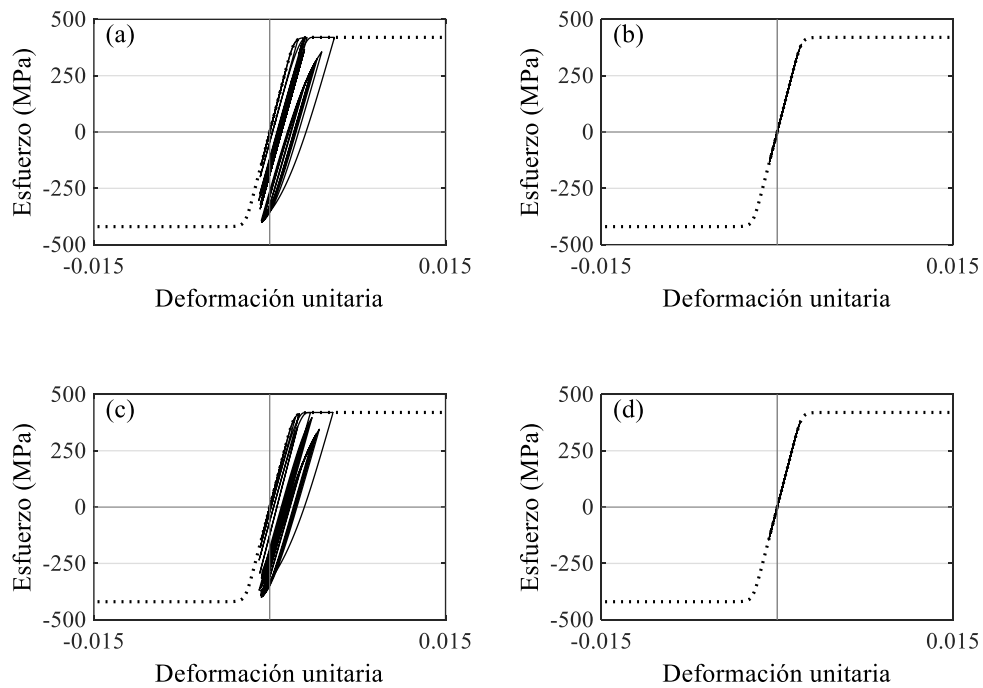
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



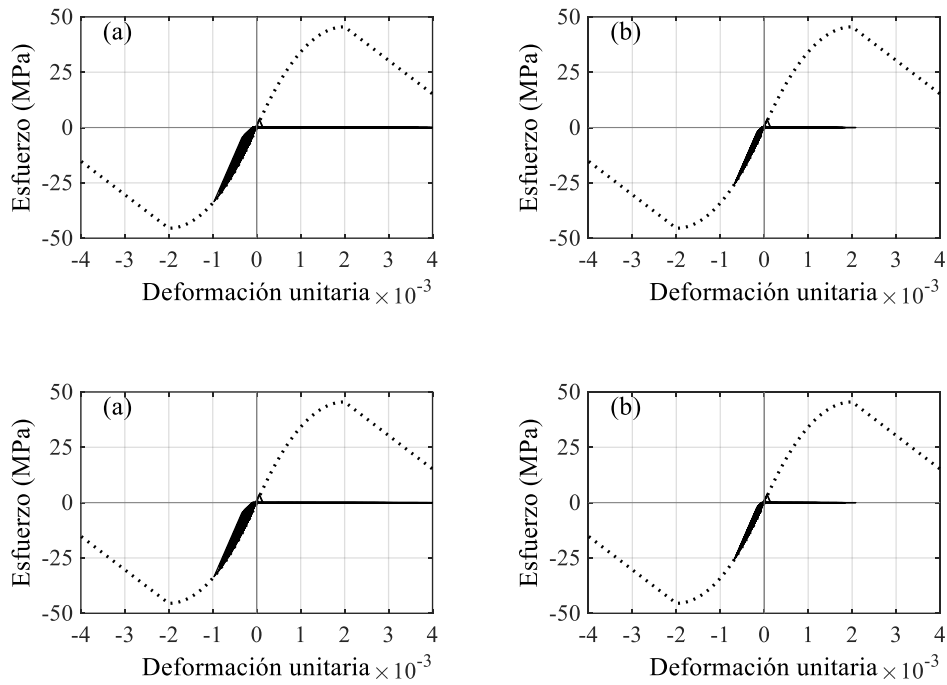
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



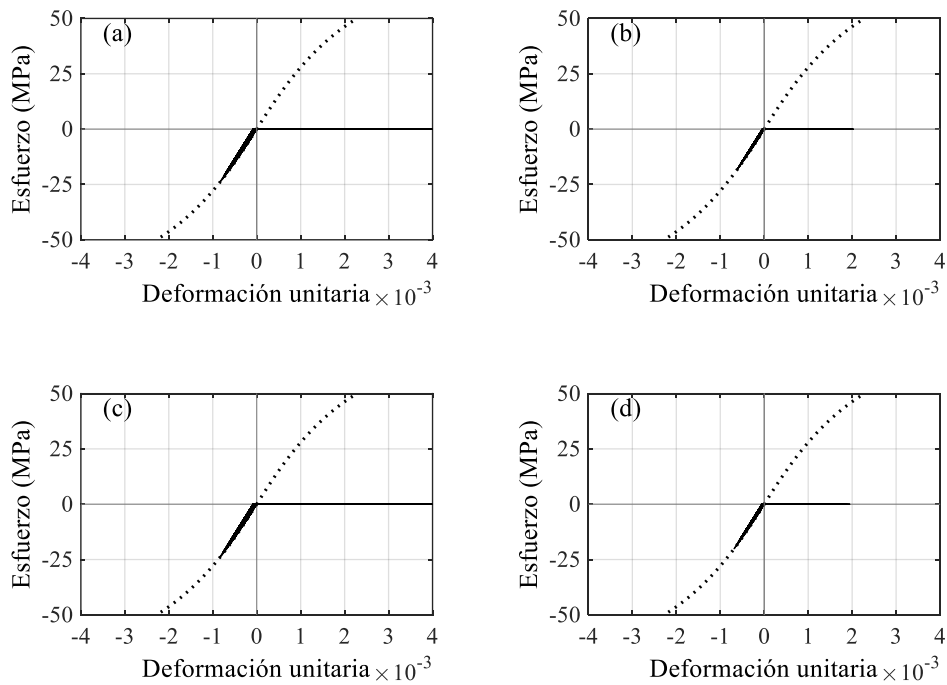
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #4 del Caso 2.



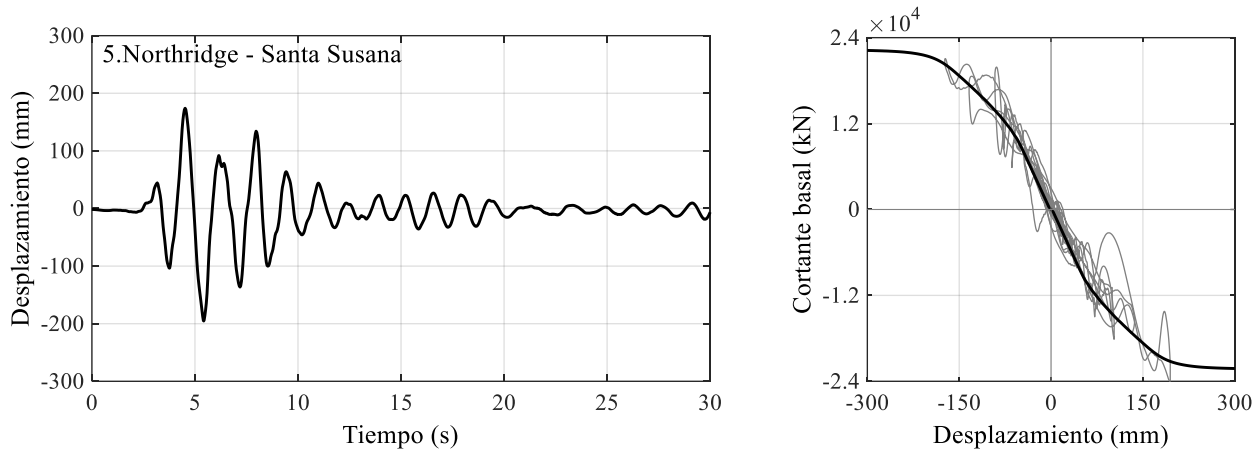
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



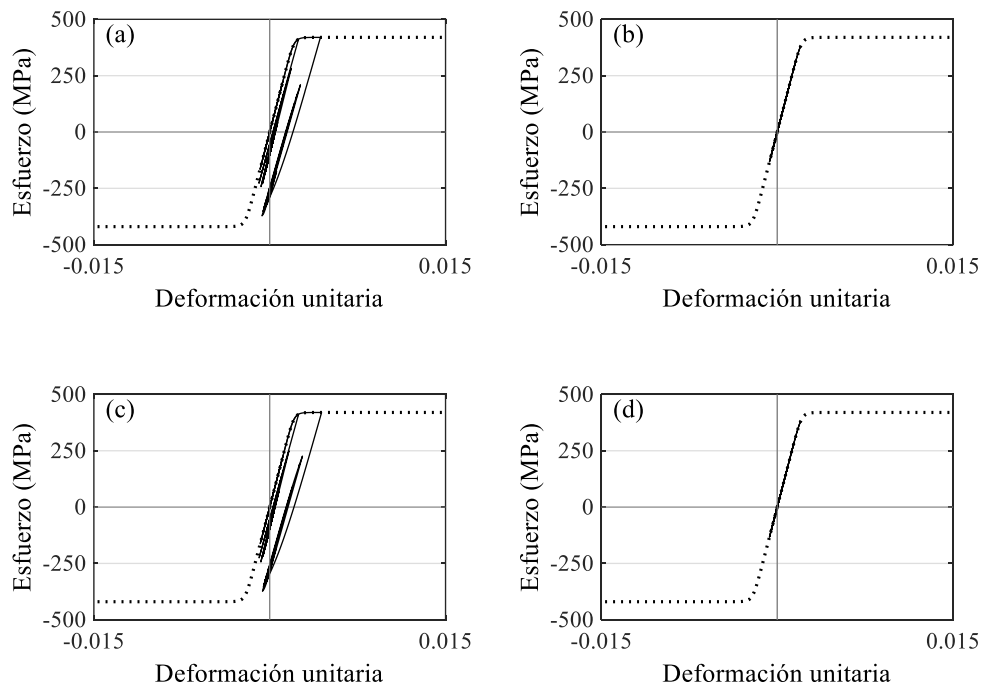
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



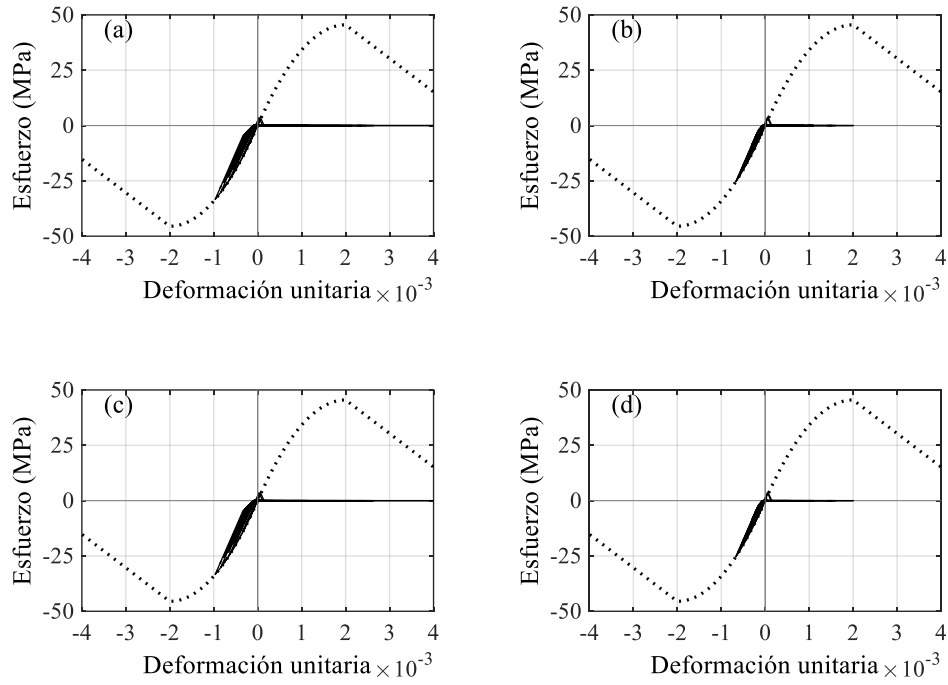
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



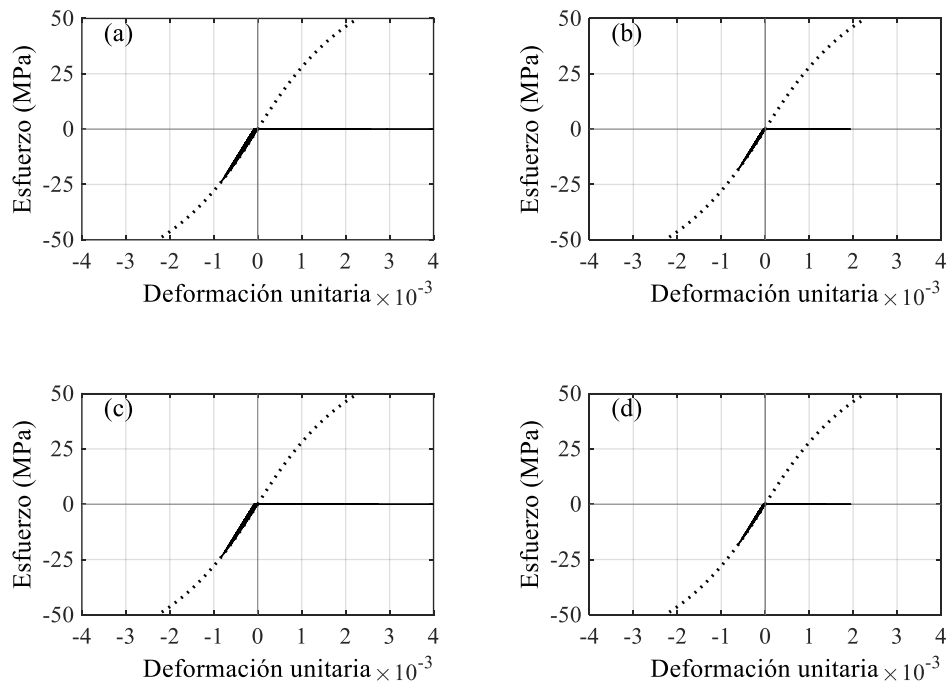
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #5 del Caso 2.



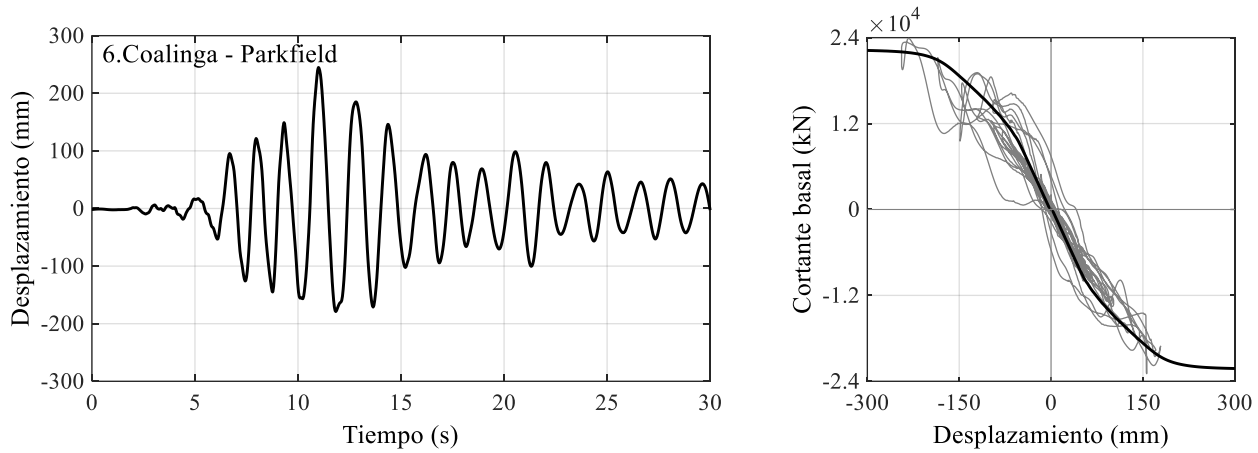
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



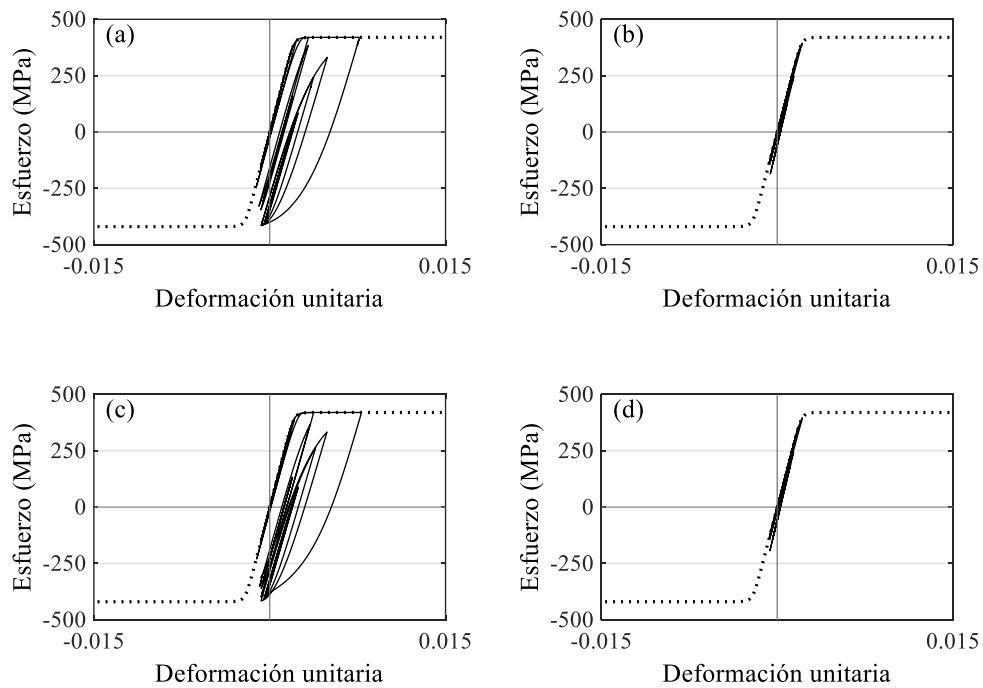
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



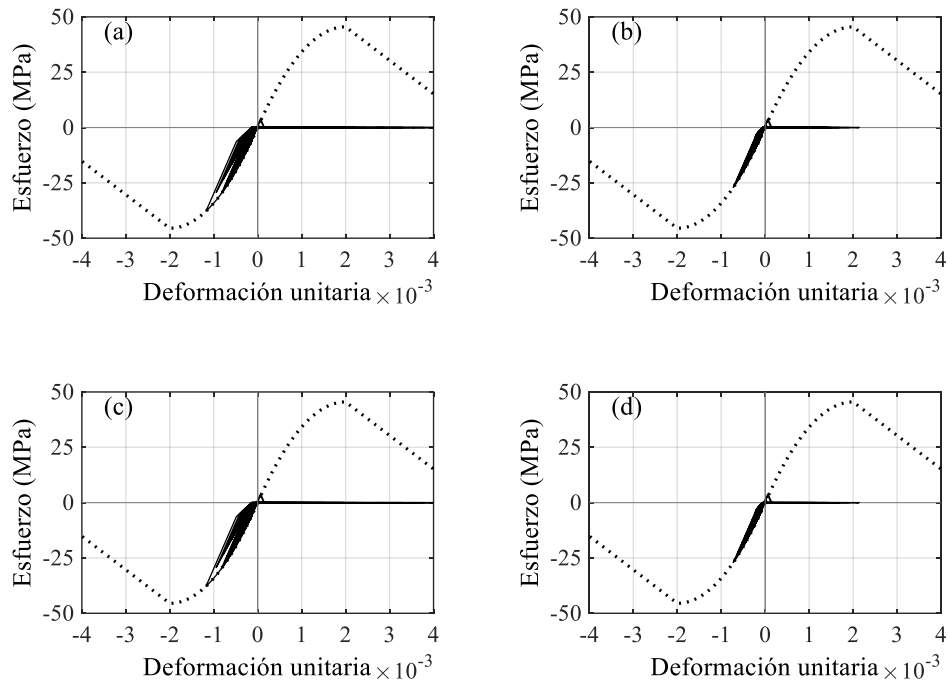
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



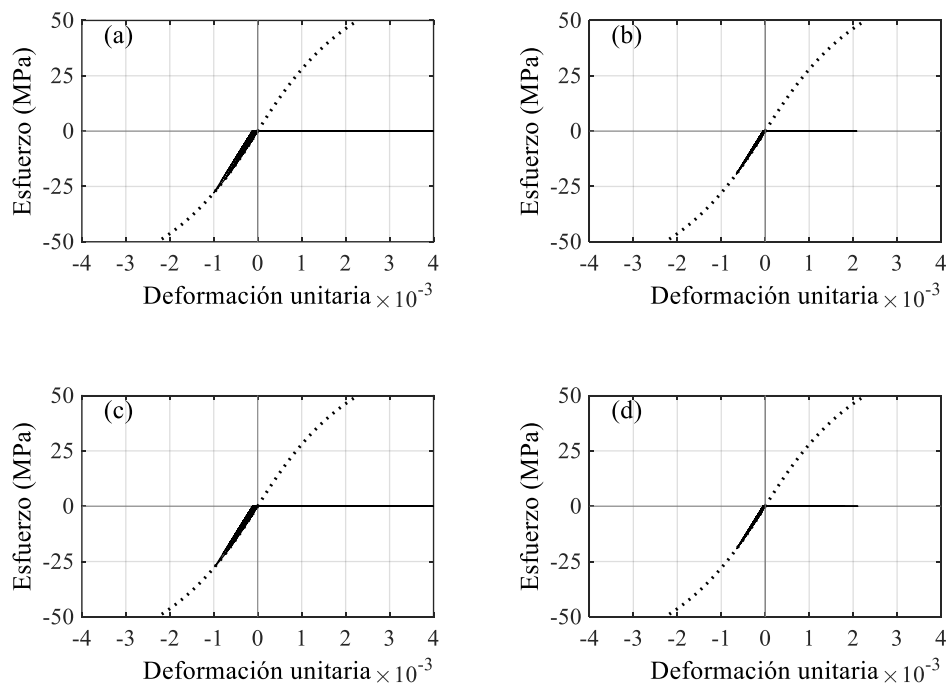
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #6 del Caso 2.



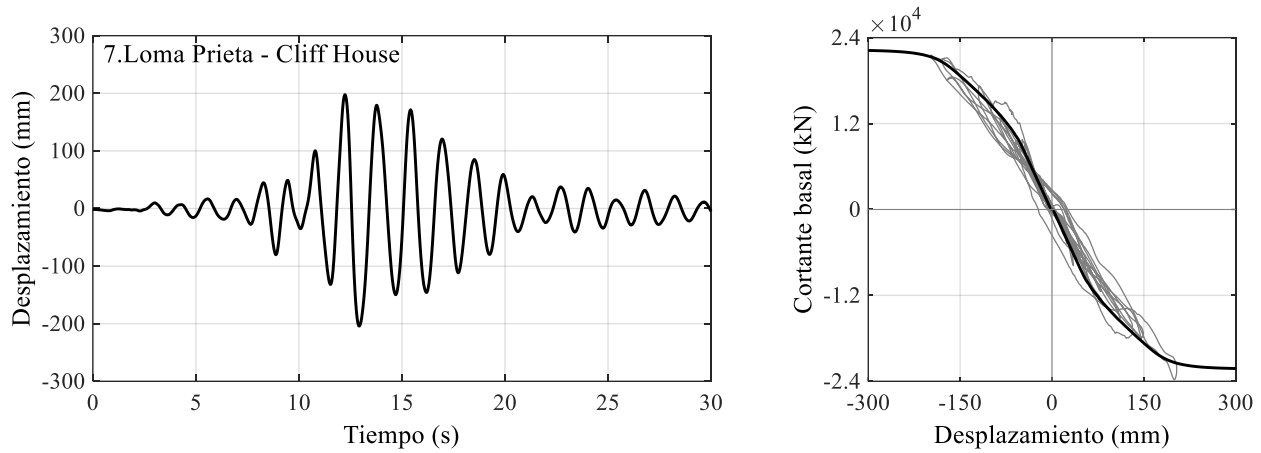
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



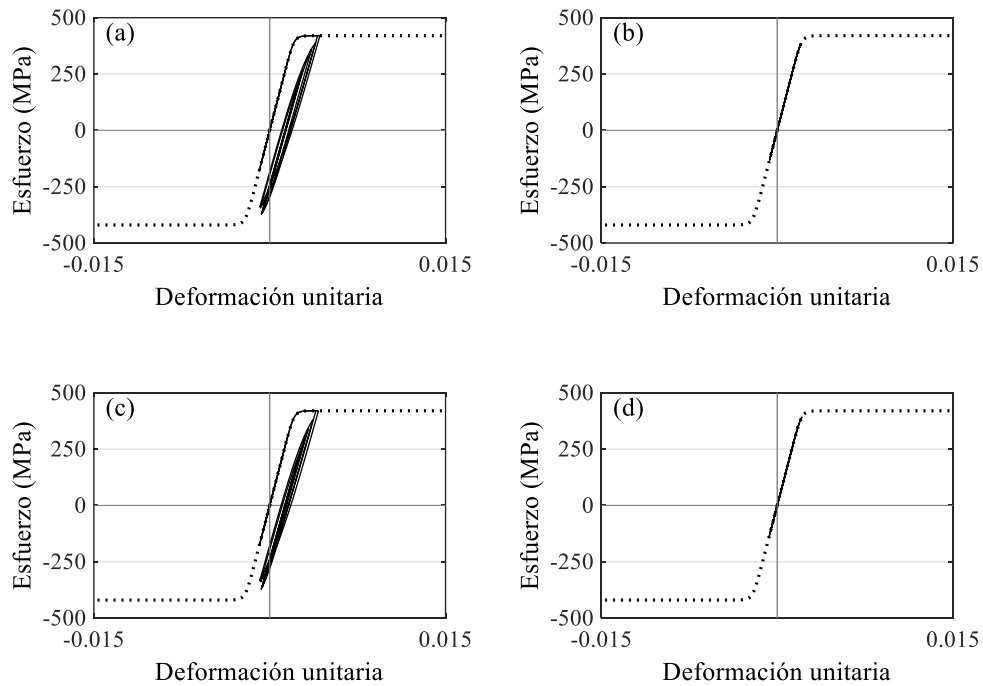
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



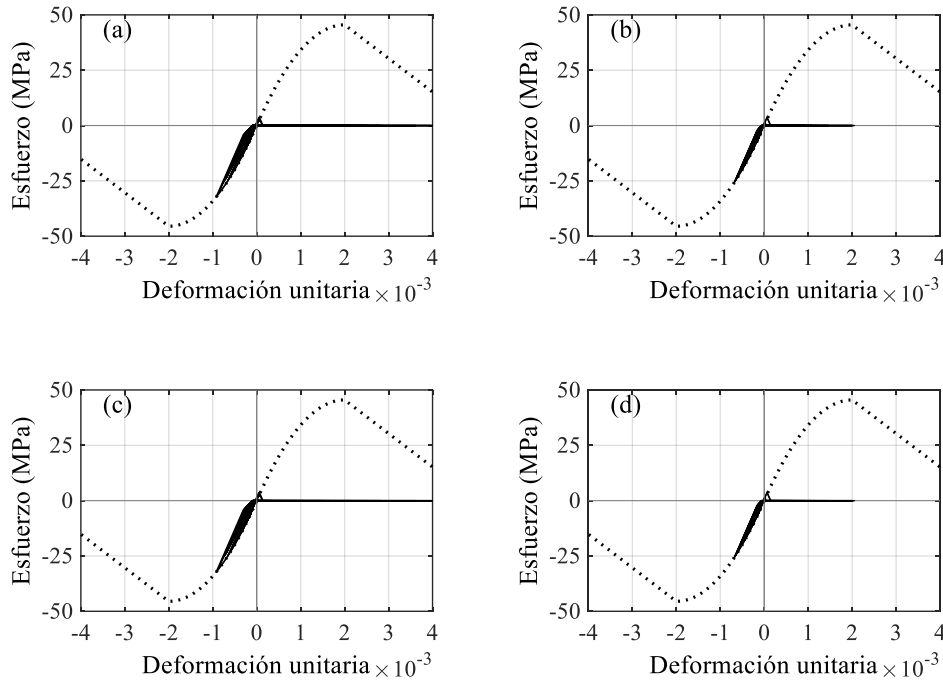
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



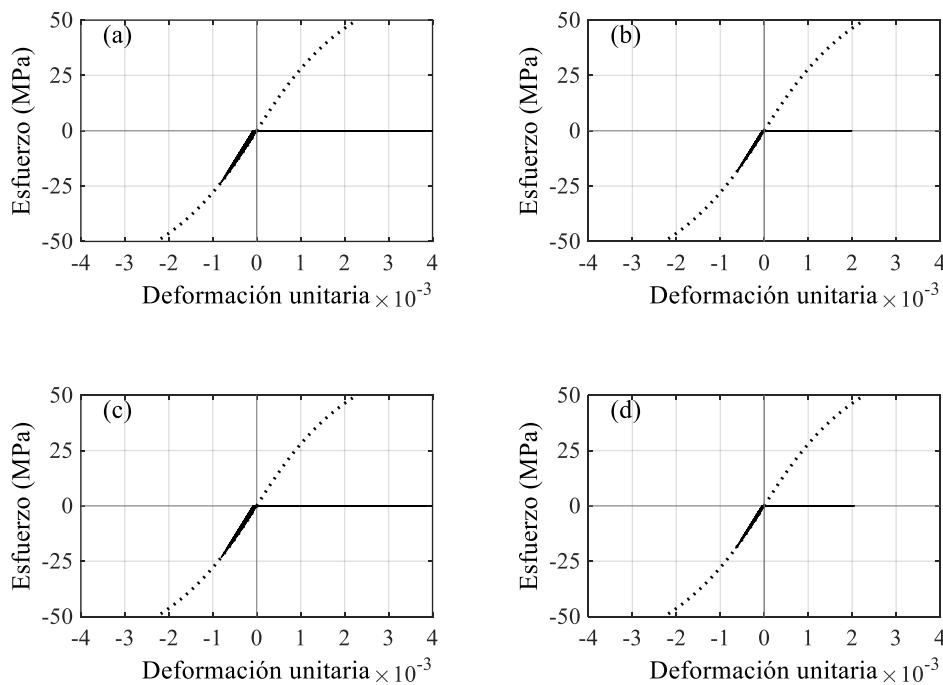
Historia de desplazamientos del puente *M3* durante el sismo #7 del Caso 2.



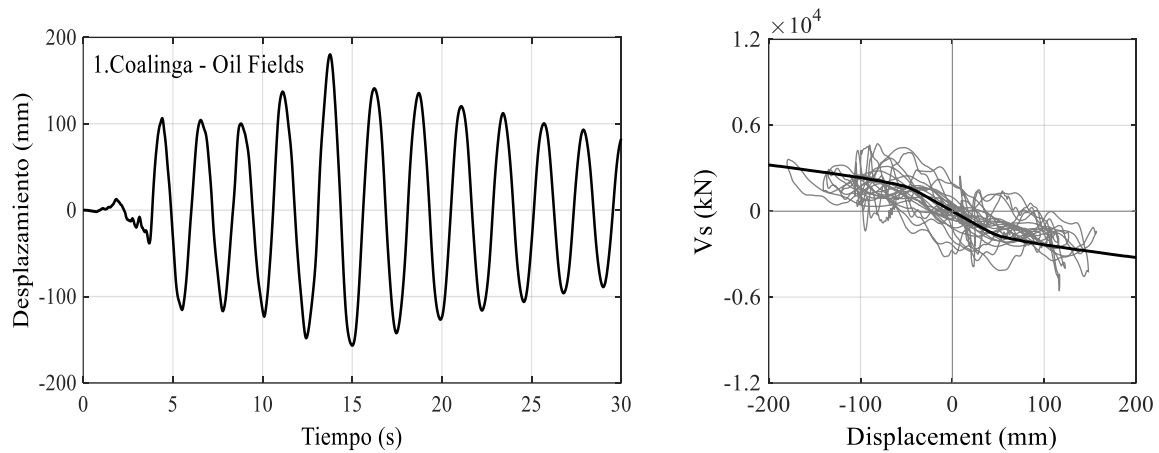
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



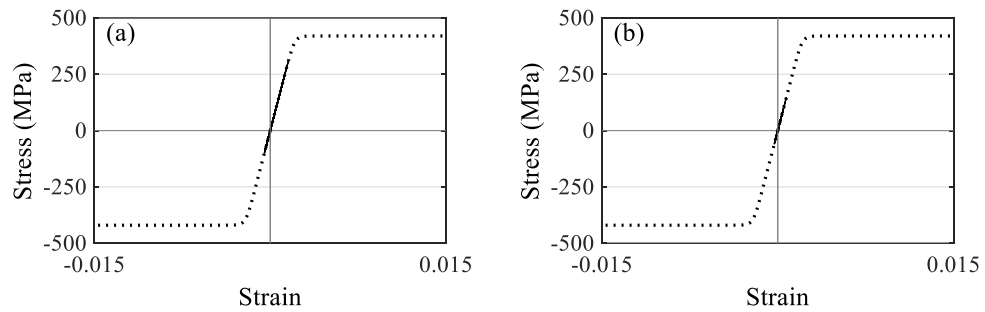
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



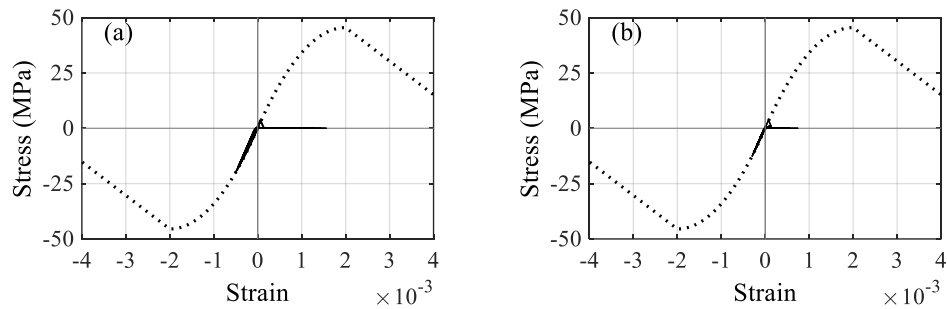
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M3* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



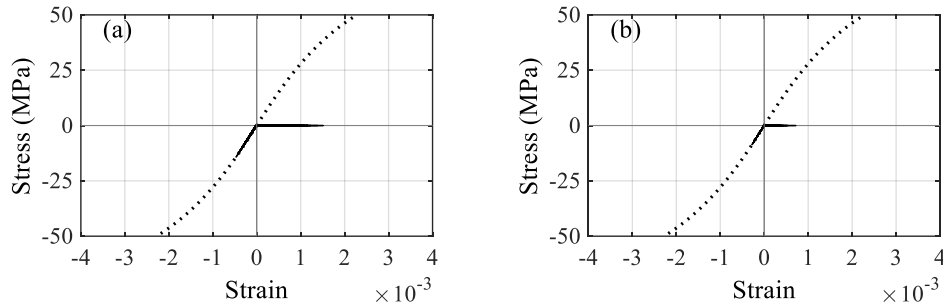
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



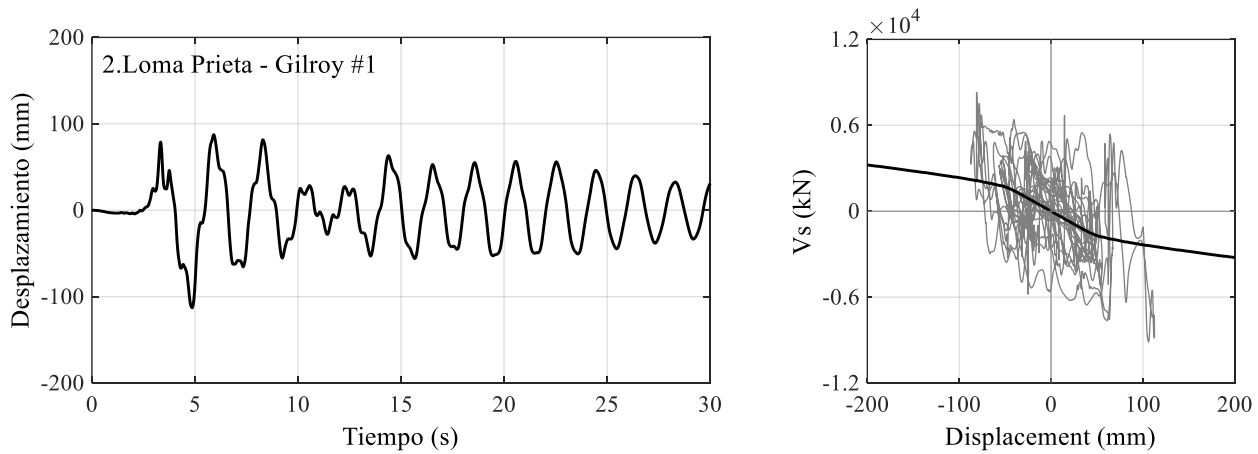
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



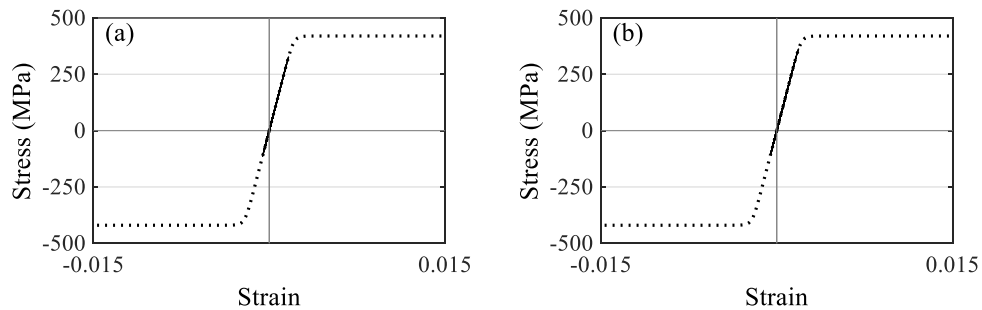
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



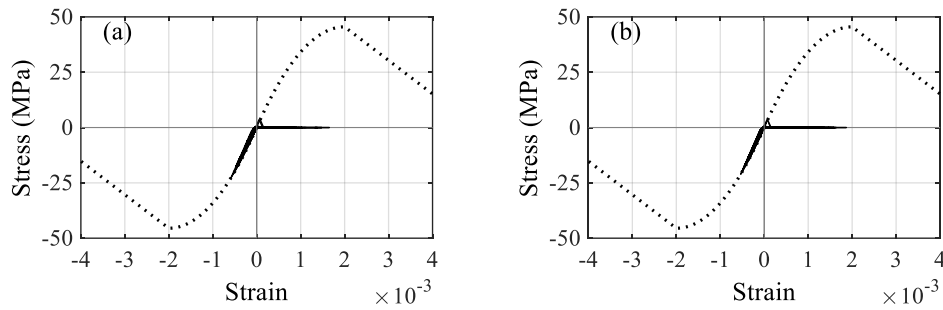
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



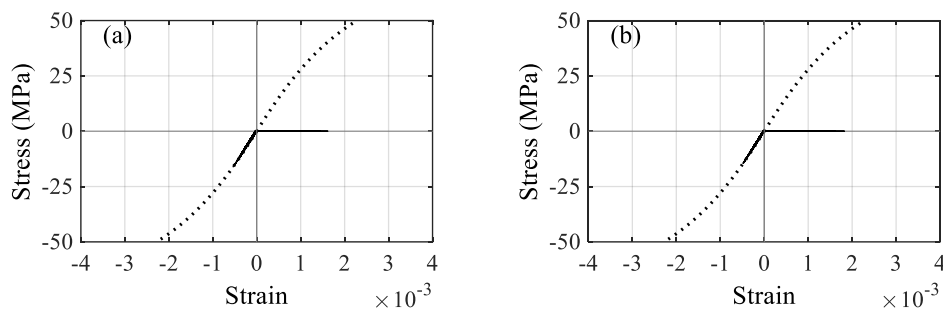
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



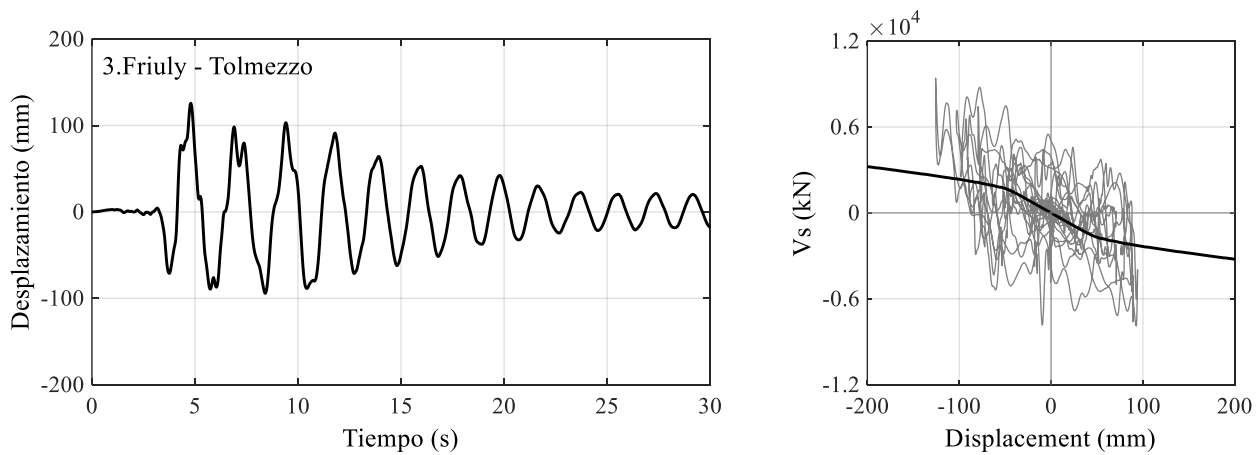
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



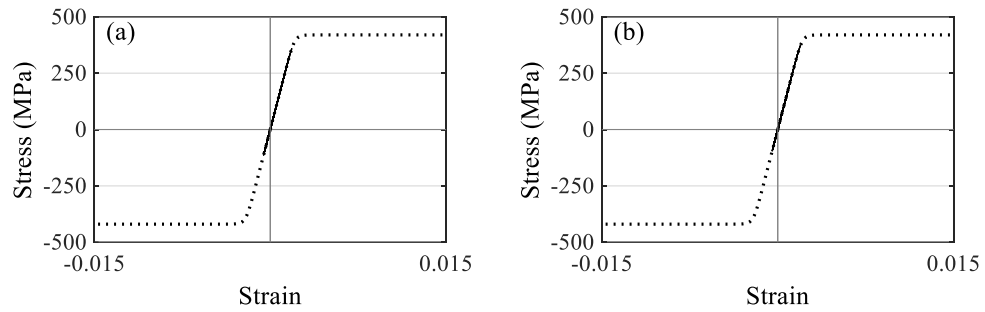
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



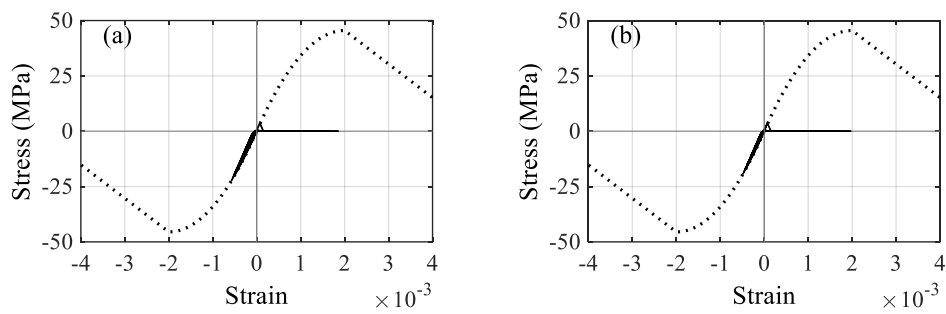
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



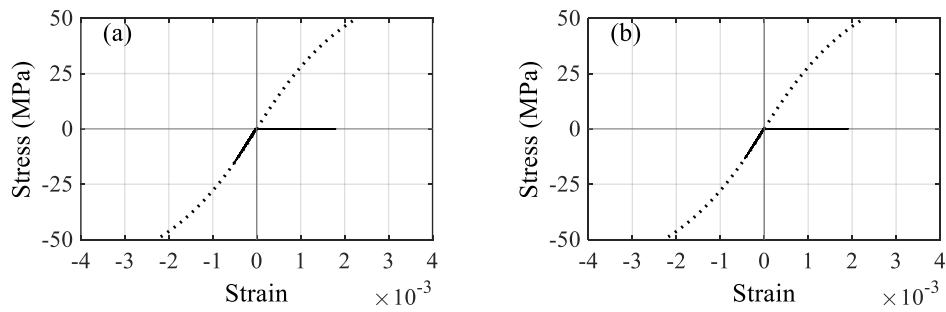
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



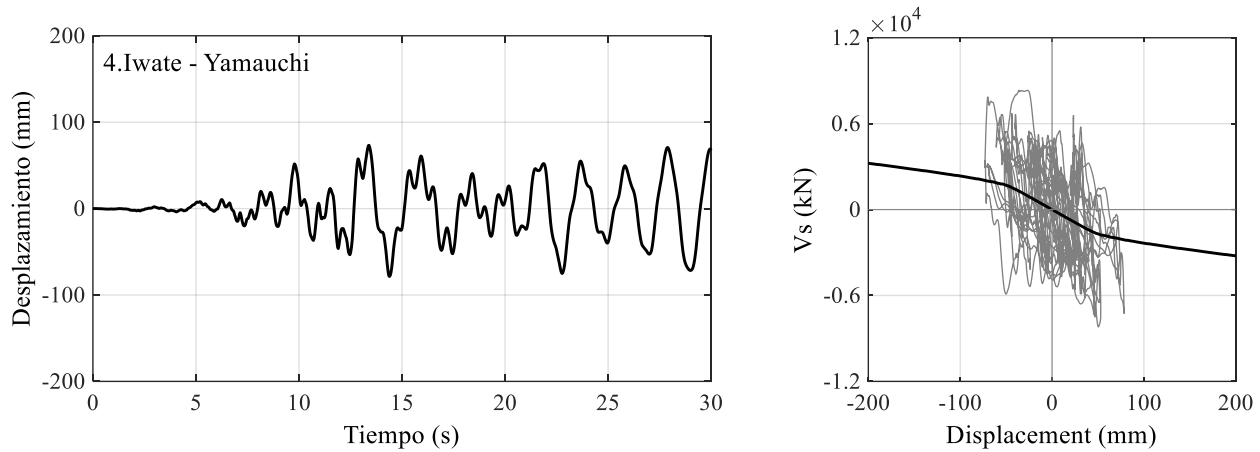
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



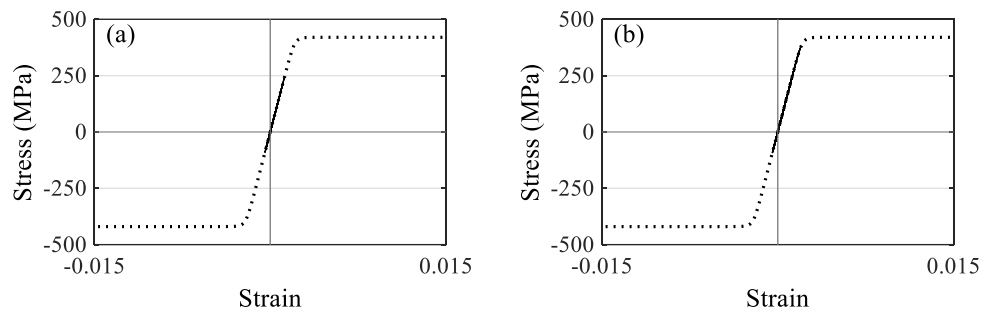
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



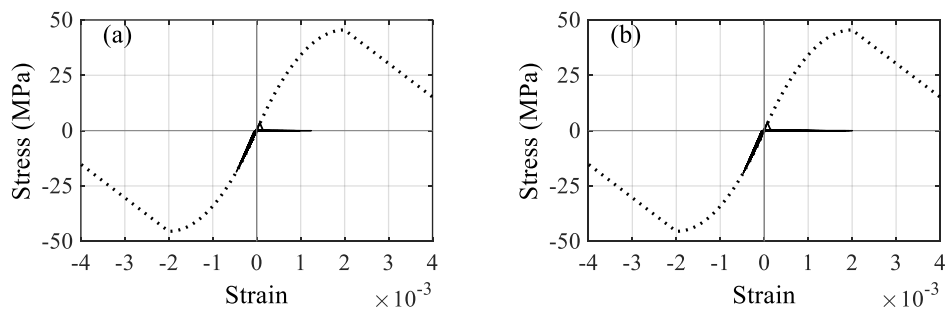
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



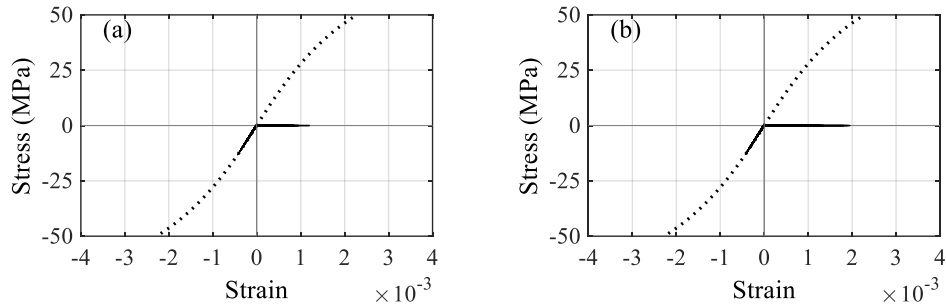
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



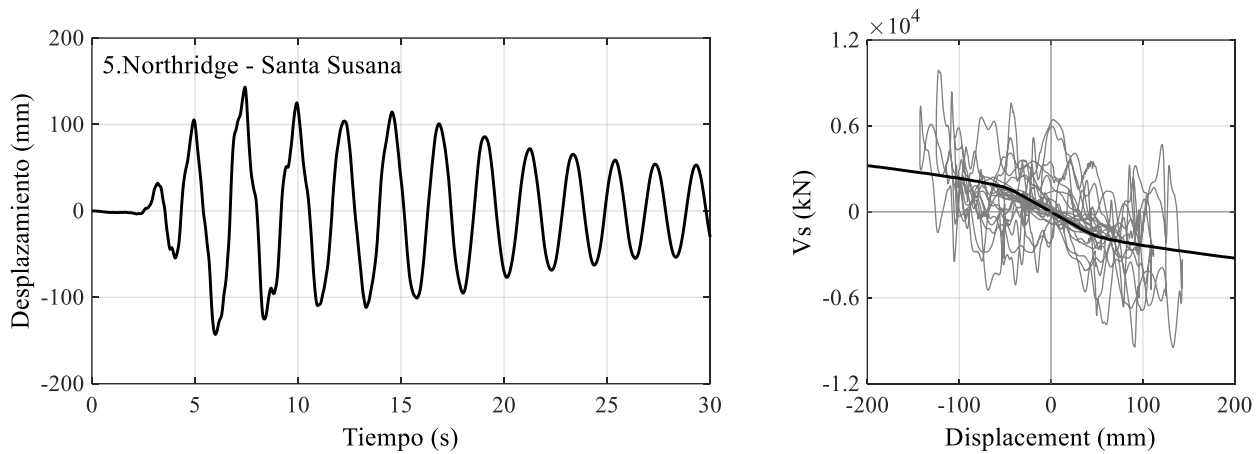
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



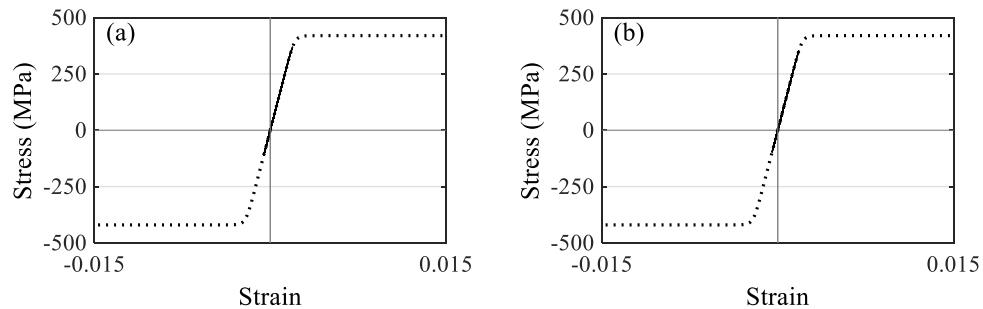
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



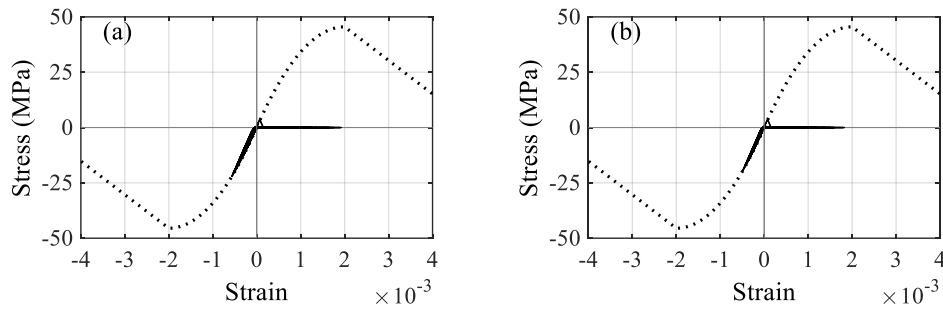
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



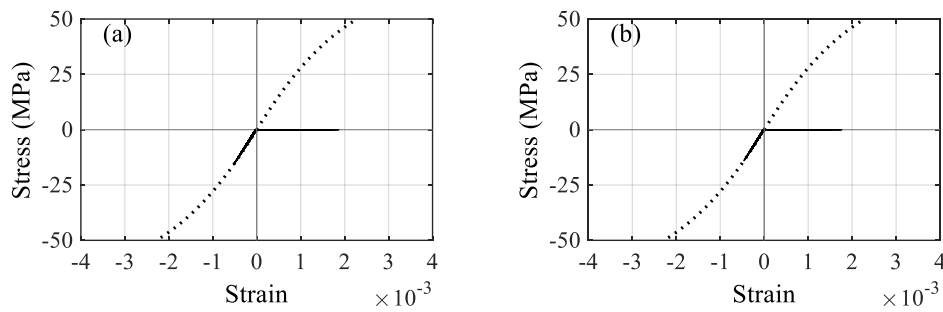
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



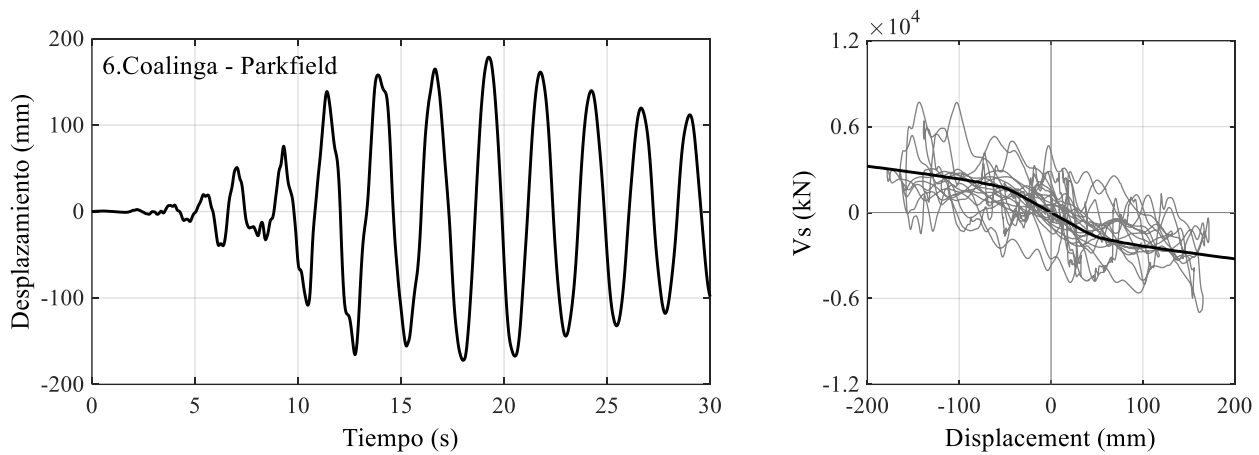
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



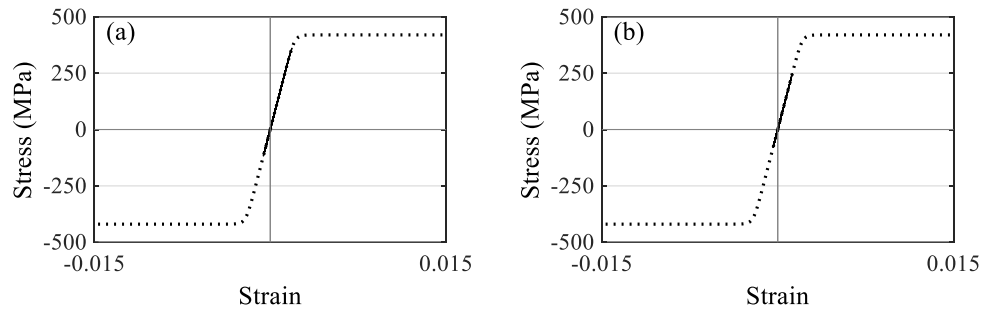
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



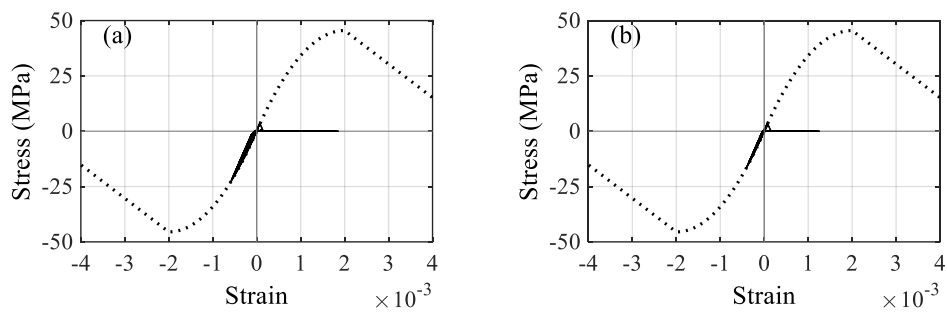
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



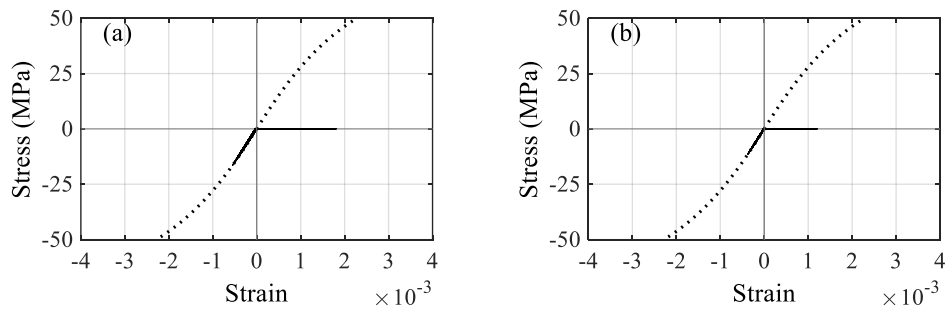
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



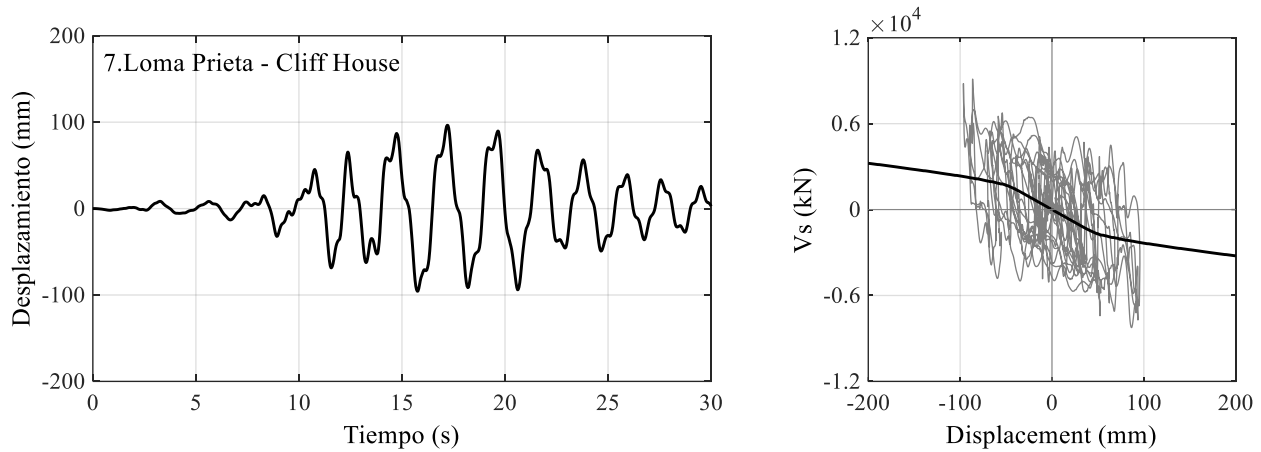
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



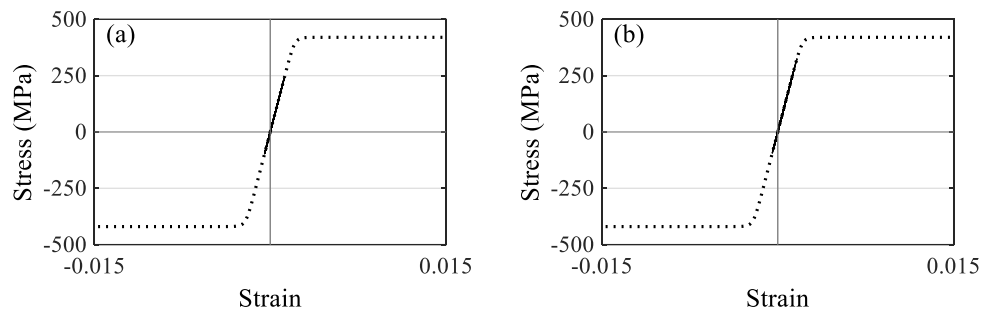
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



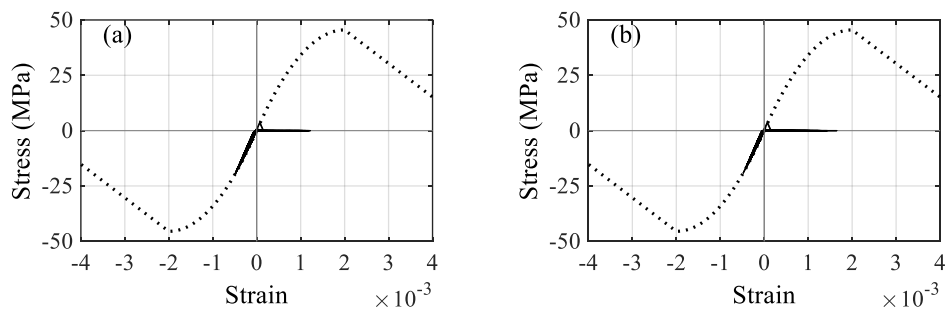
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



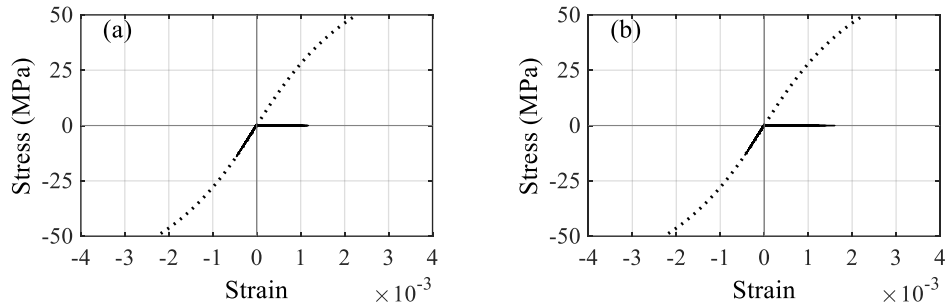
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.



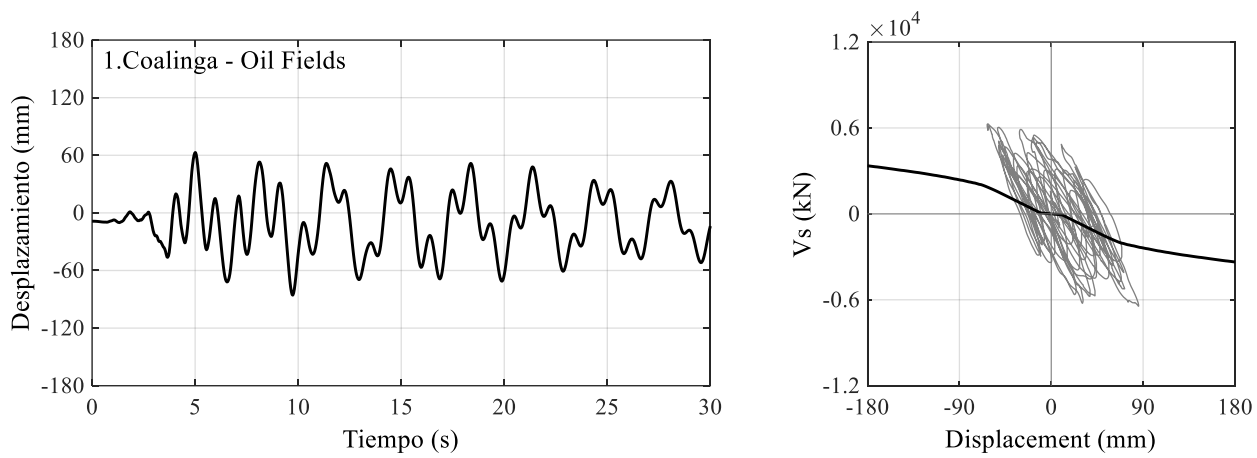
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.



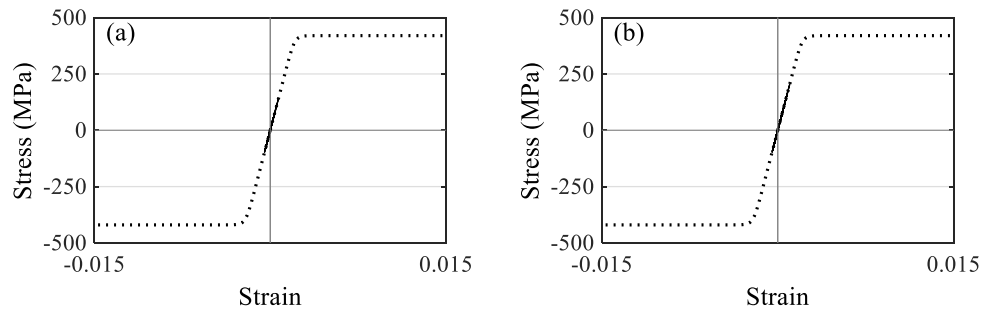
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.



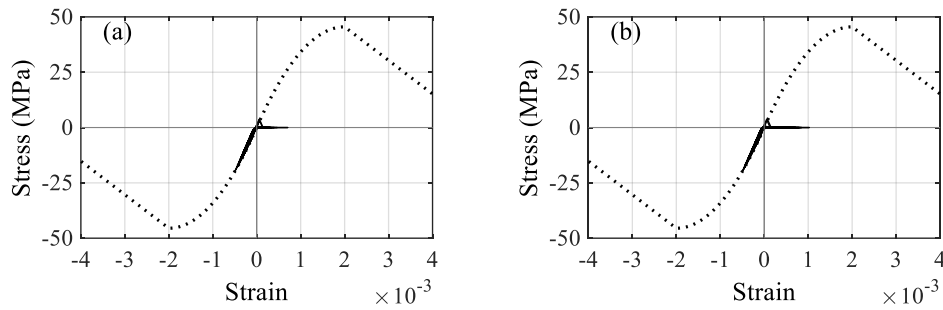
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.



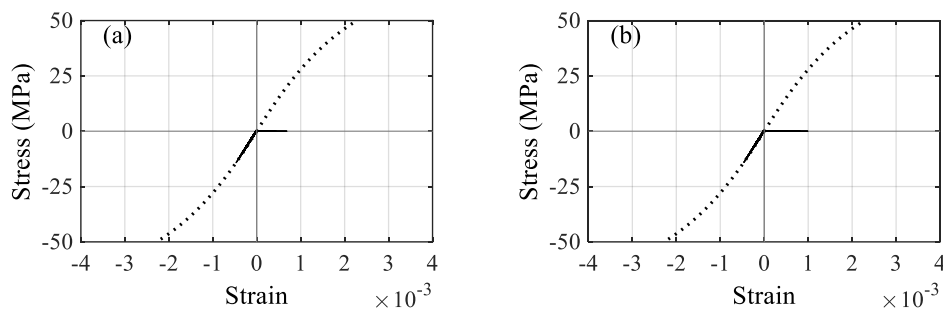
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



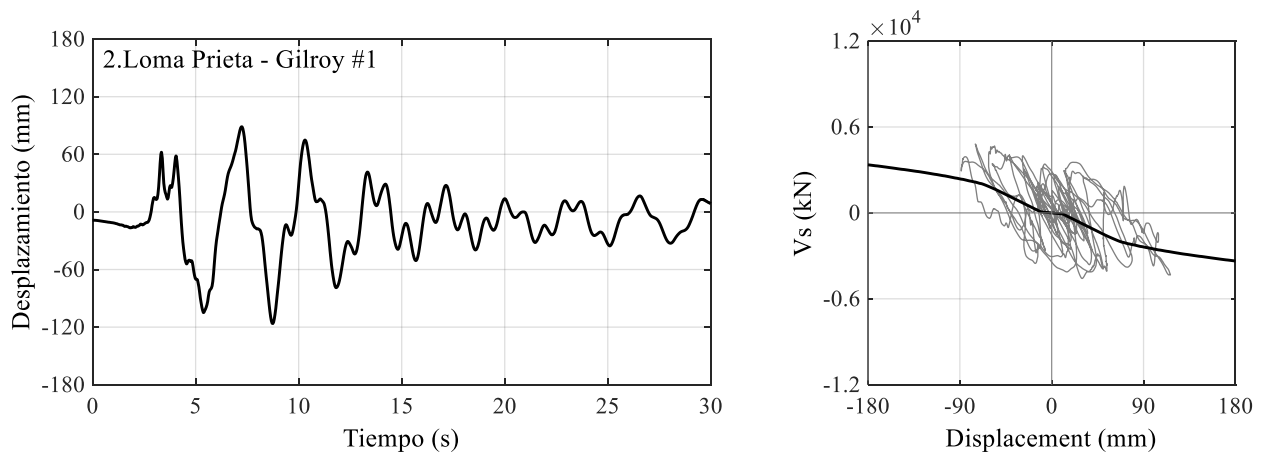
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



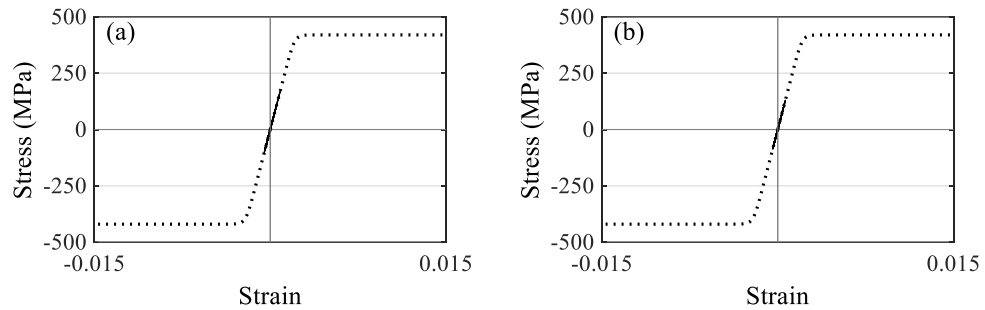
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



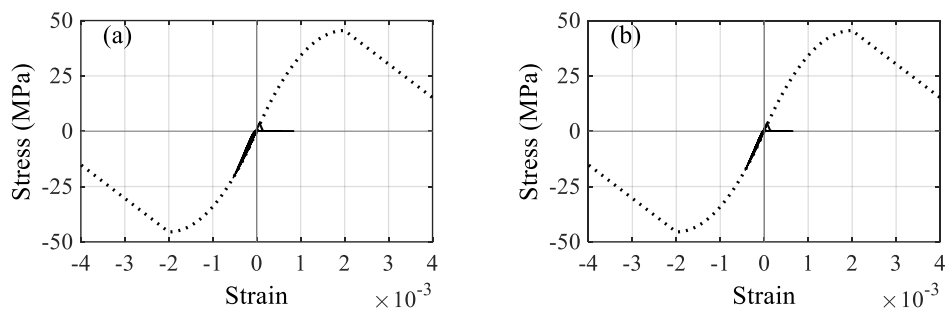
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1 del Caso 2.



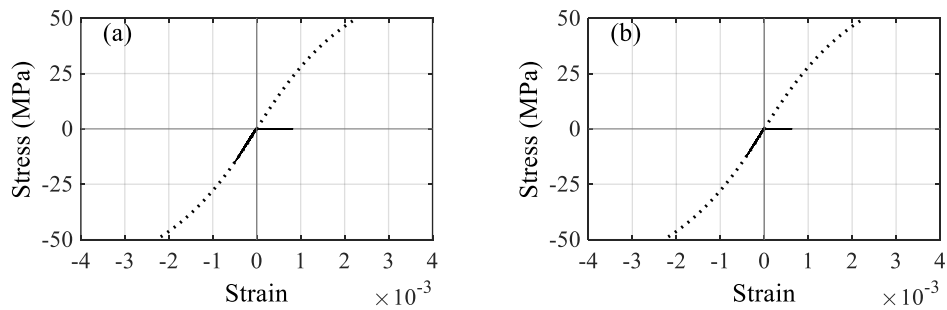
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



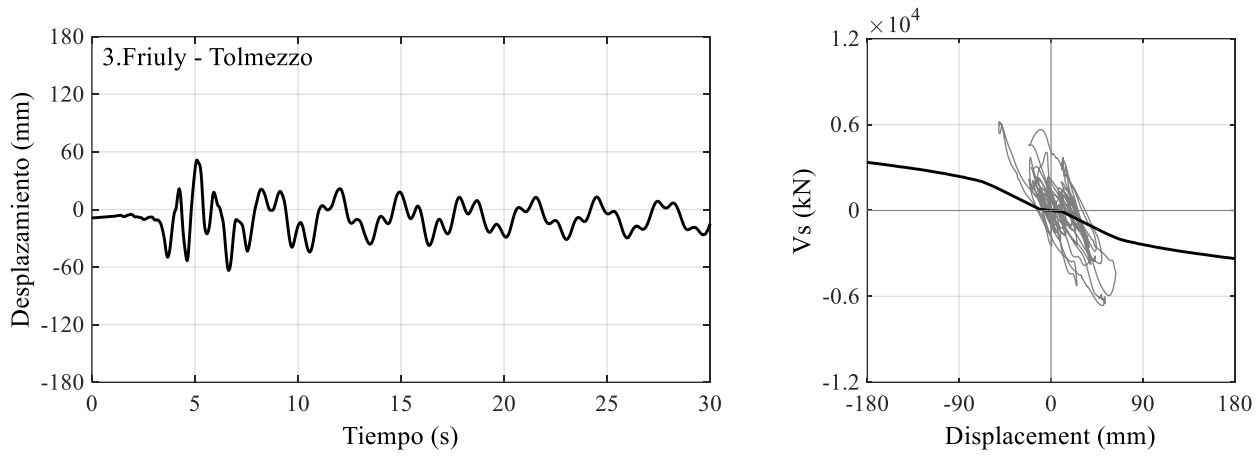
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



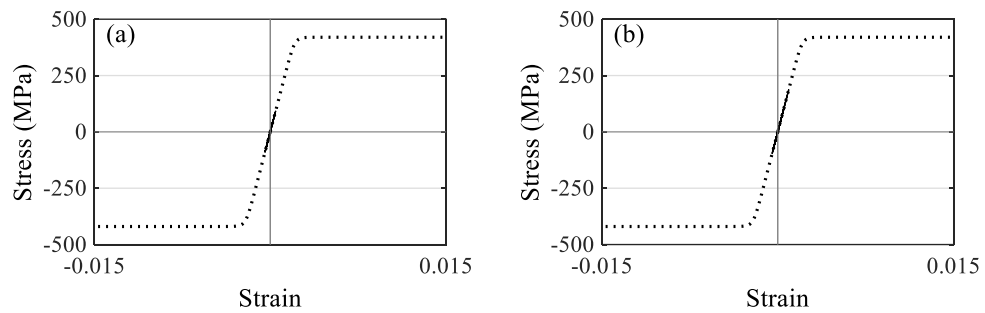
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



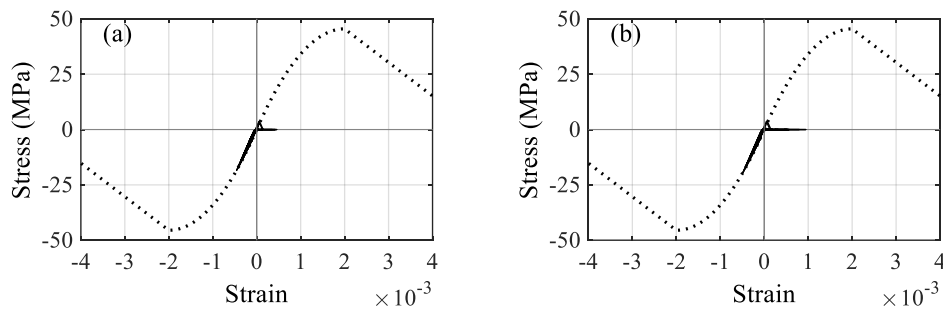
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #2 del Caso 2.



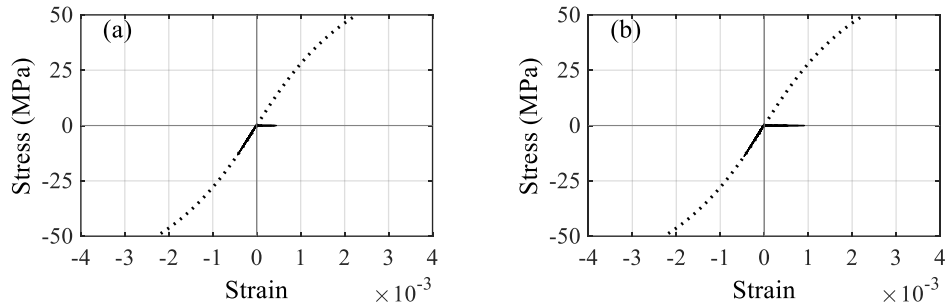
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



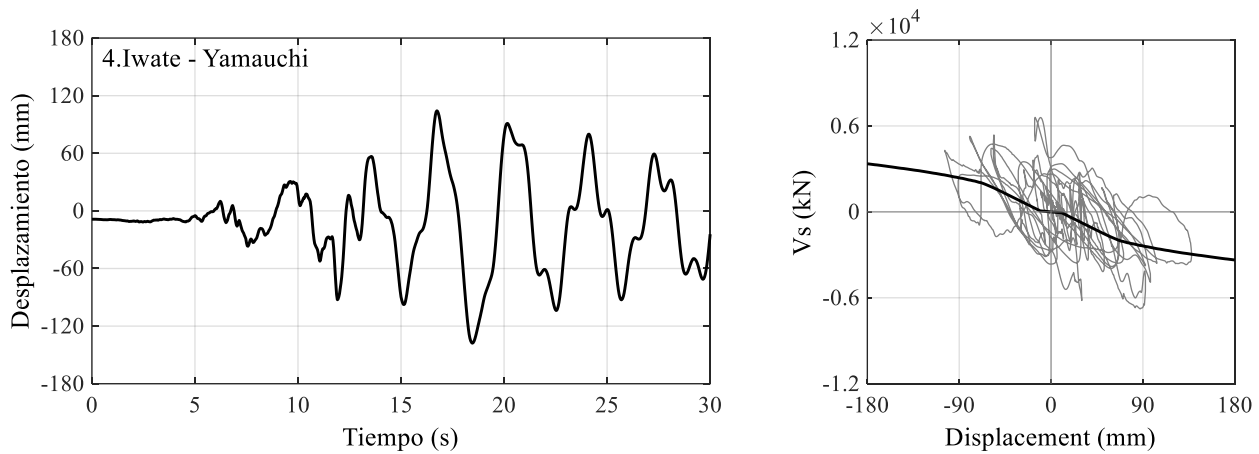
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



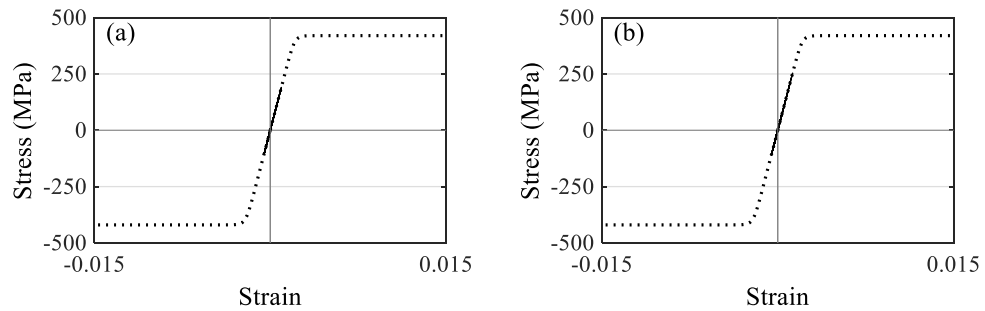
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



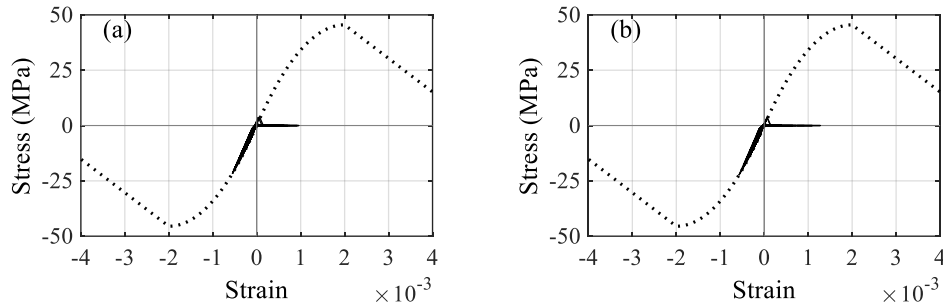
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #3 del Caso 2.



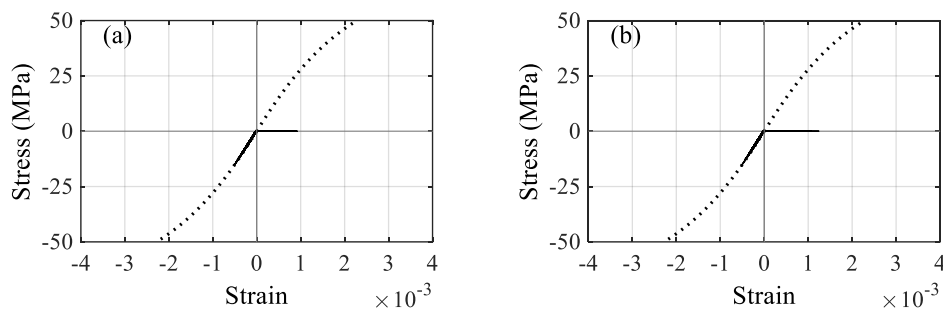
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



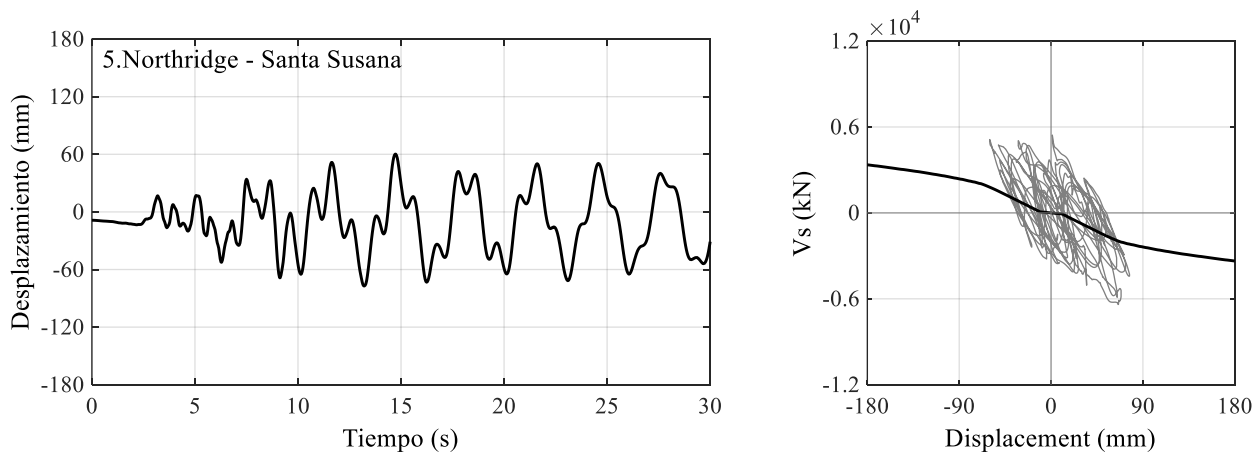
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



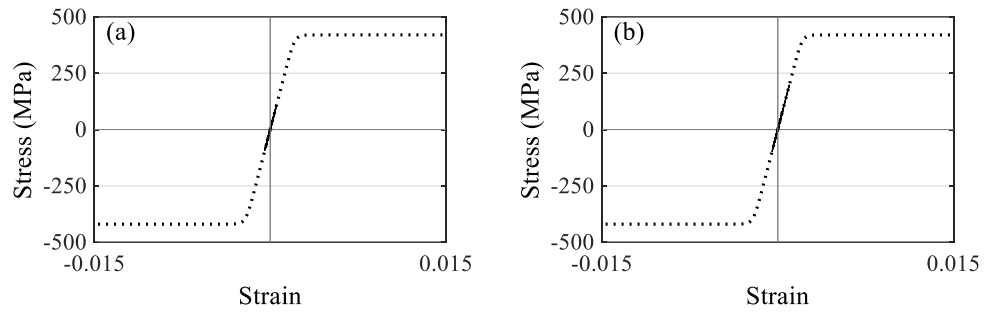
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



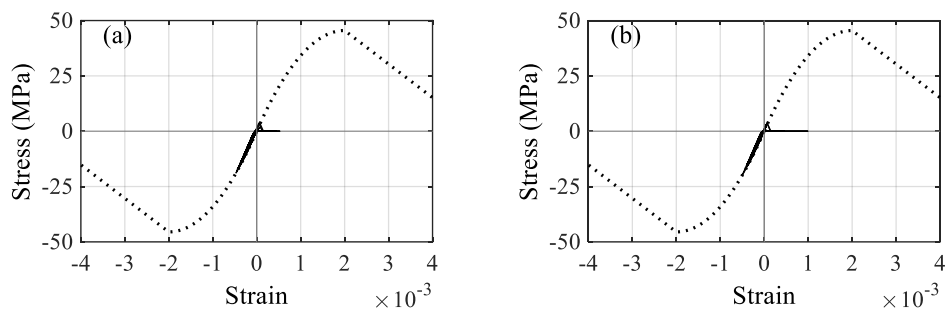
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #4 del Caso 2.



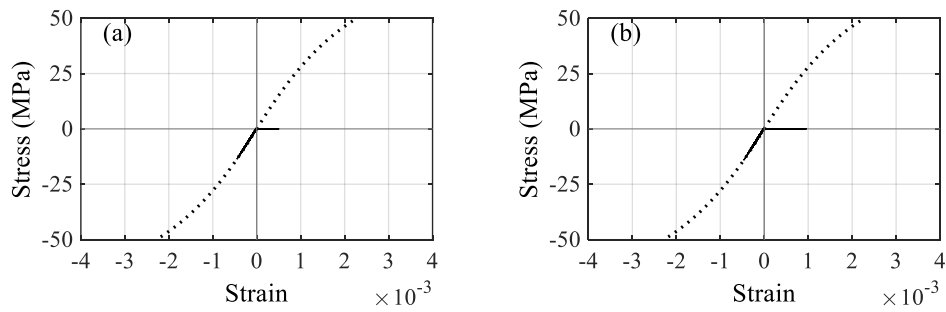
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



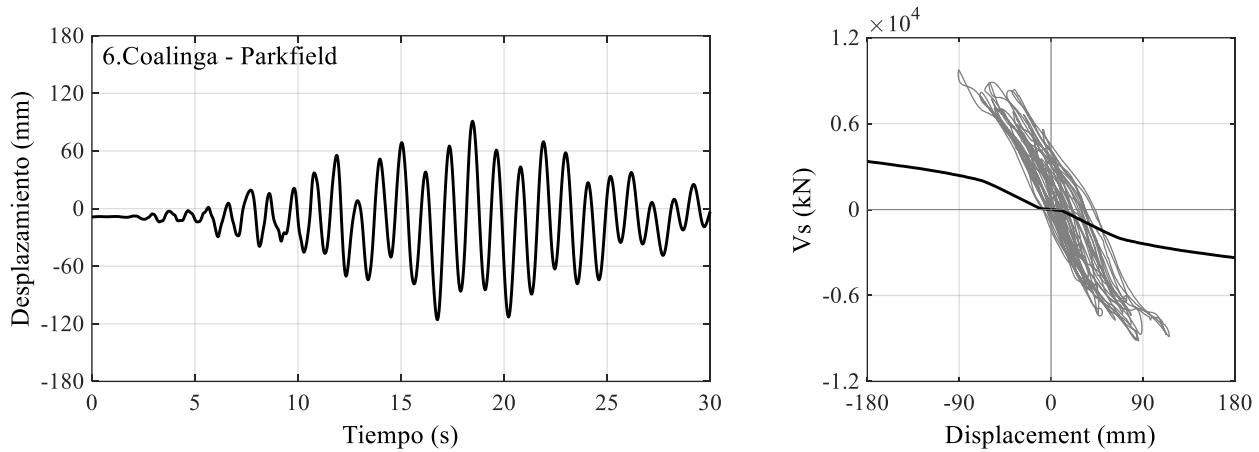
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



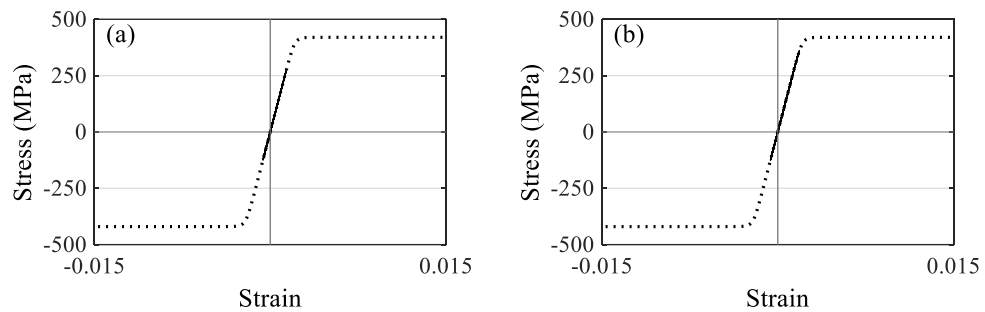
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



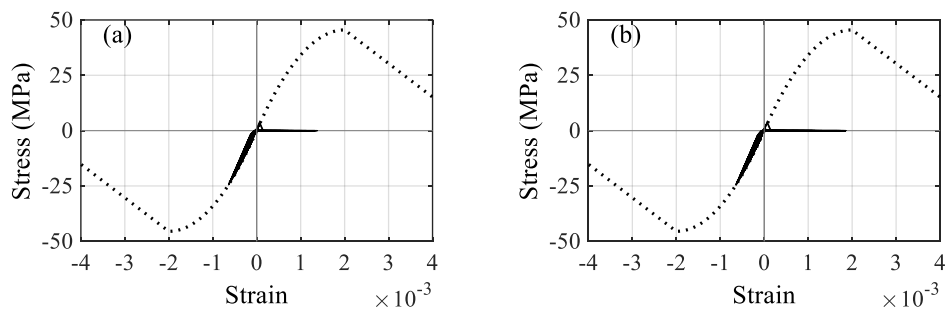
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



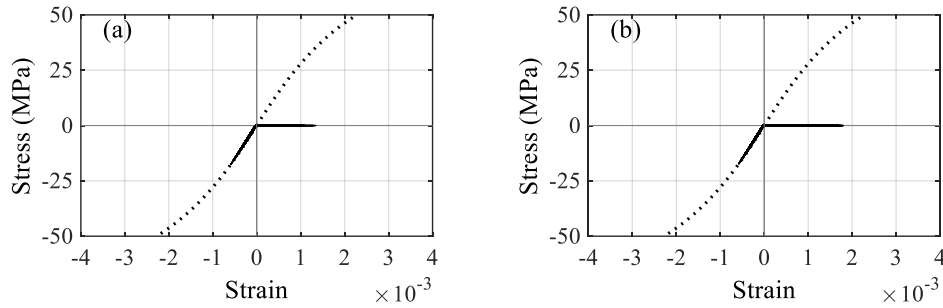
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



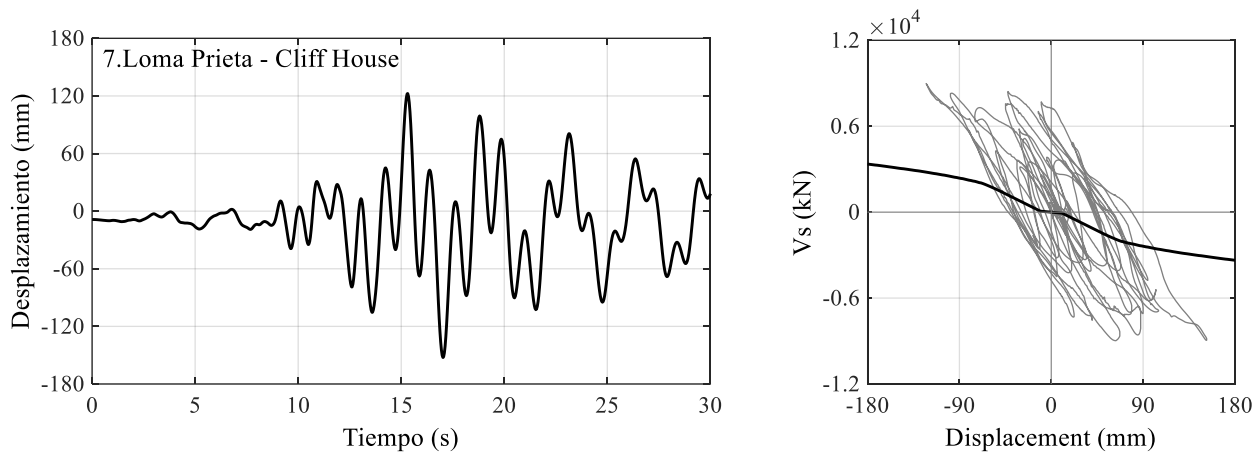
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



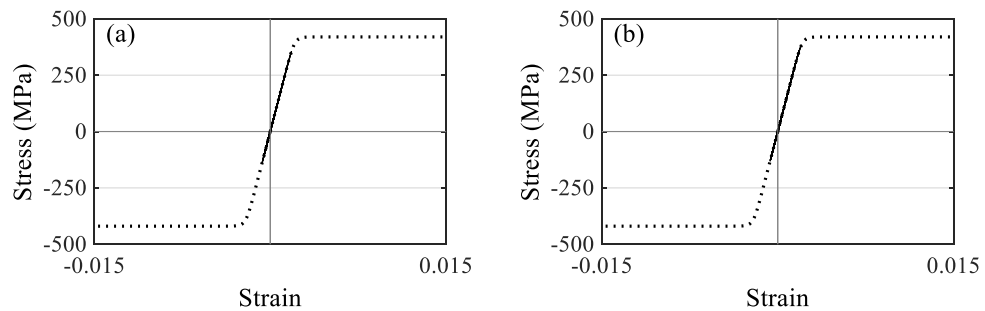
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



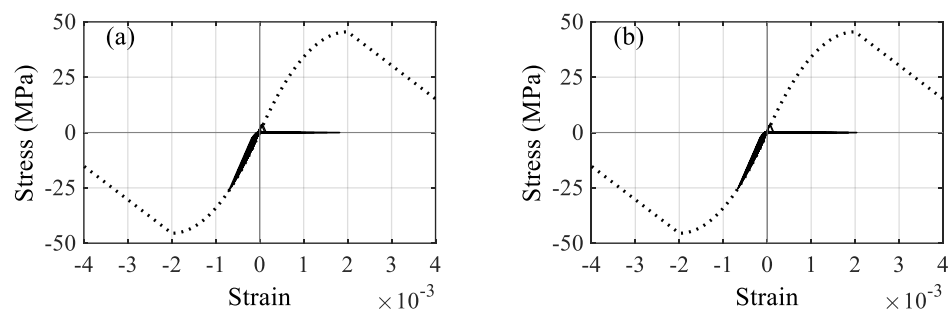
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #6 del Caso 2.



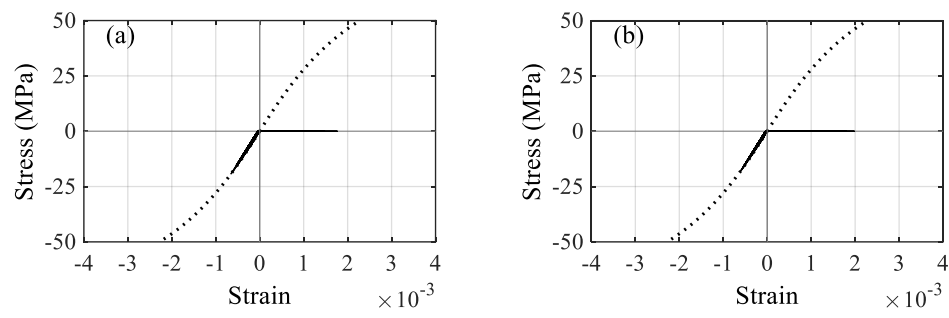
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.



Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.

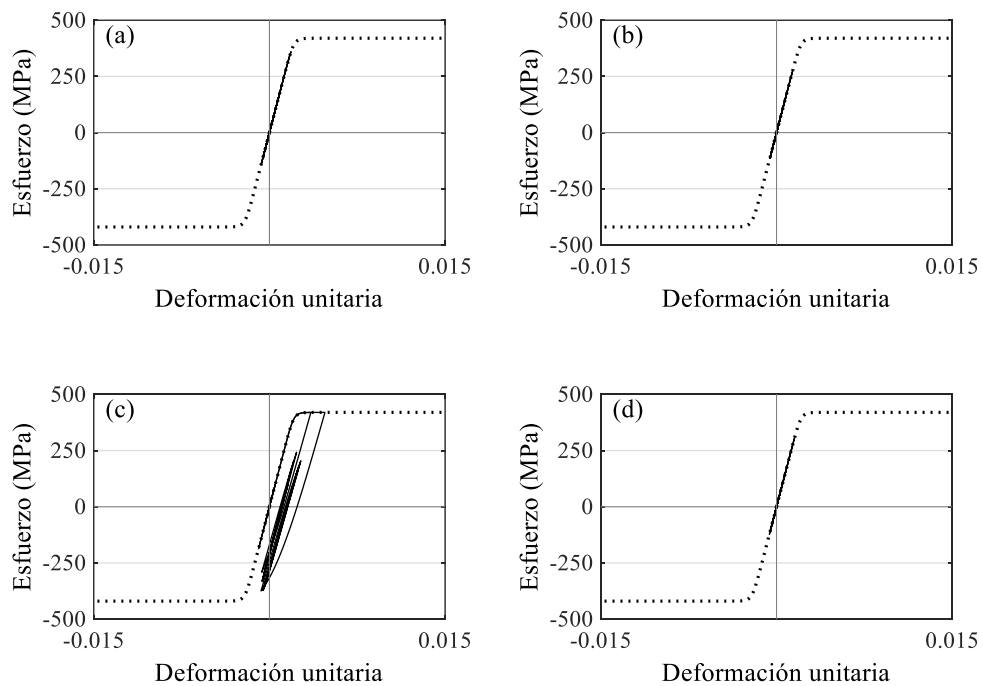
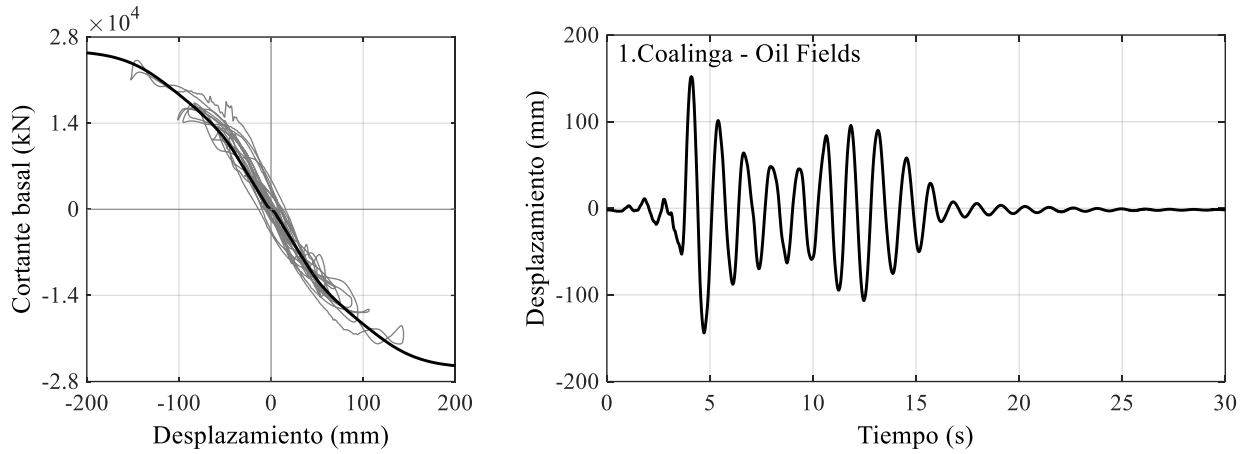


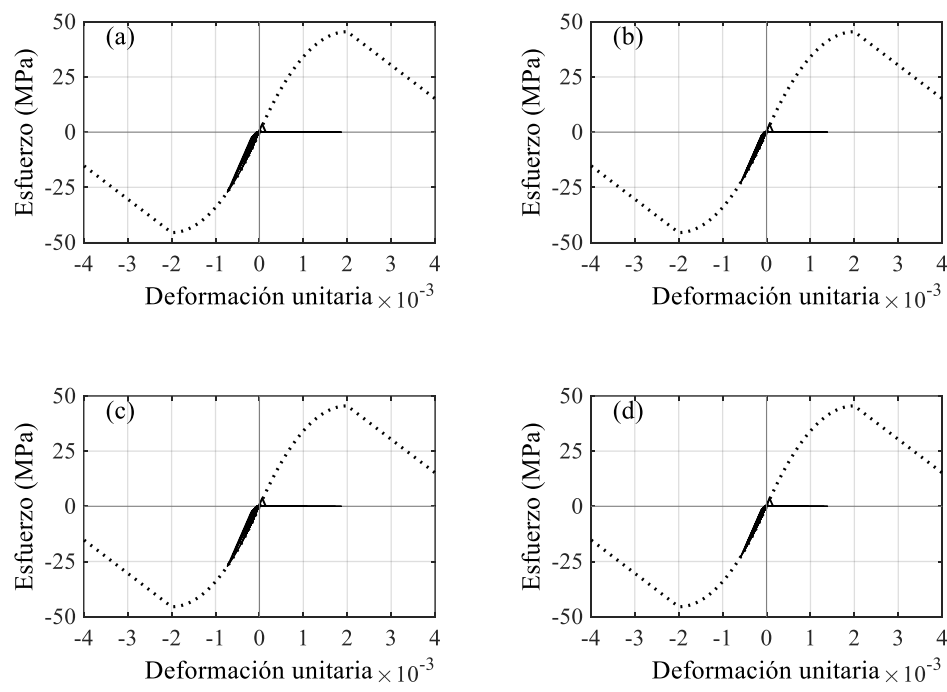
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.



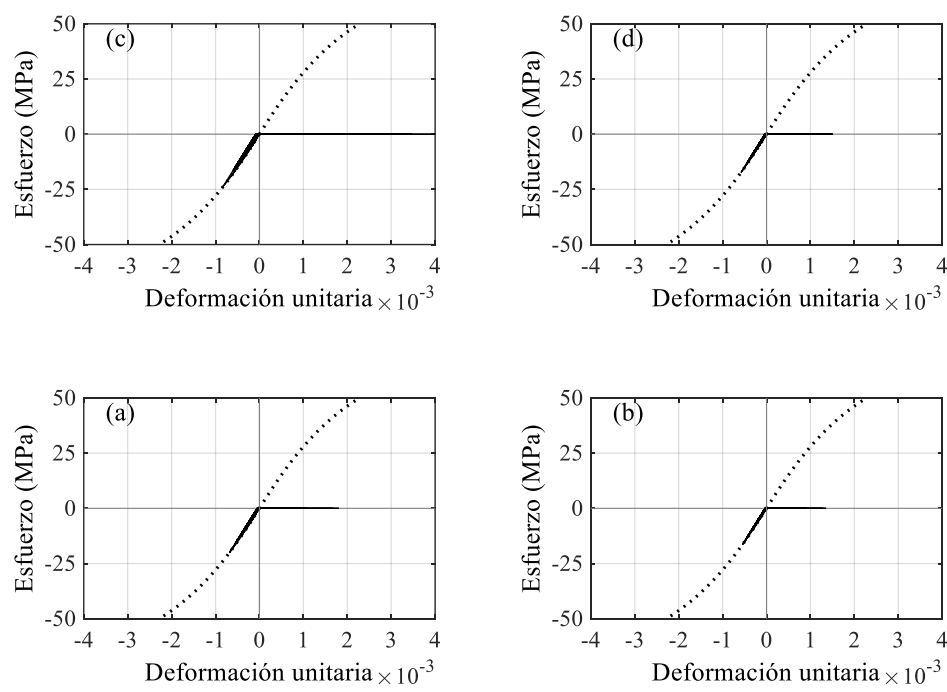
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #7 del Caso 2.

Apéndice F

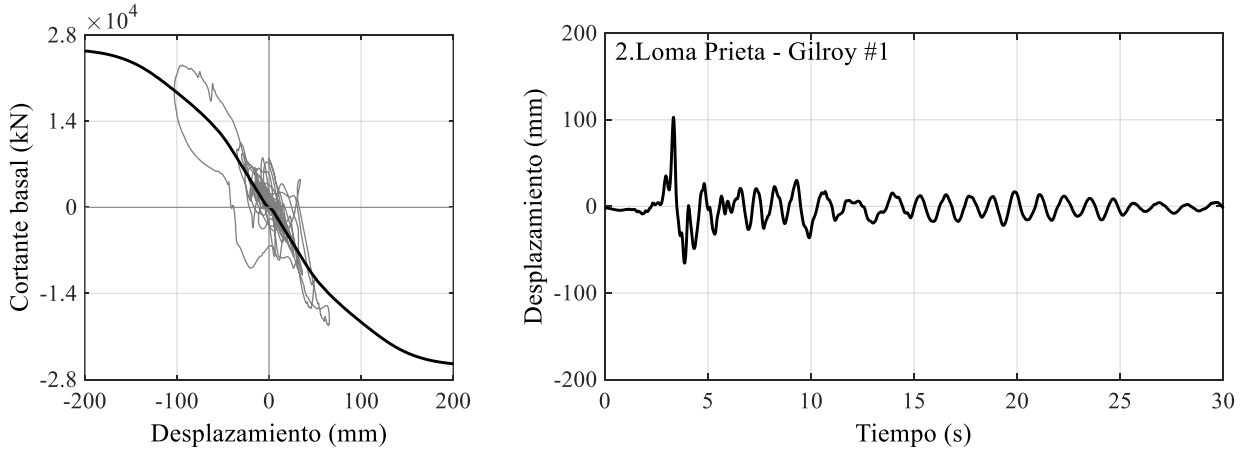




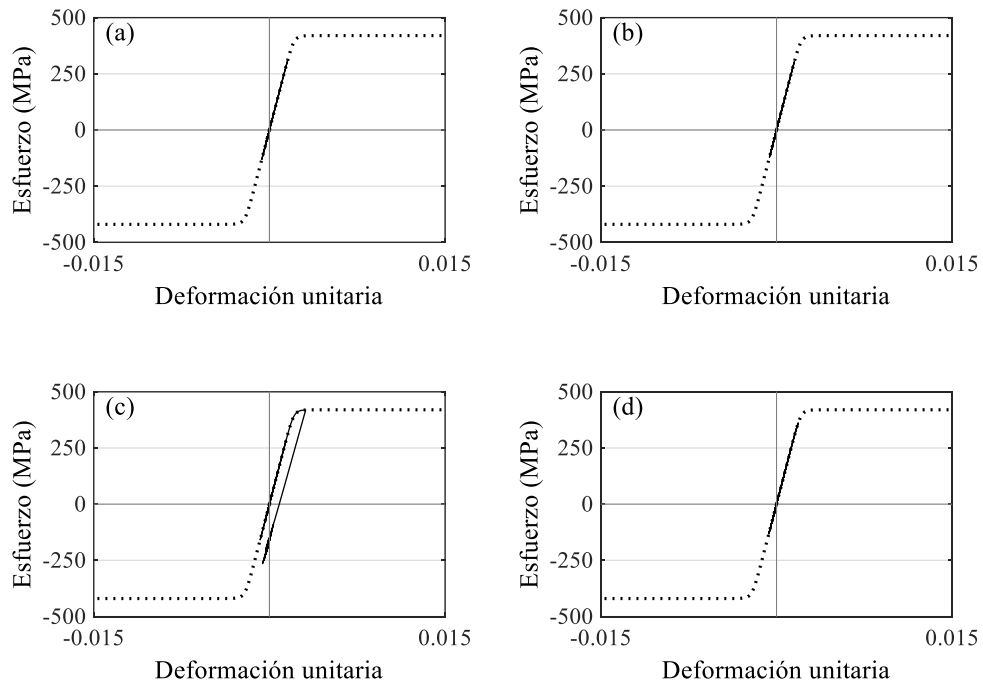
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



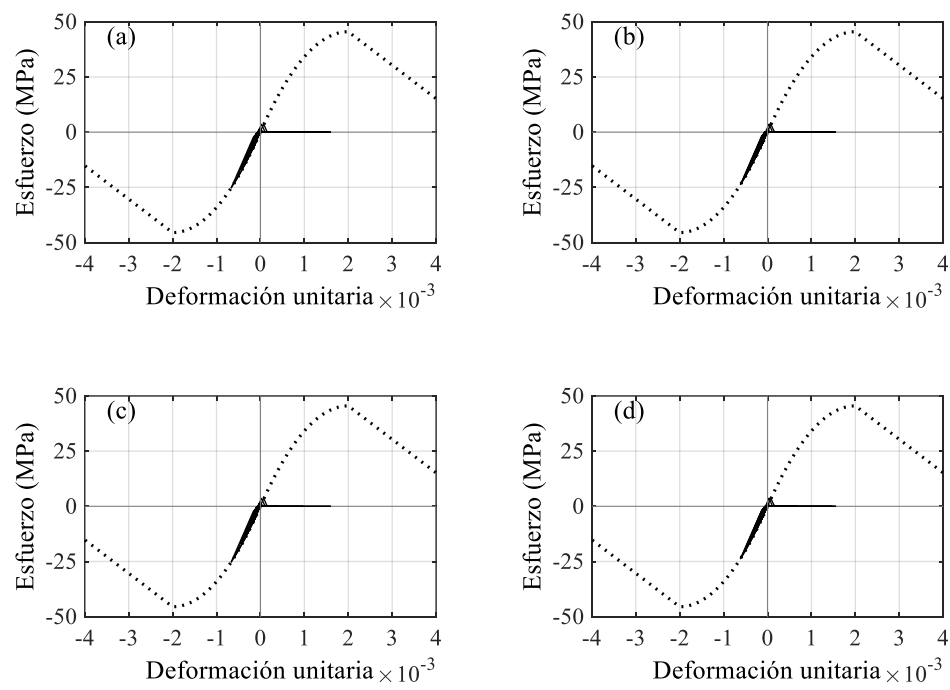
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #1 del Caso 1.



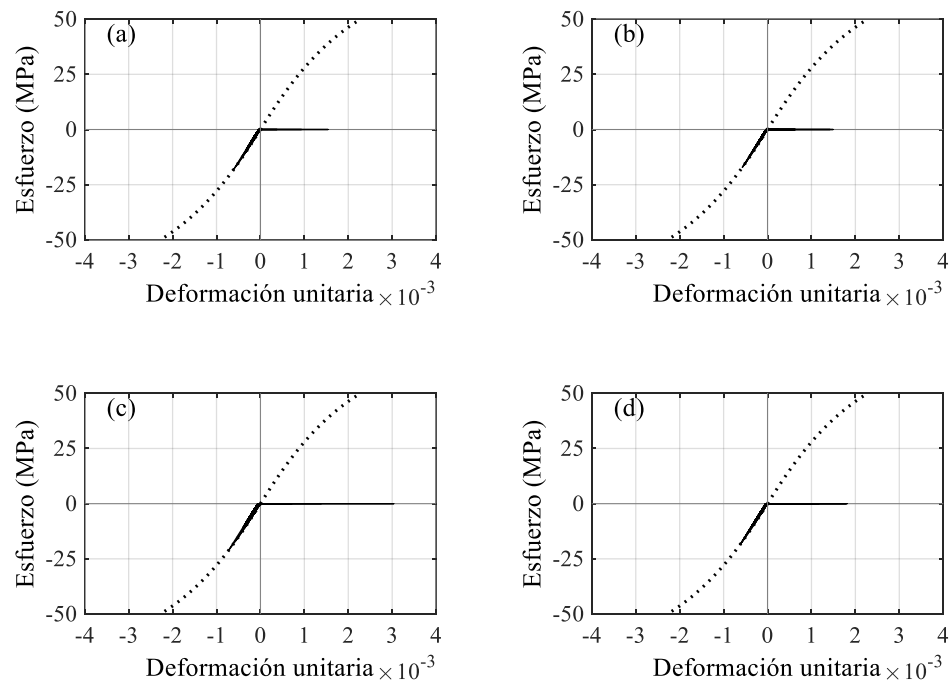
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #2 del Caso 1.



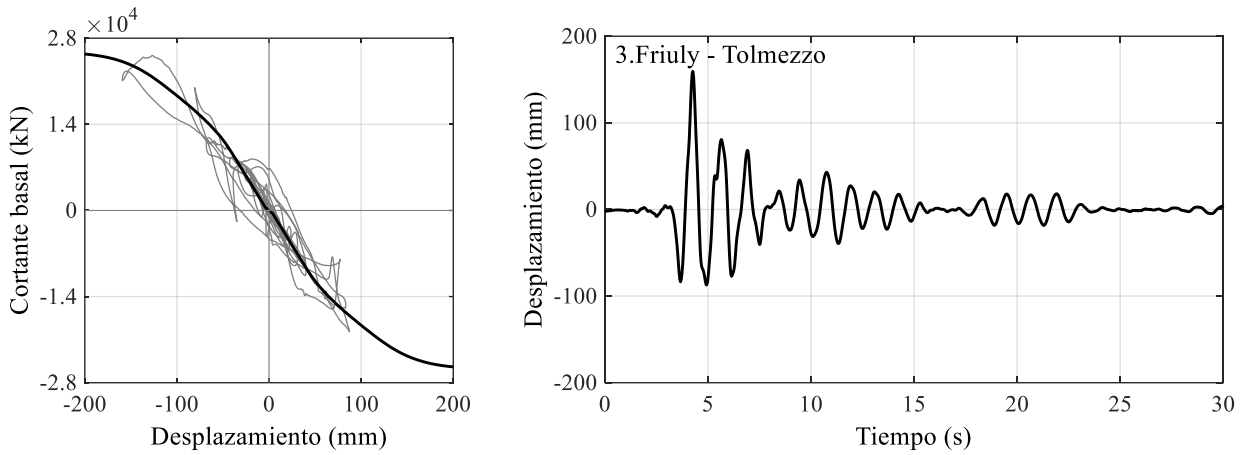
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



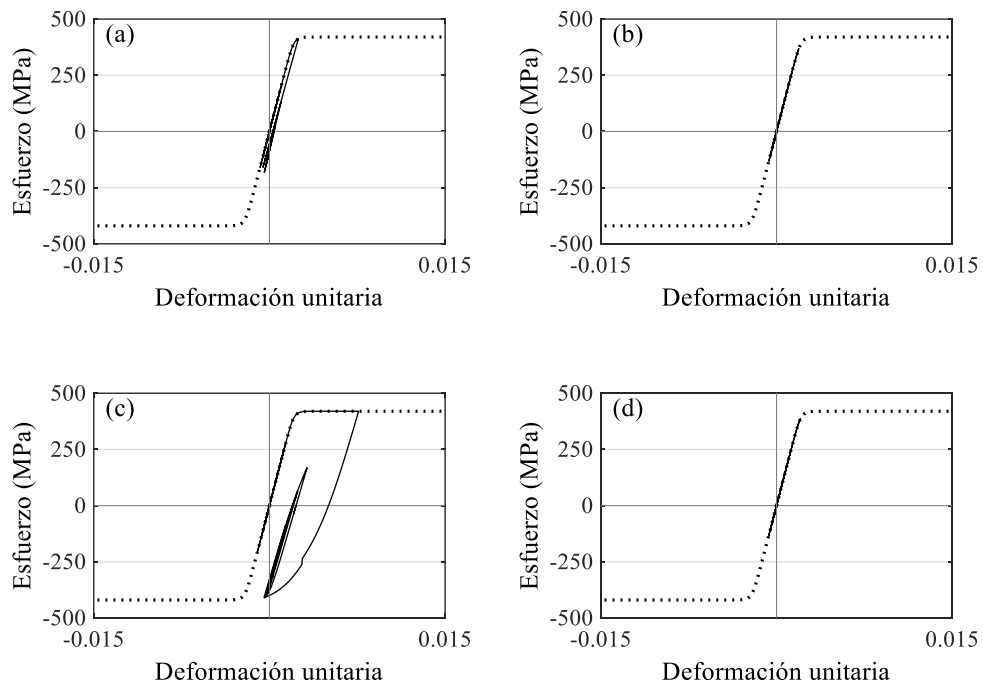
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



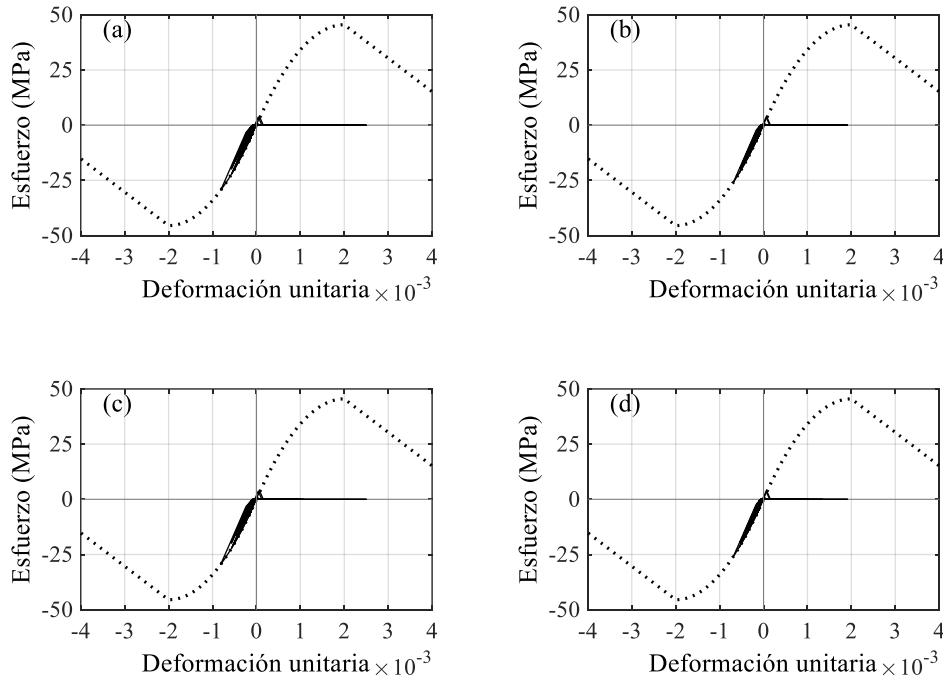
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #2 del Caso 1.



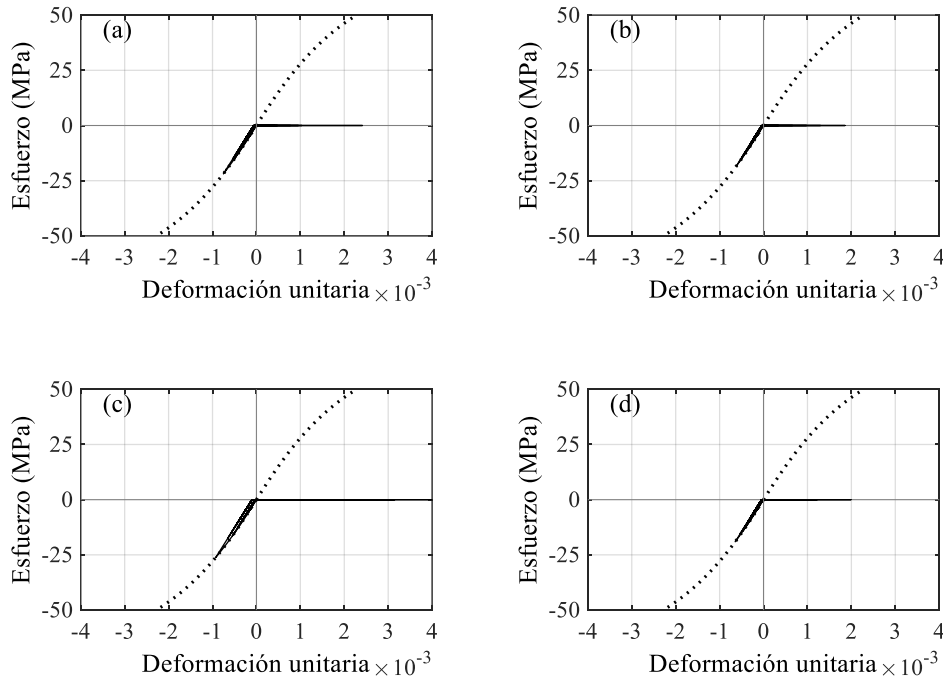
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #3 del Caso 1.



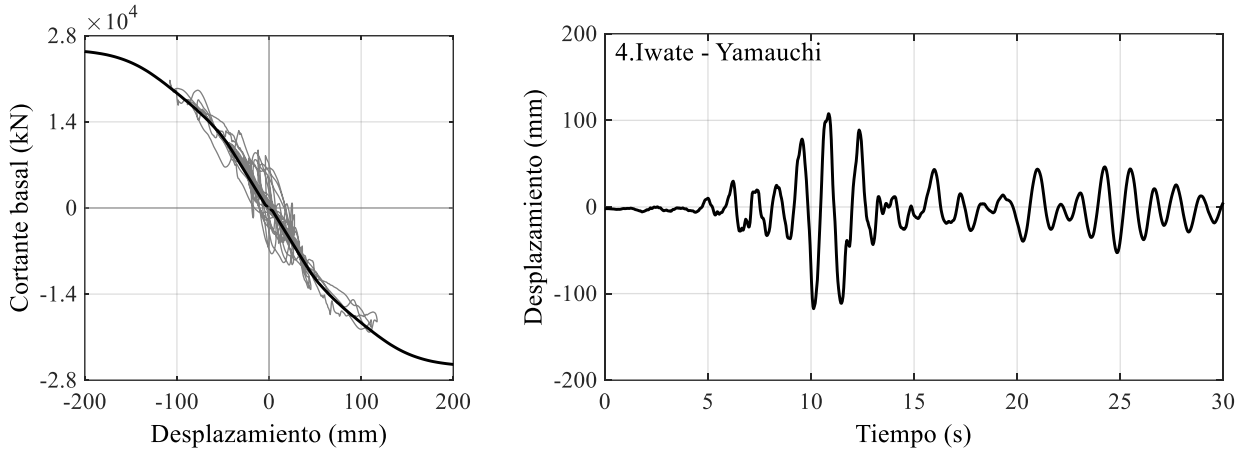
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



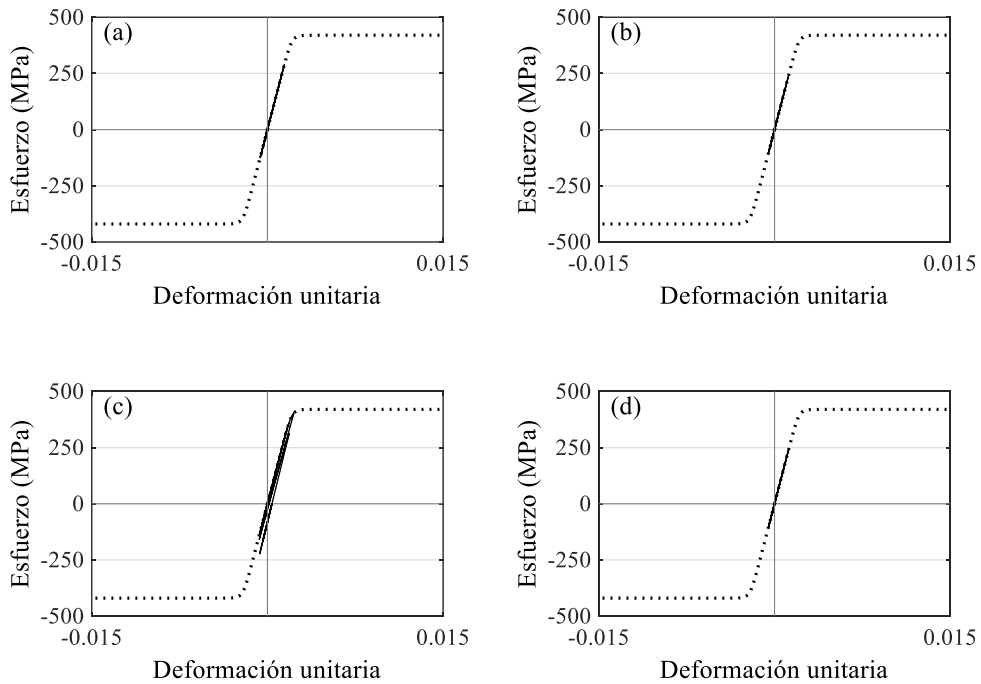
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



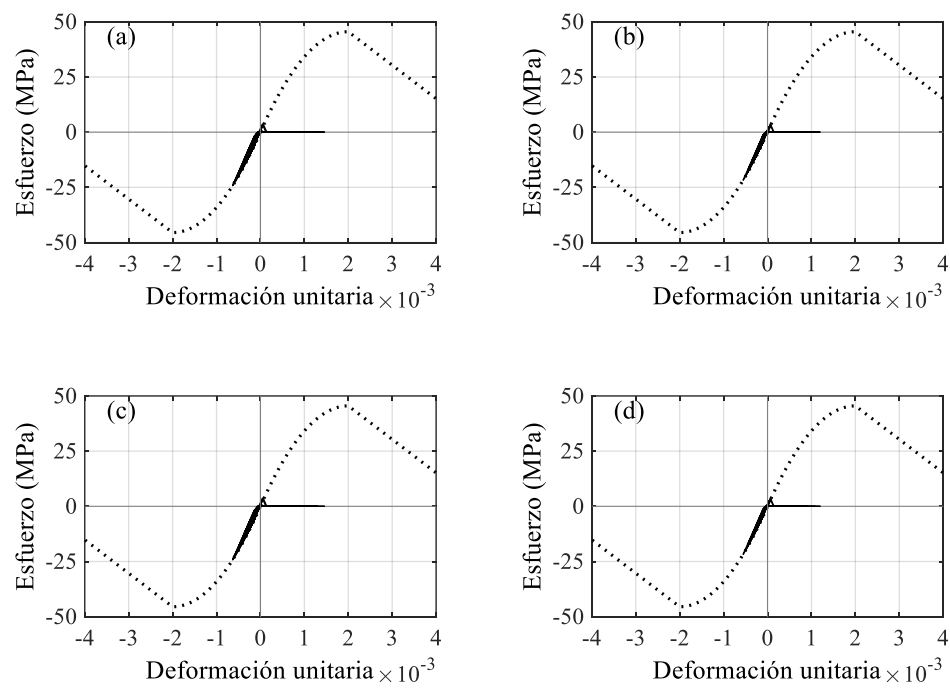
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #3 del Caso 1.



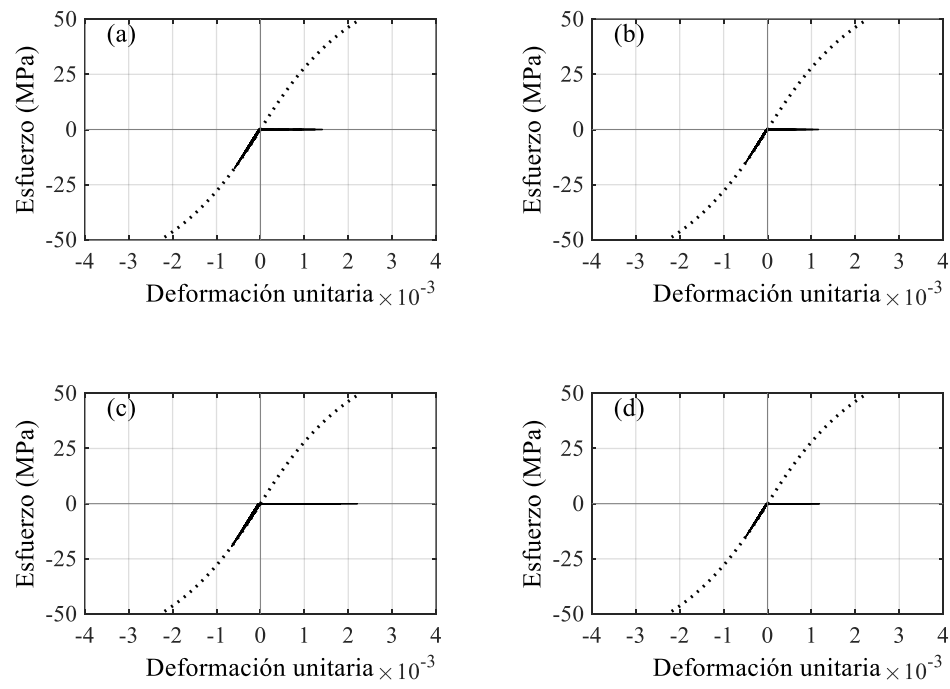
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #4 del Caso 1.



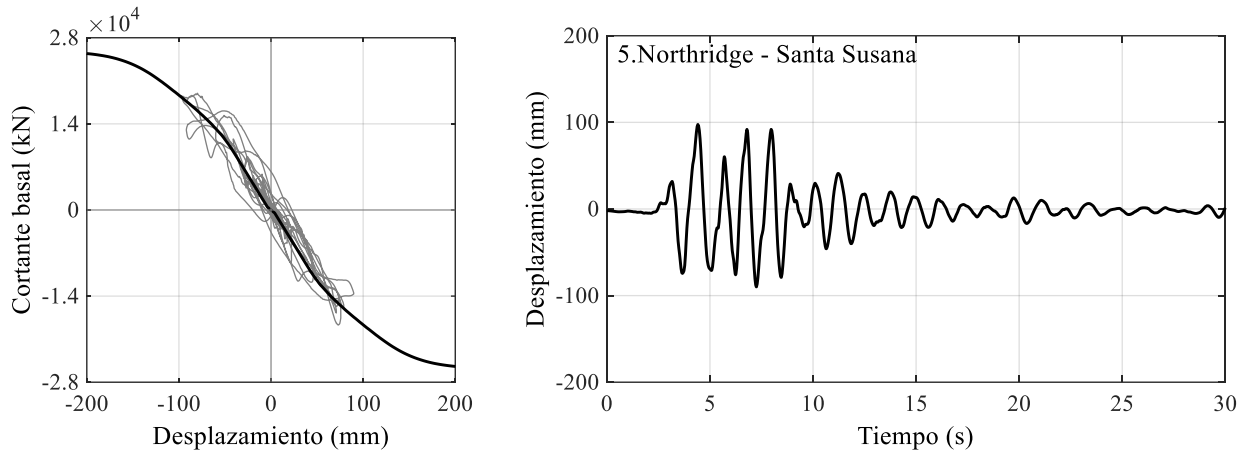
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



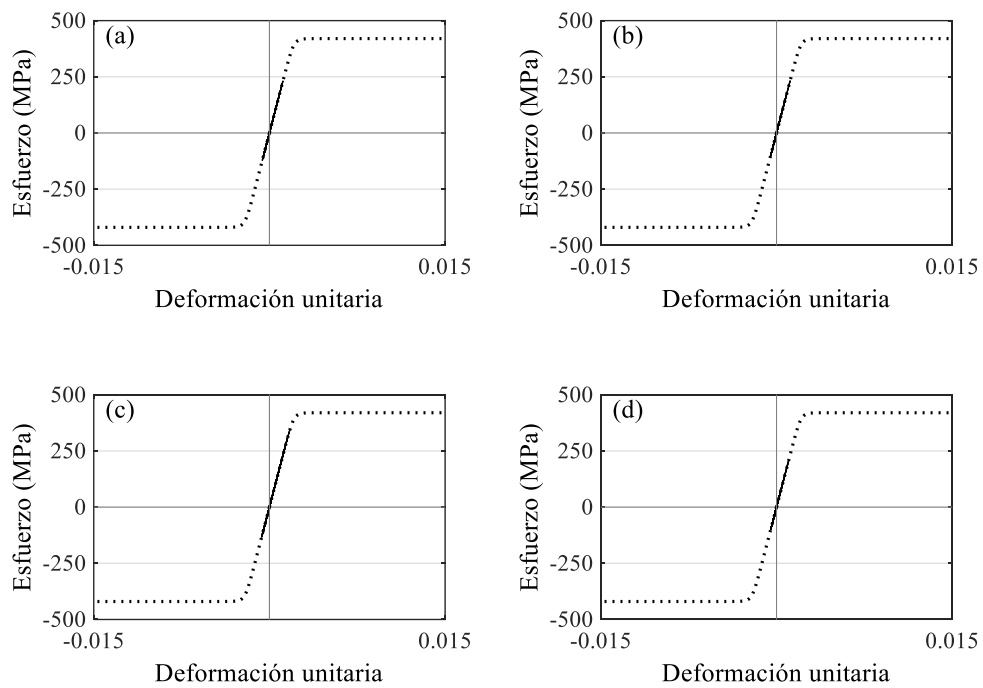
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



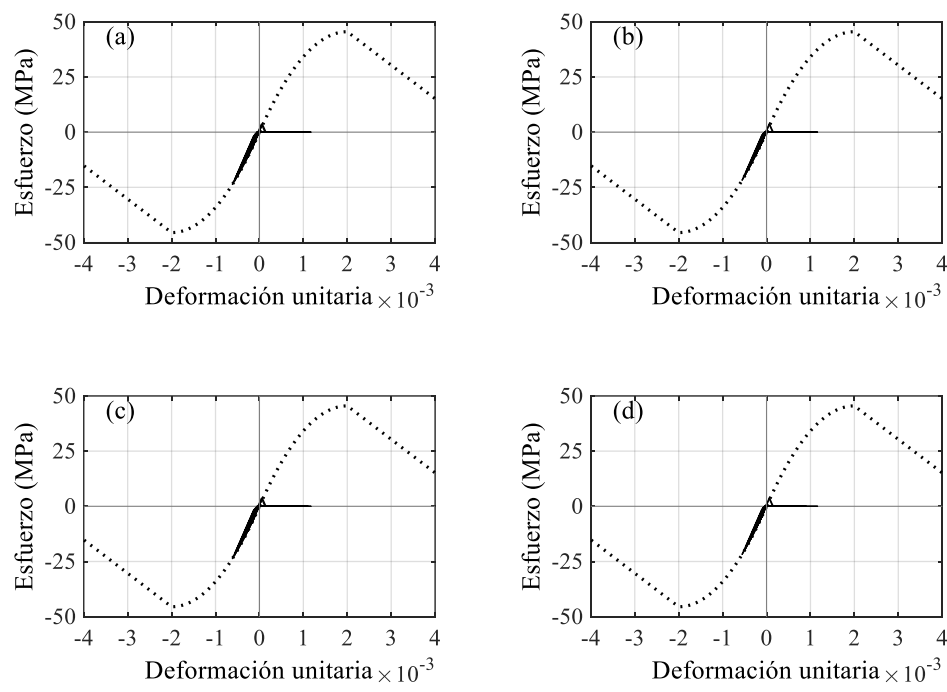
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #4 del Caso 1.



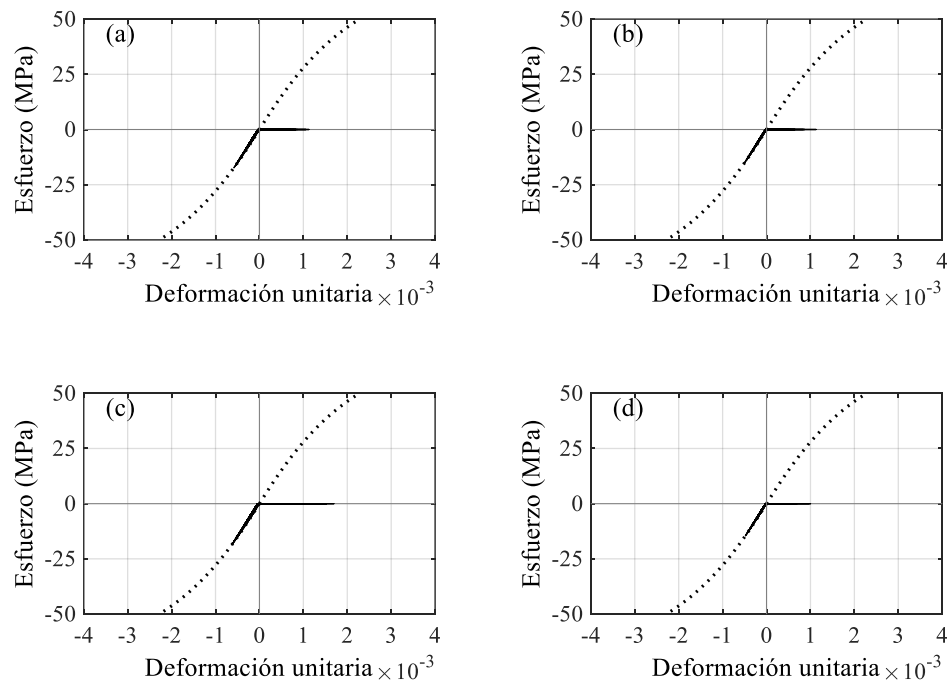
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #5 del Caso 1.



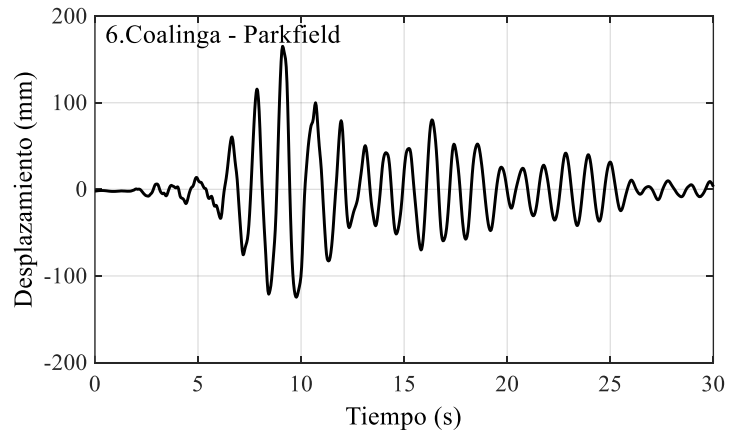
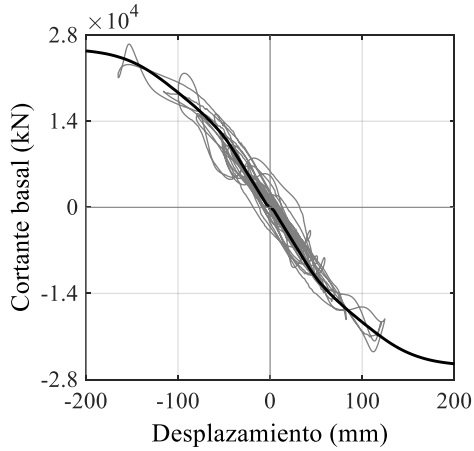
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



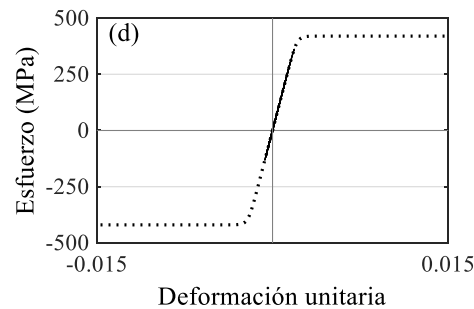
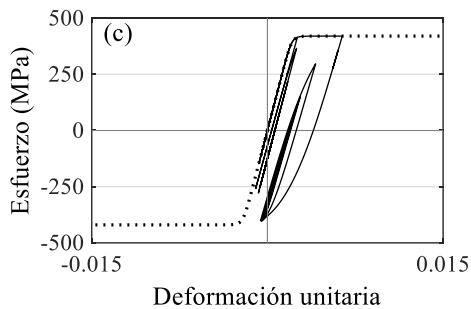
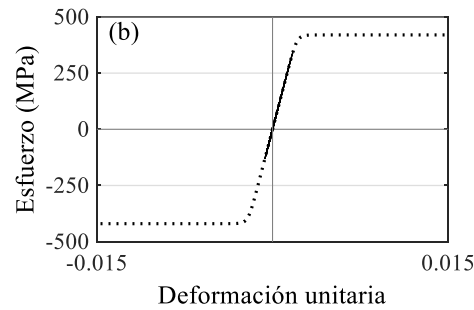
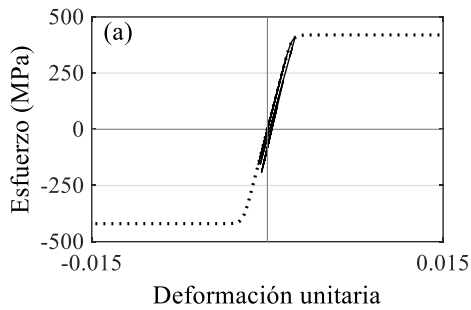
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



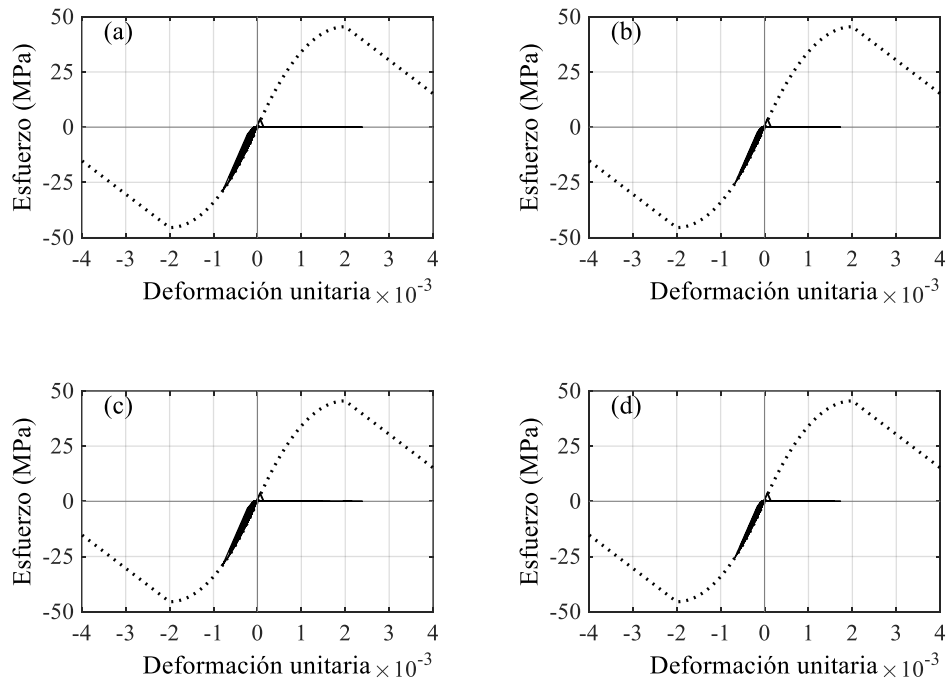
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #5 del Caso 1.



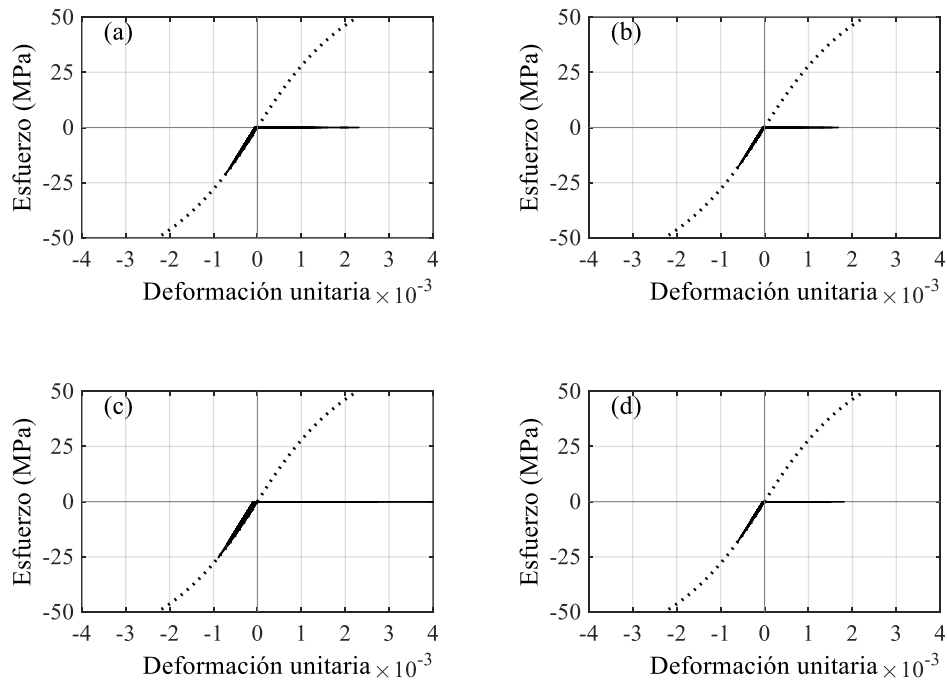
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #6 del Caso 1.



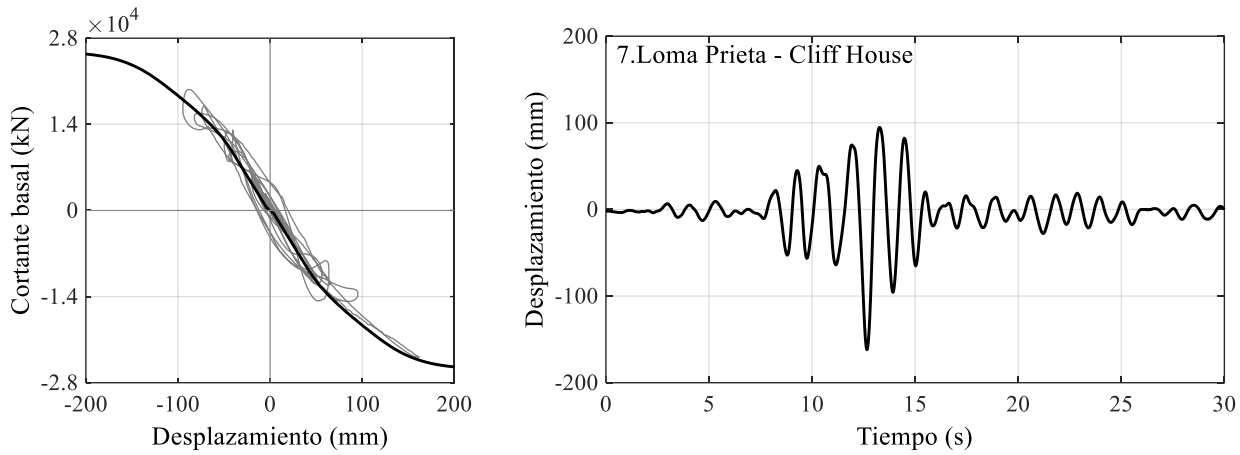
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



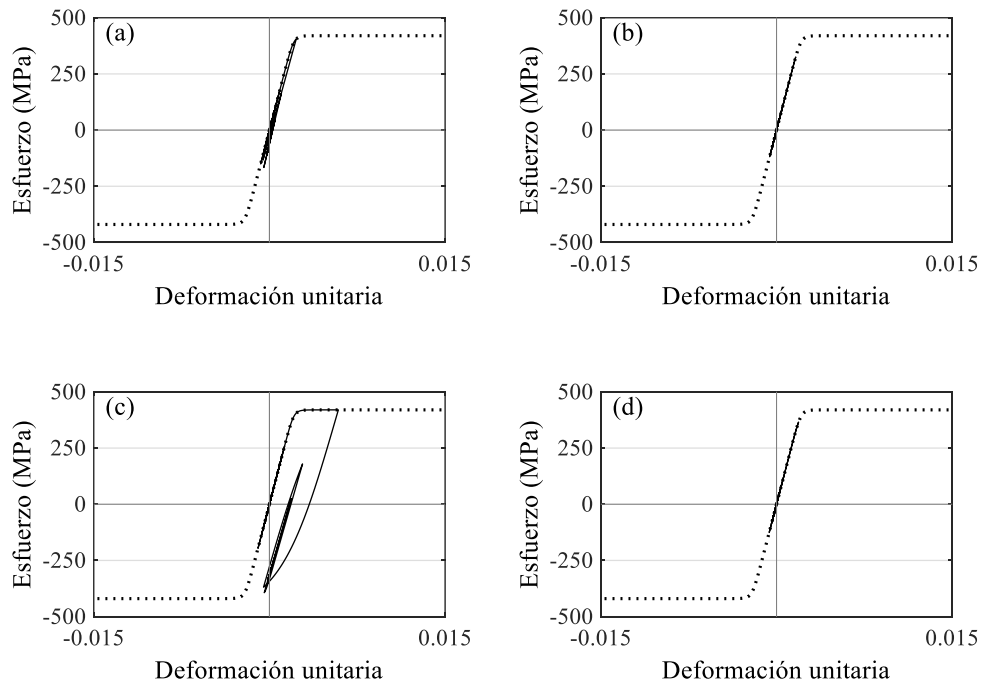
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



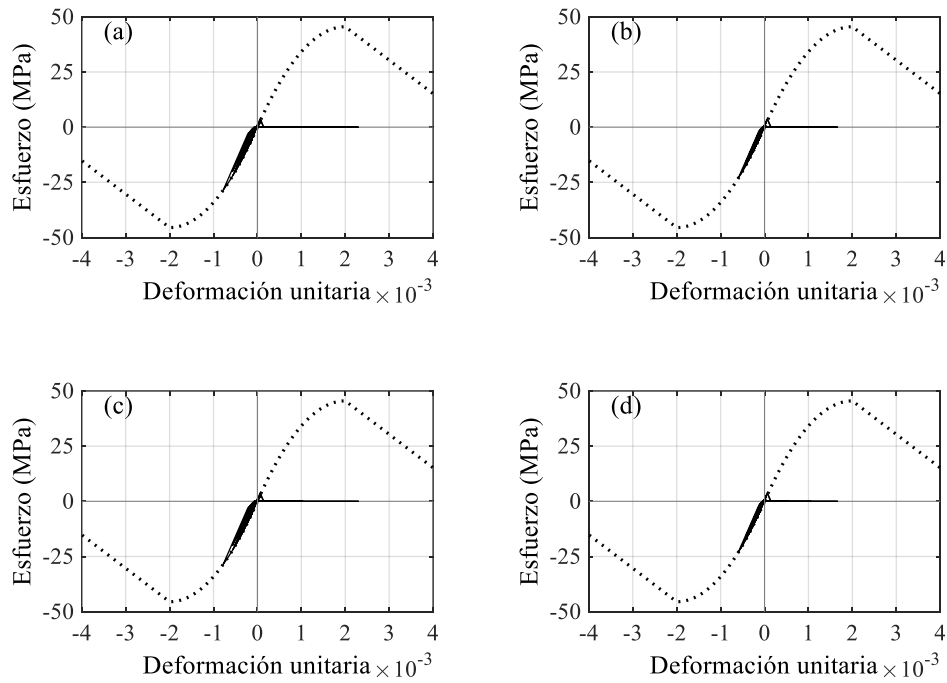
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #6 del Caso 1.



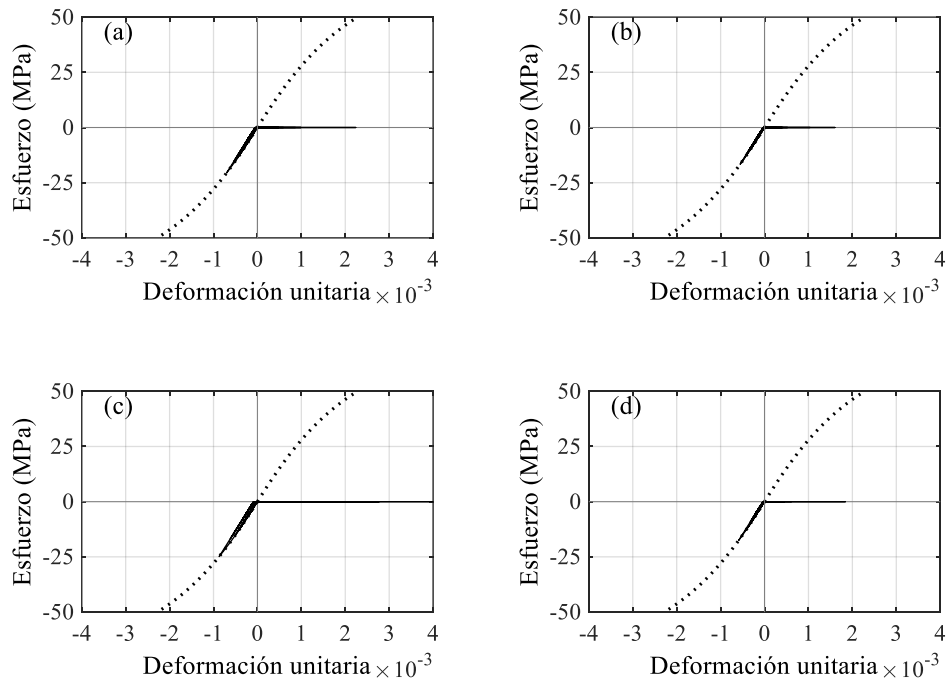
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #7 del Caso 1.



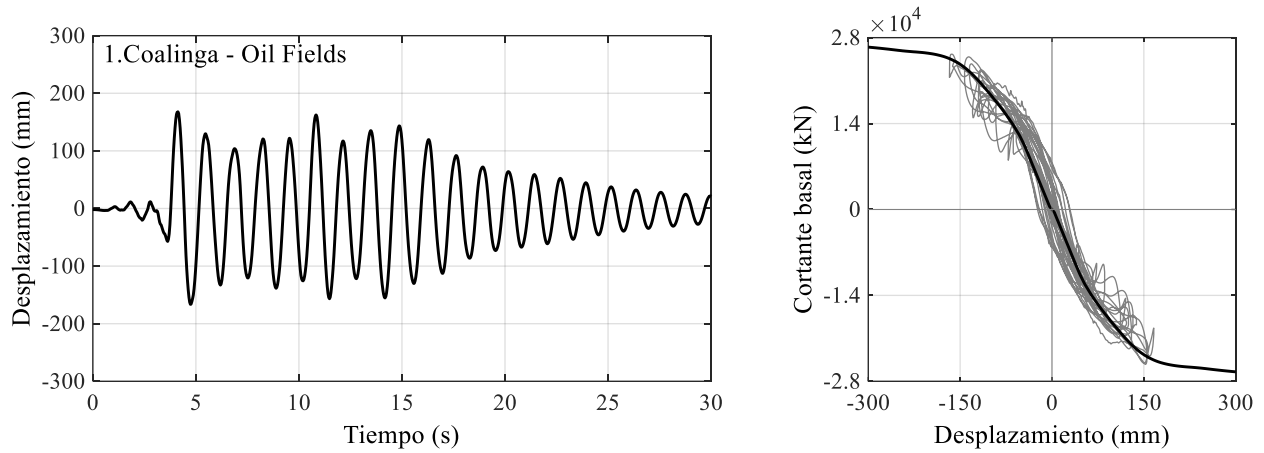
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



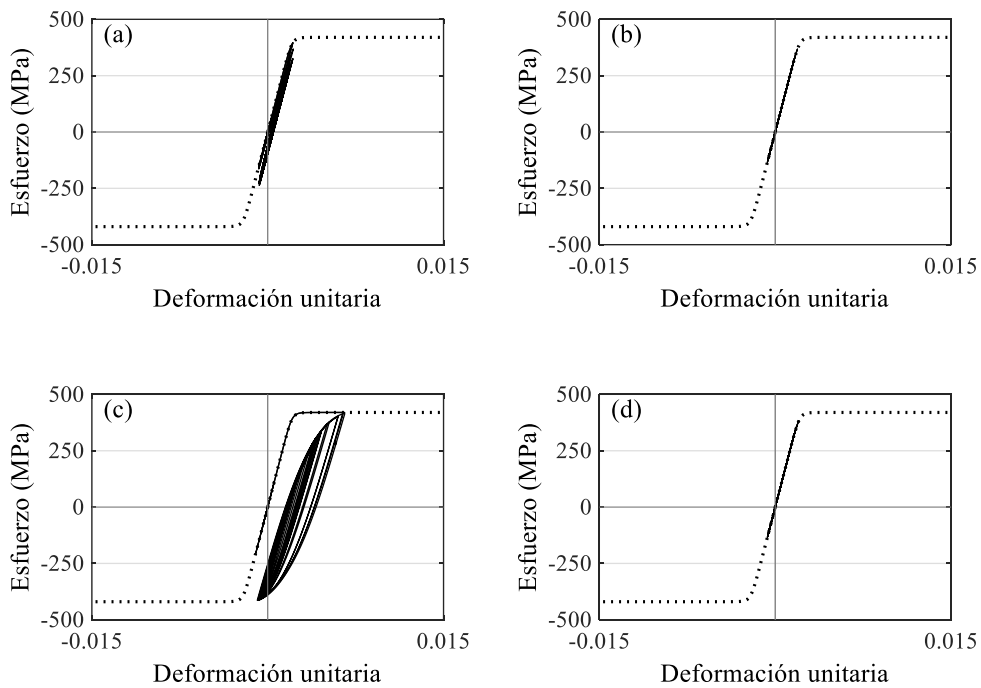
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



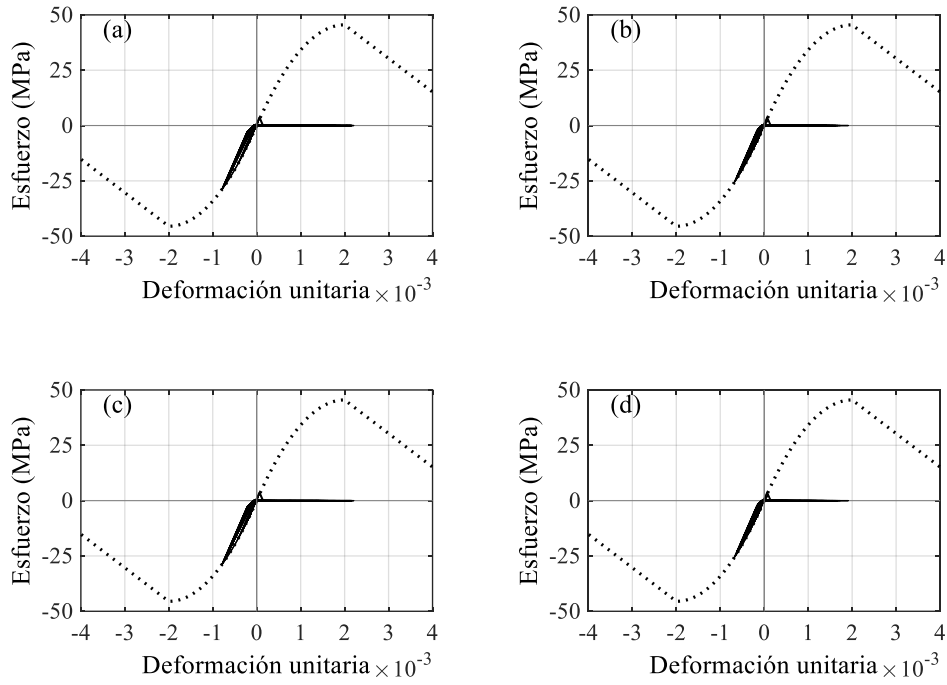
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #7 del Caso 1.



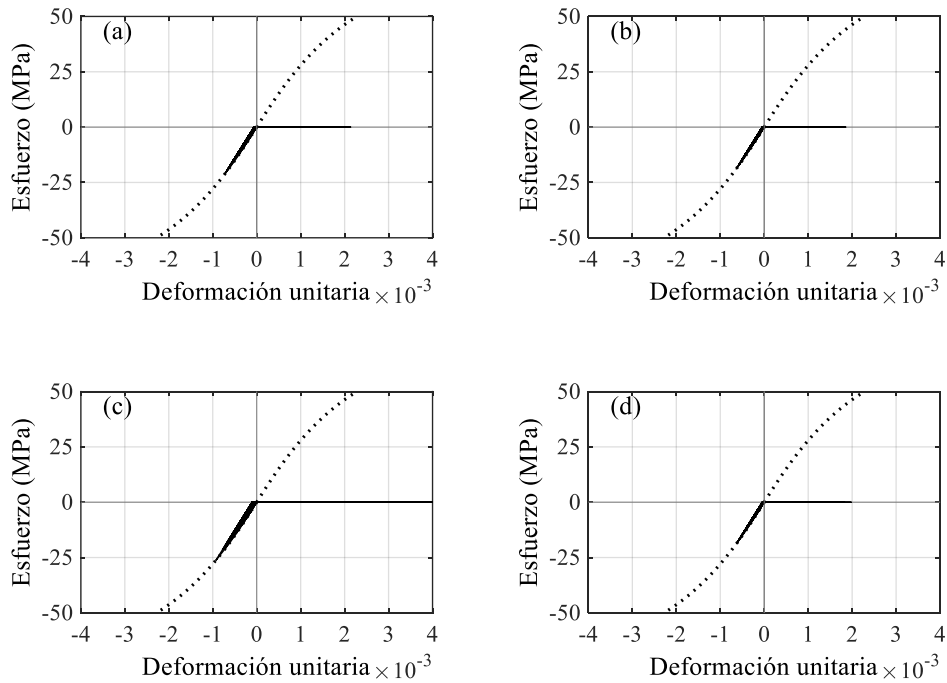
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #1 del Caso 2.



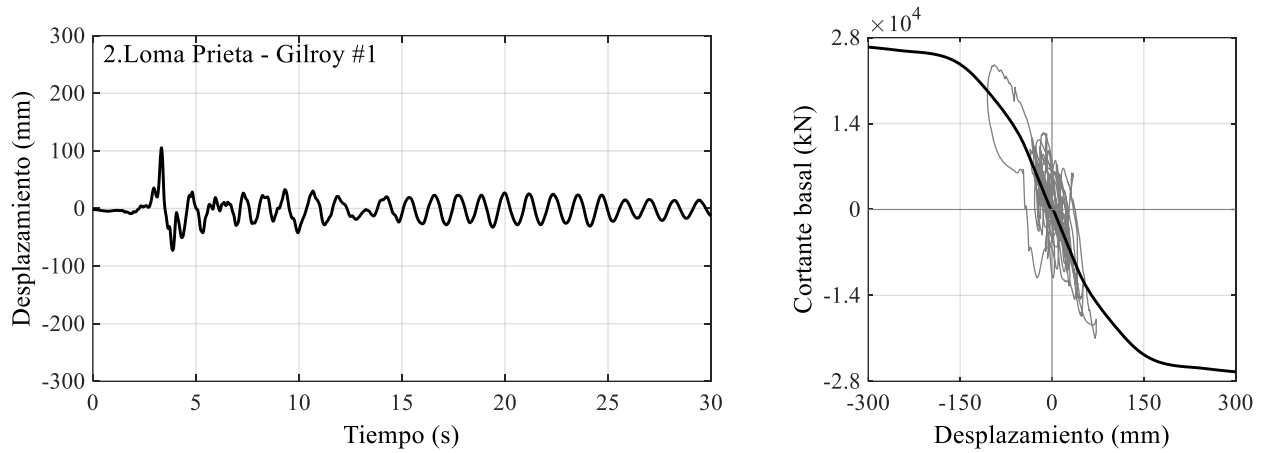
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



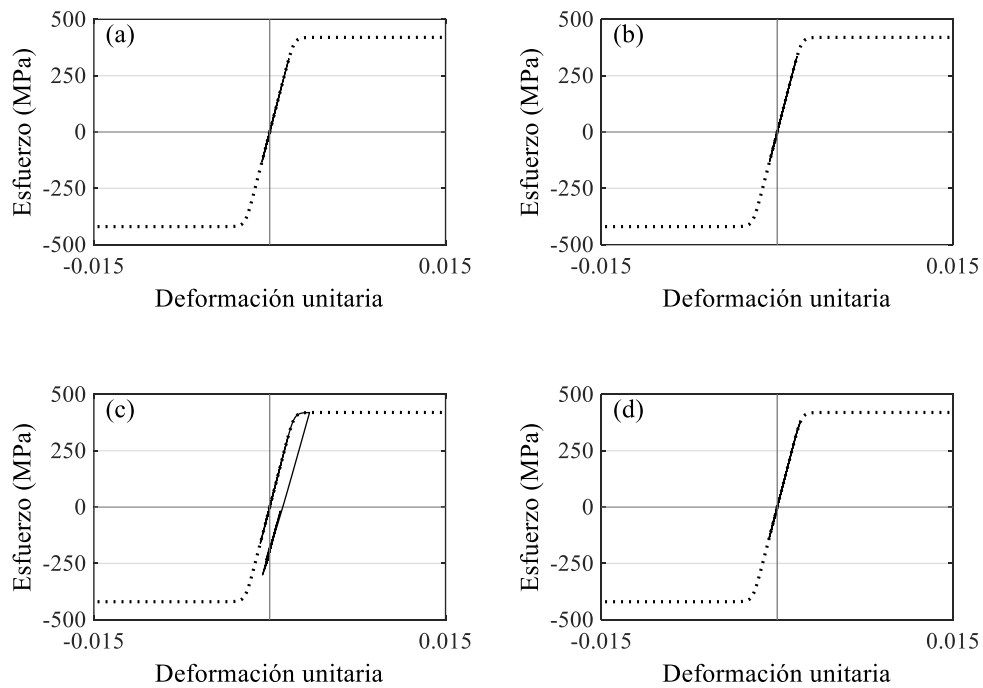
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



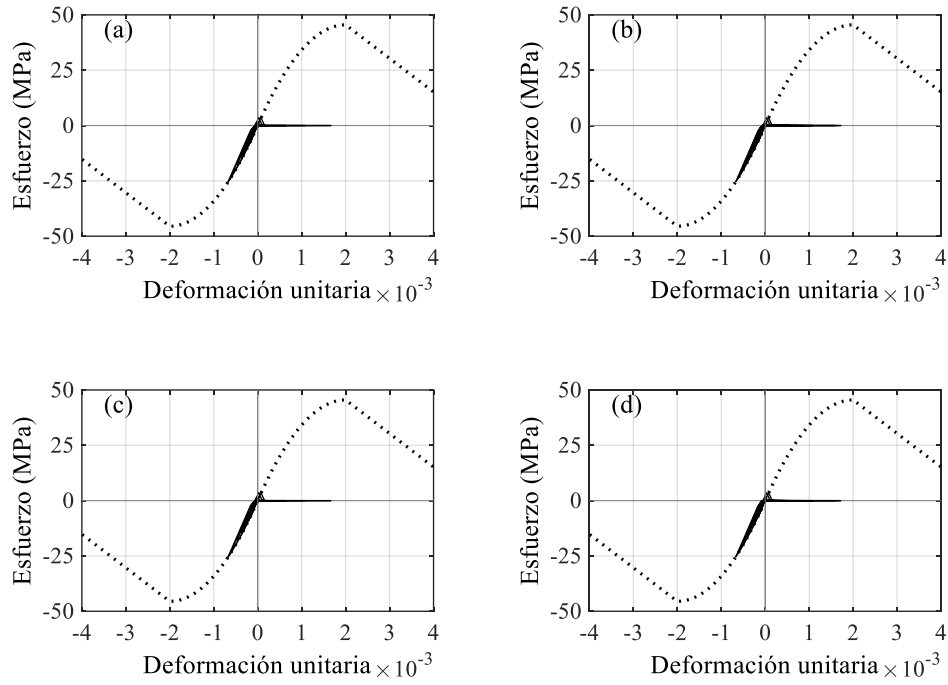
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #1 del Caso 2.



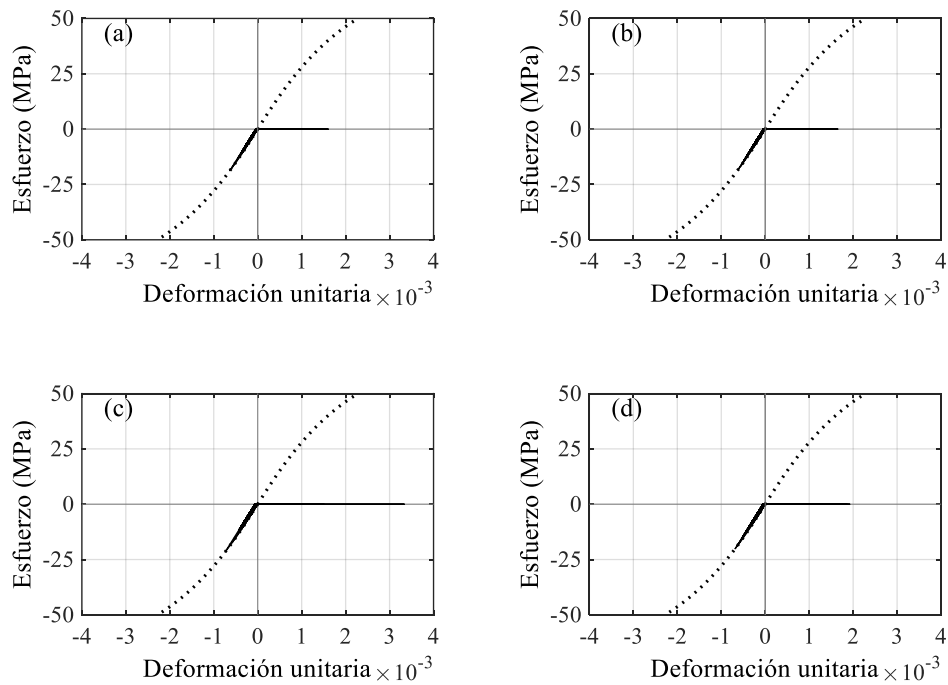
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #2 del Caso 2.



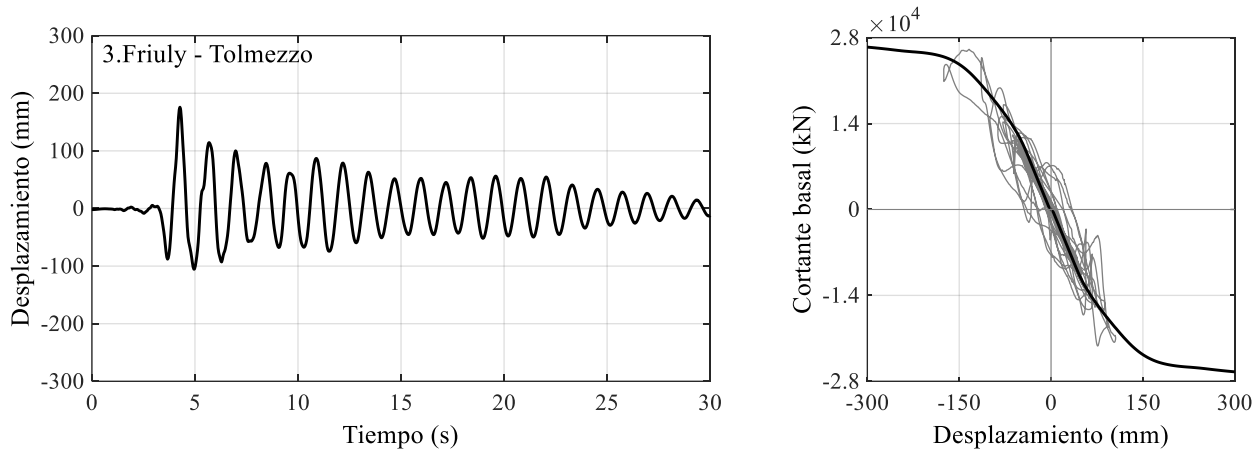
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



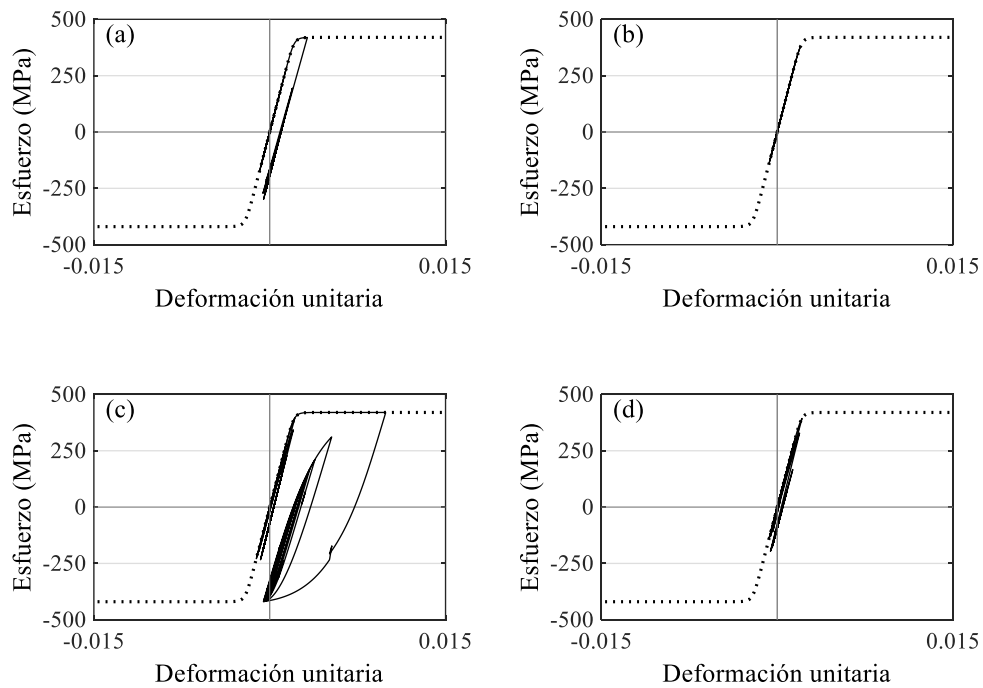
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



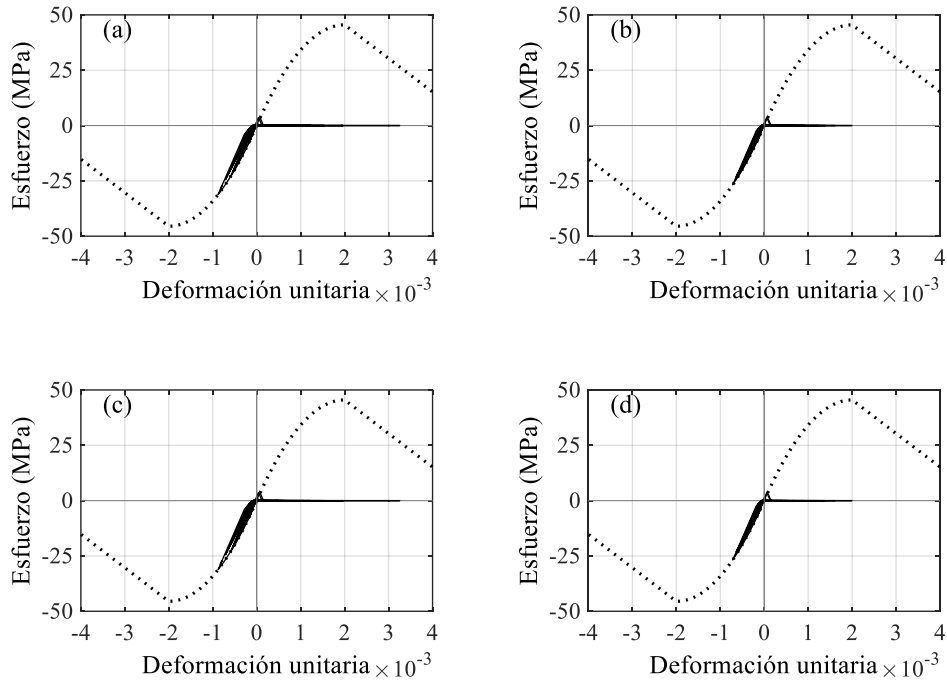
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #2 del Caso 2.



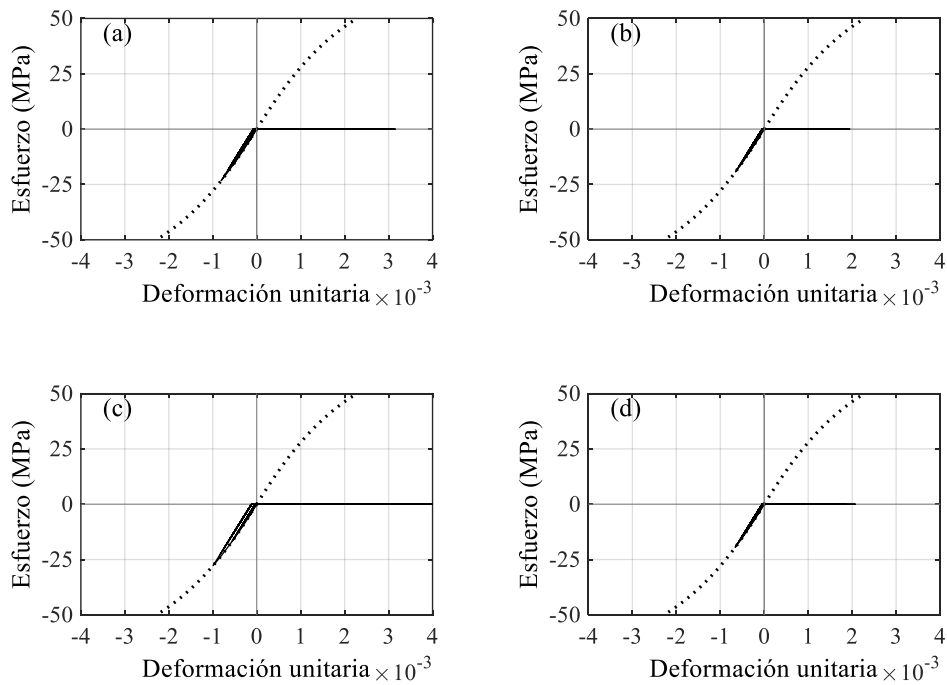
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #3 del Caso 2.



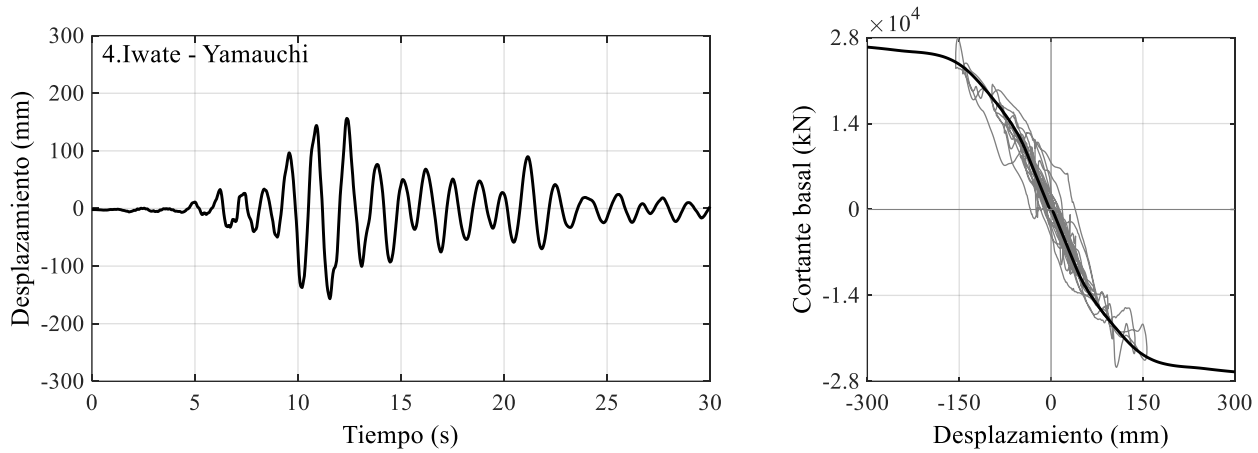
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



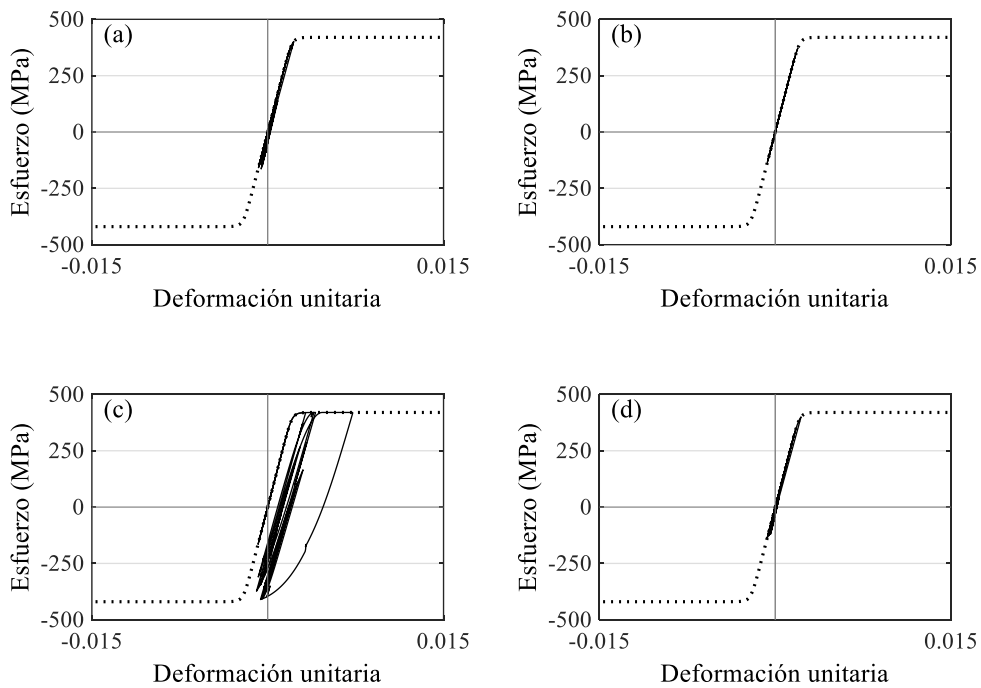
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



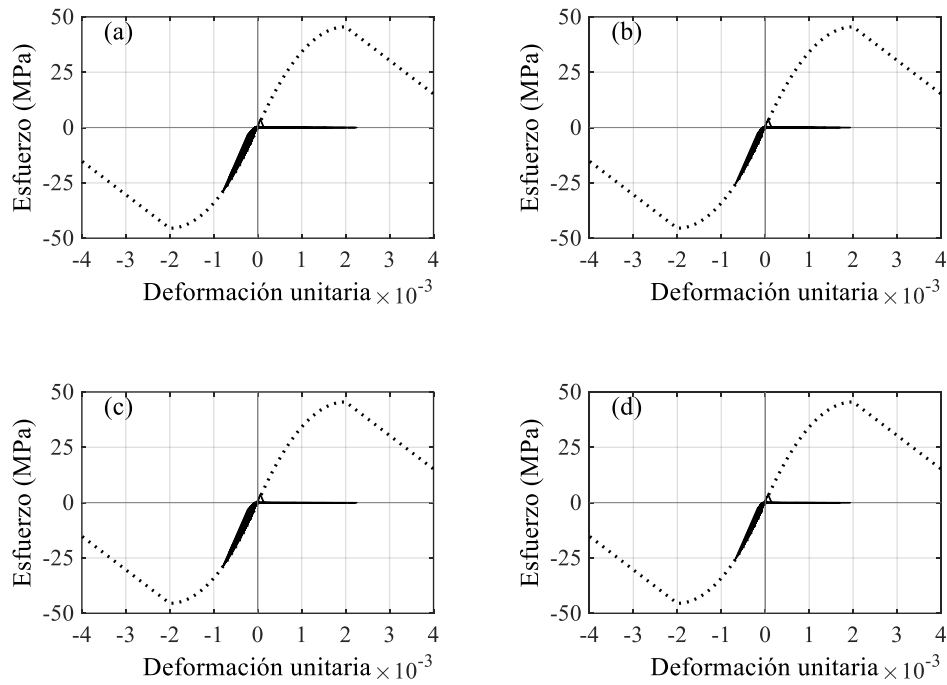
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #3 del Caso 2.



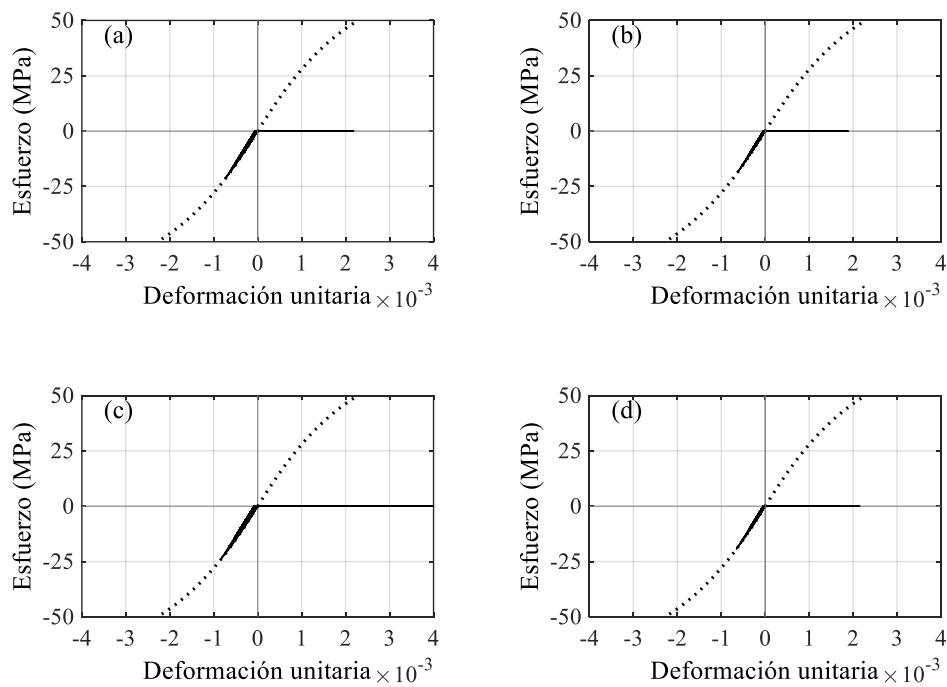
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #4 del Caso 2.



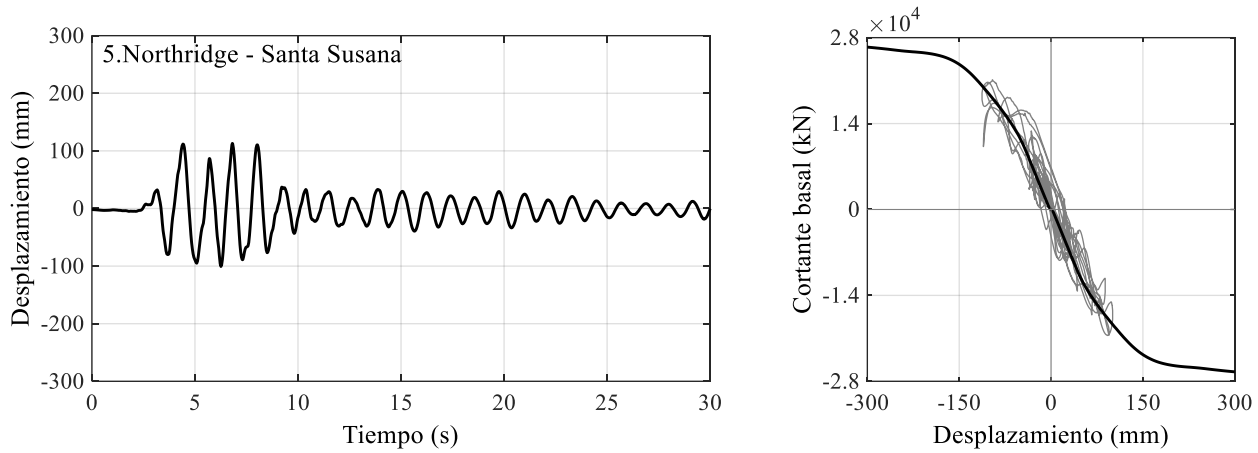
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



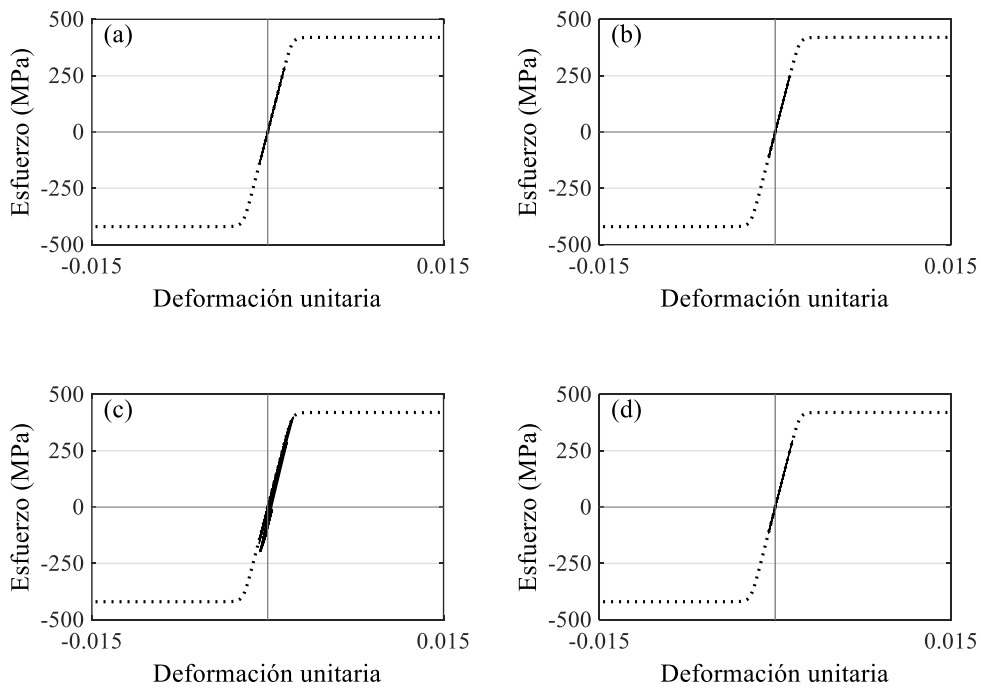
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



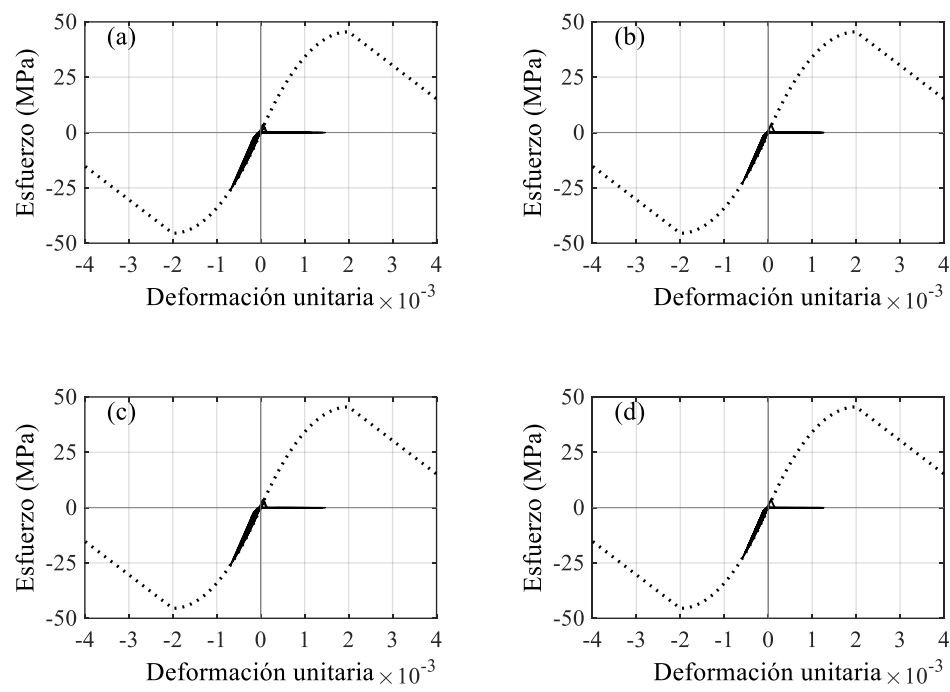
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #4 del Caso 2.



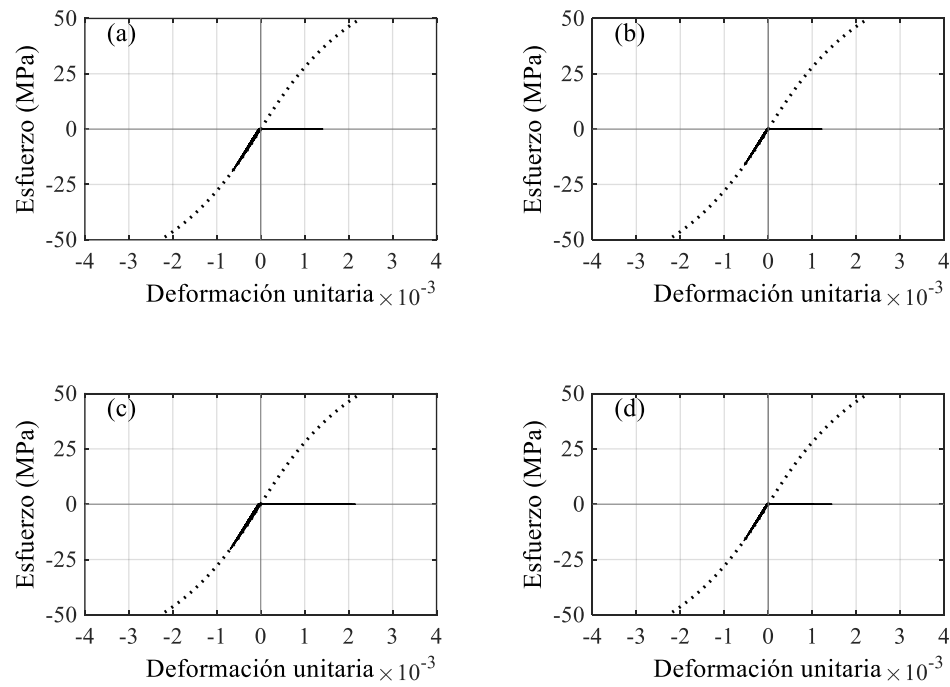
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #5 del Caso 2.



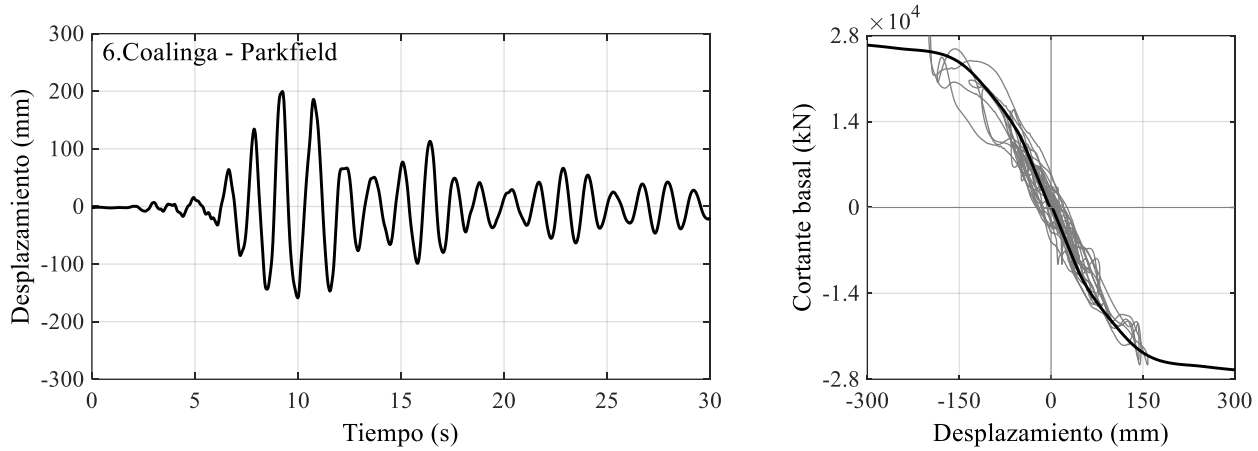
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



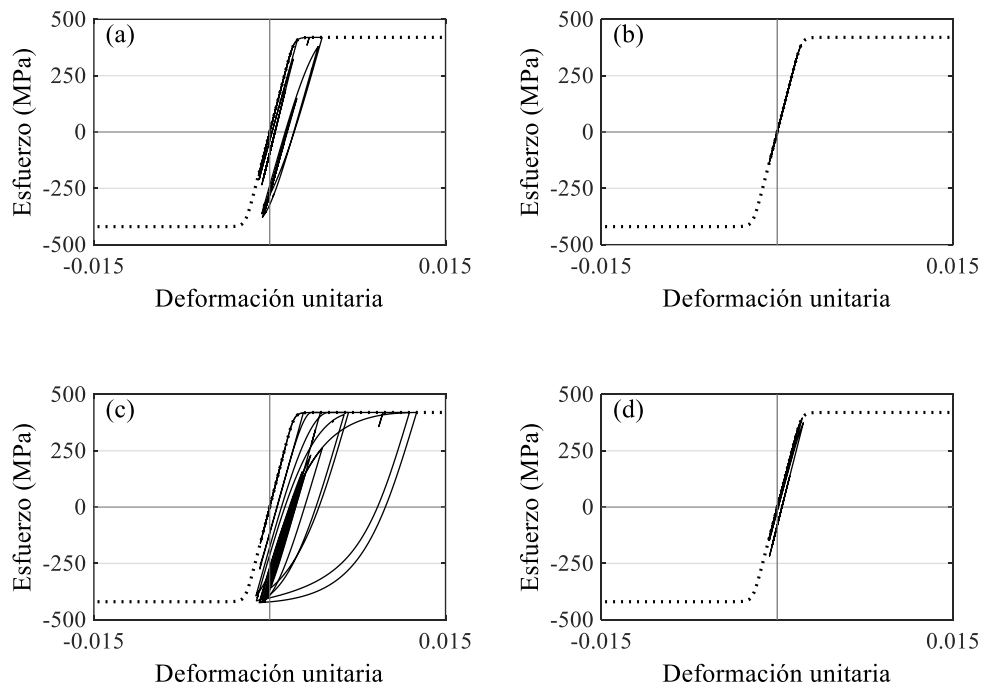
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



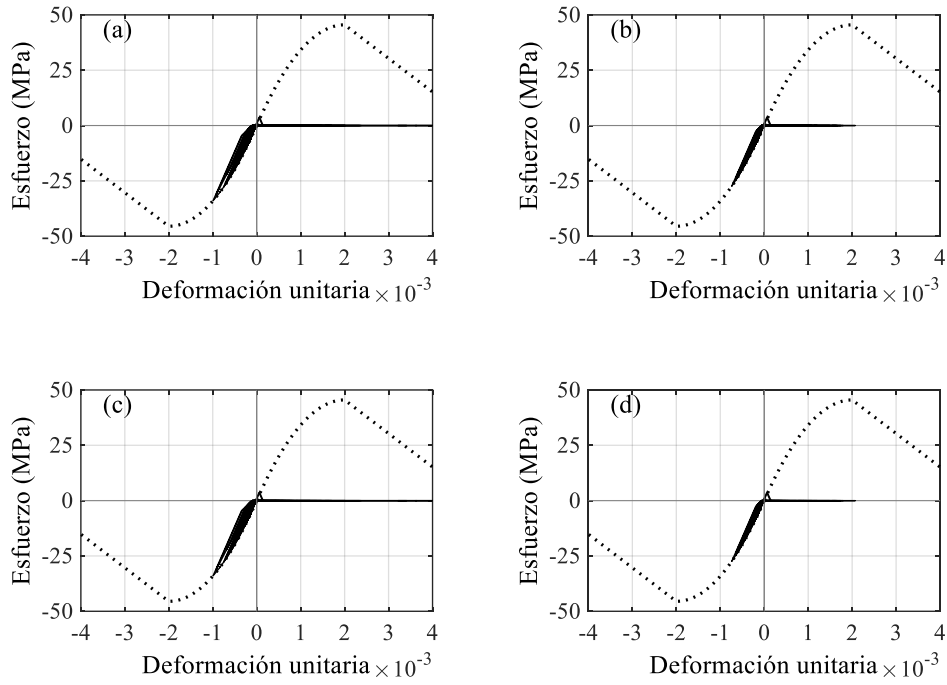
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #5 del Caso 2.



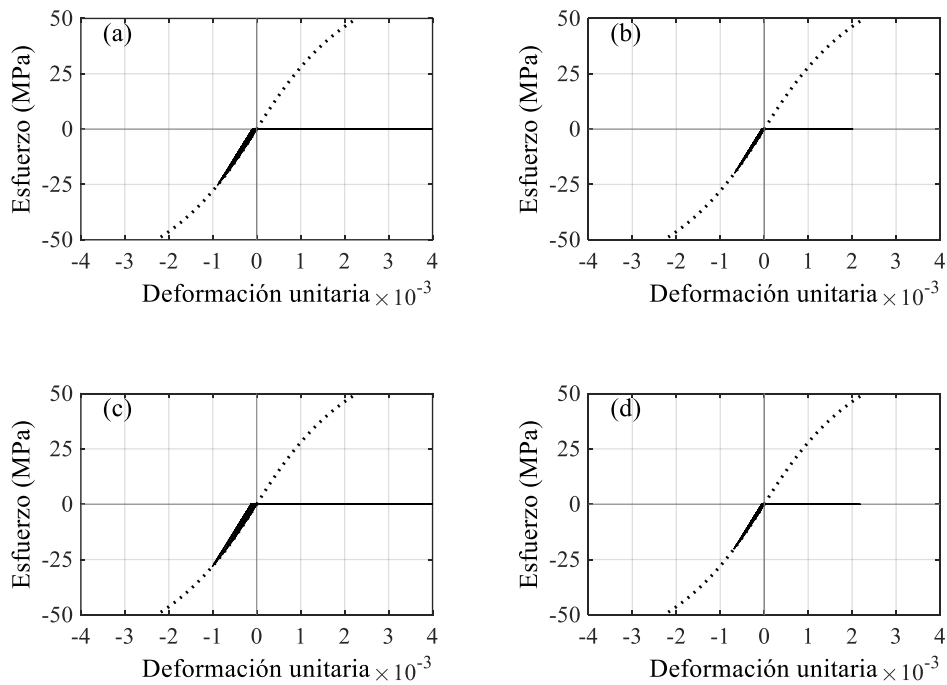
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #6 del Caso 2.



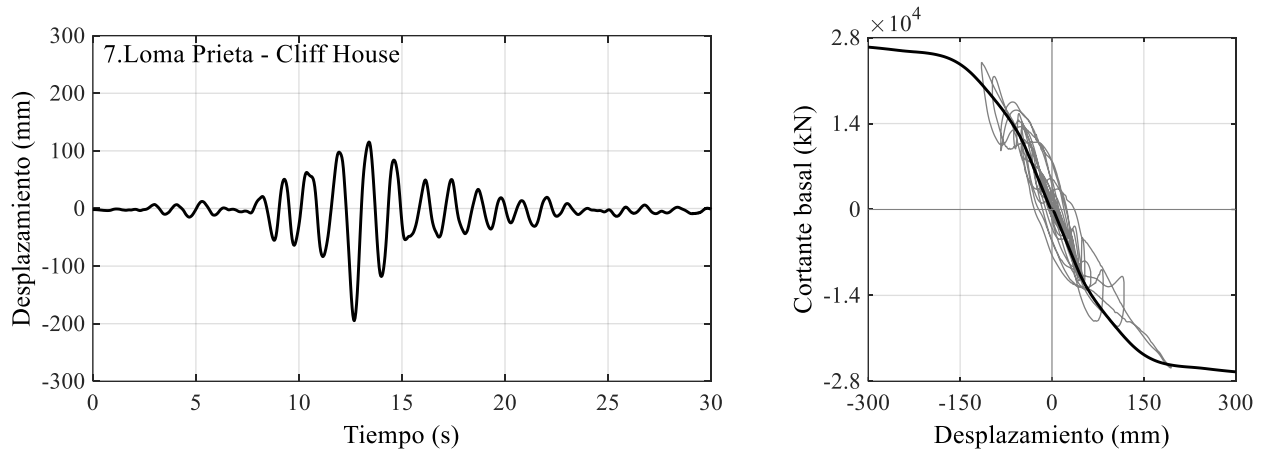
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



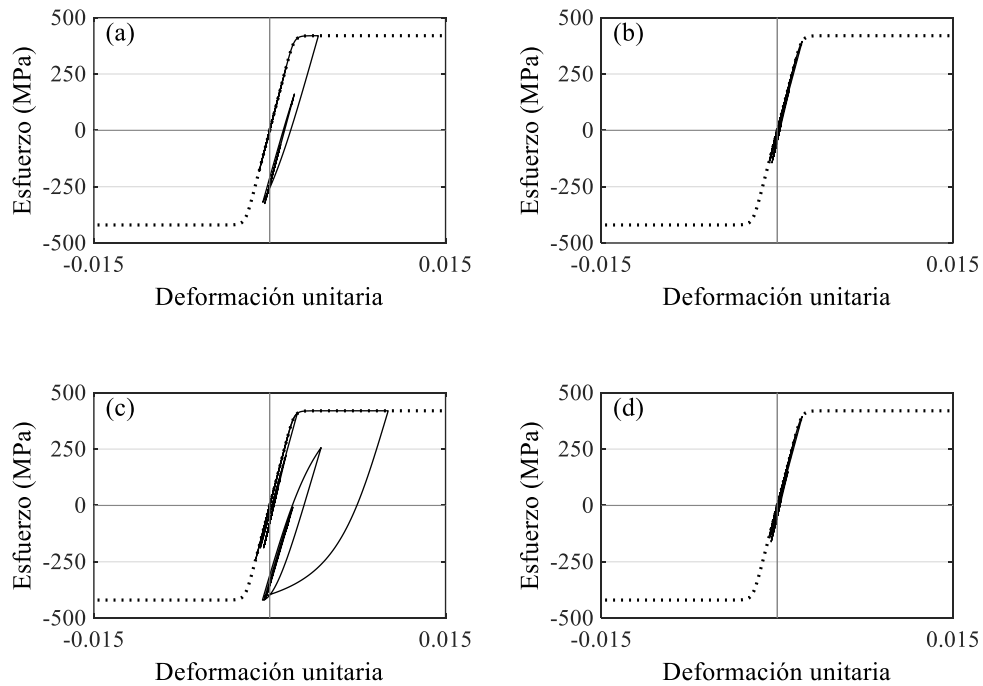
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



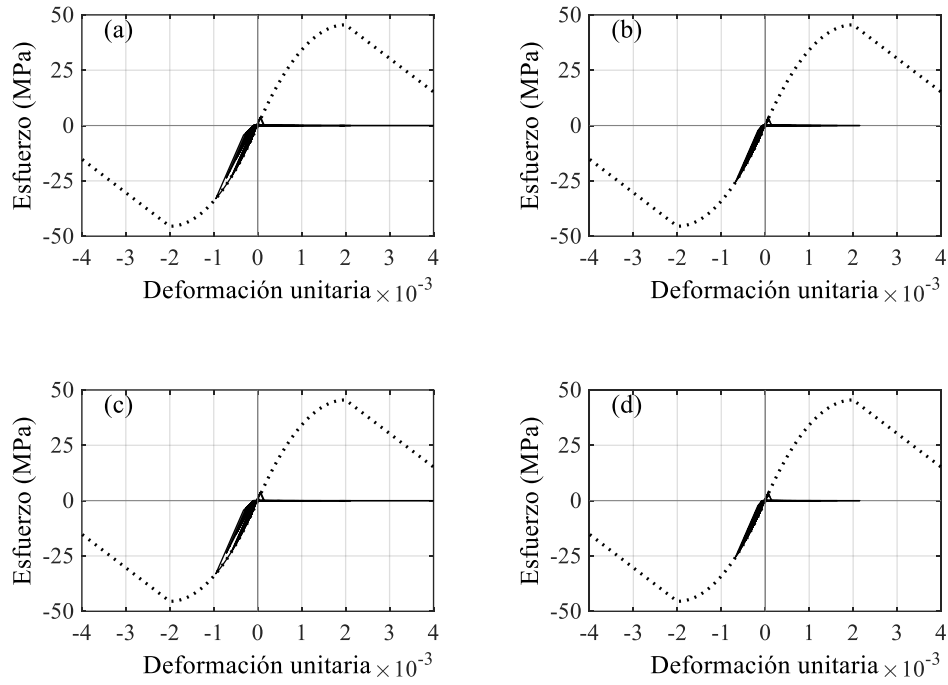
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #6 del Caso 2.



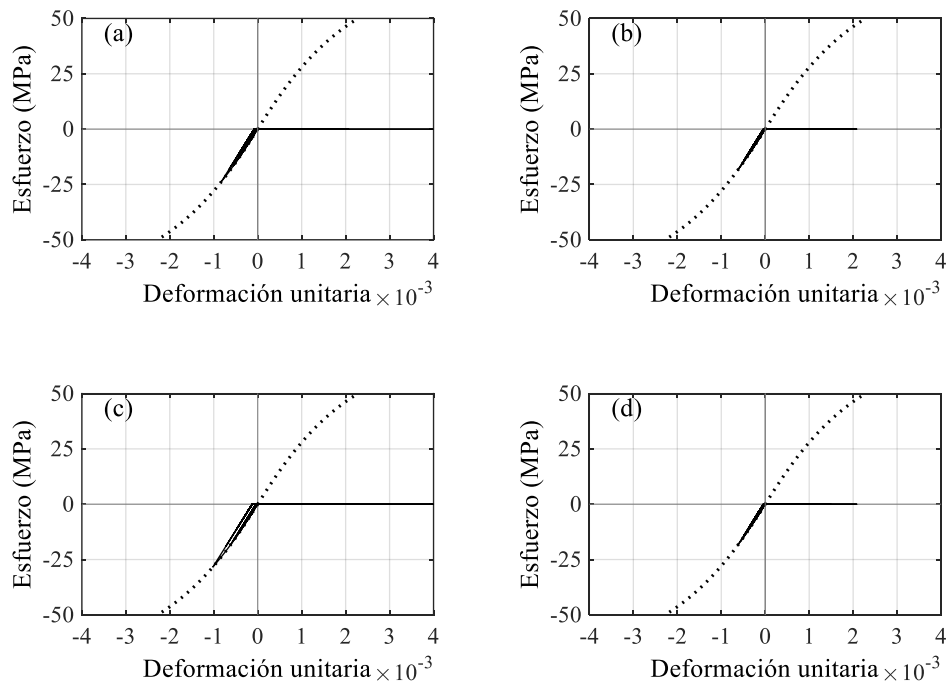
Historia de desplazamientos del puente *M4* durante el sismo #7 del Caso 2.



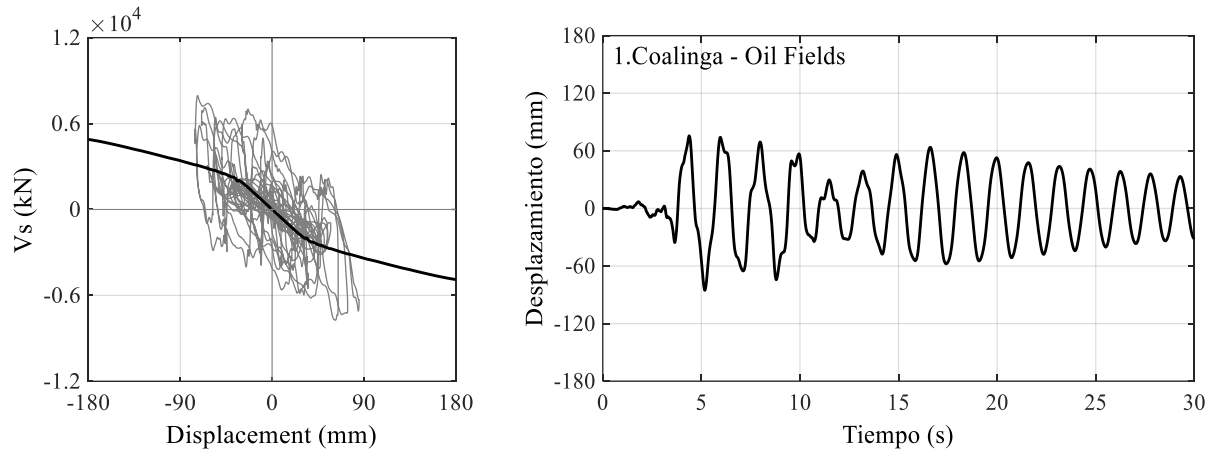
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



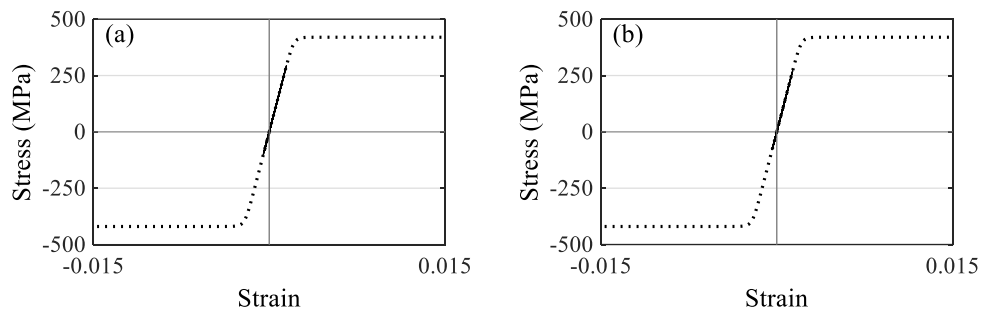
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



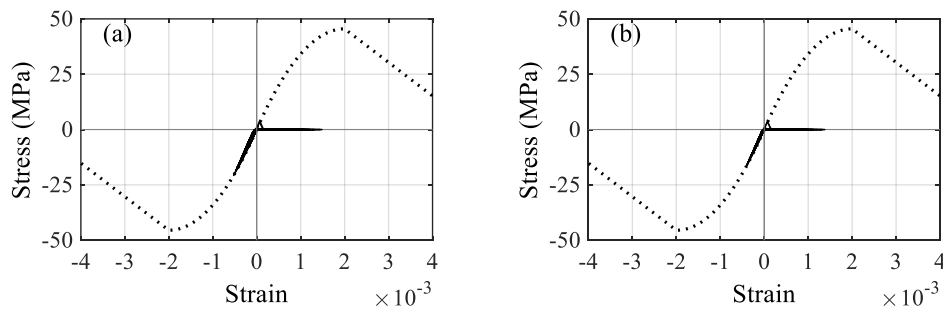
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna izquierda e (c) inferior y (d) superior de la columna derecha del puente *M4* completo durante el sismo #7 del Caso 2.



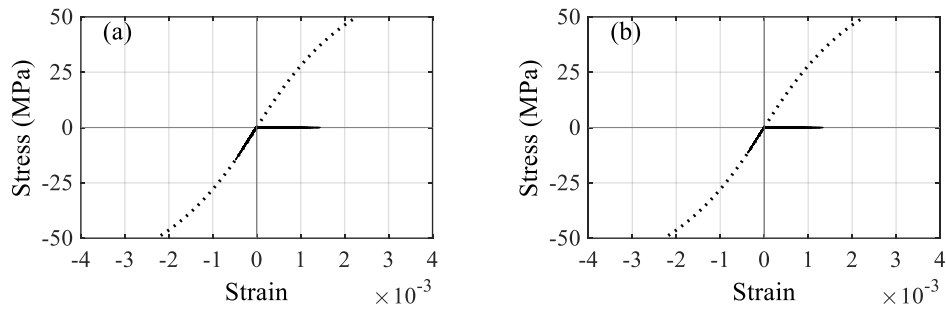
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente *M4* durante el sismo #1 del Caso 2.



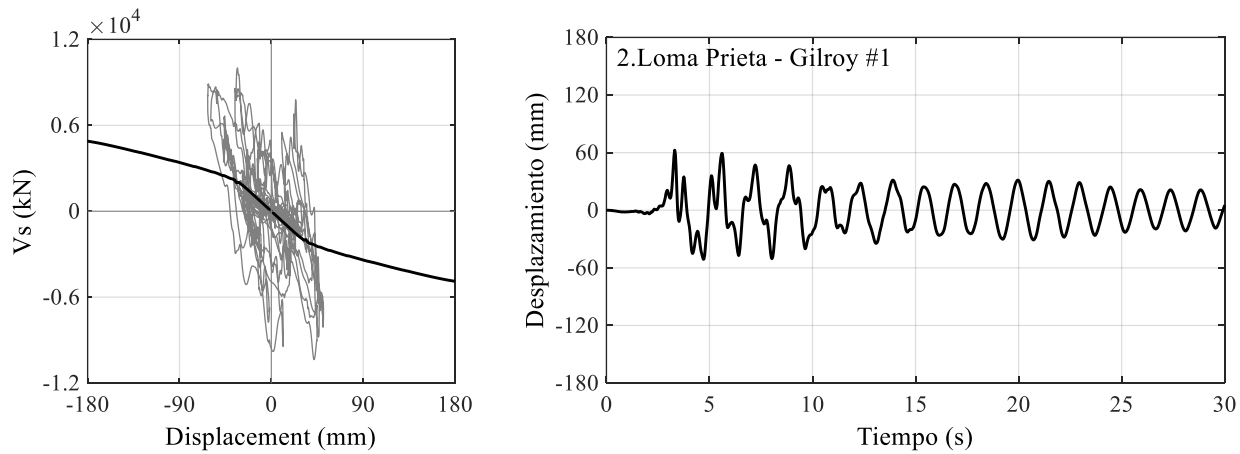
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente *M4* durante el sismo #1 del Caso 2.



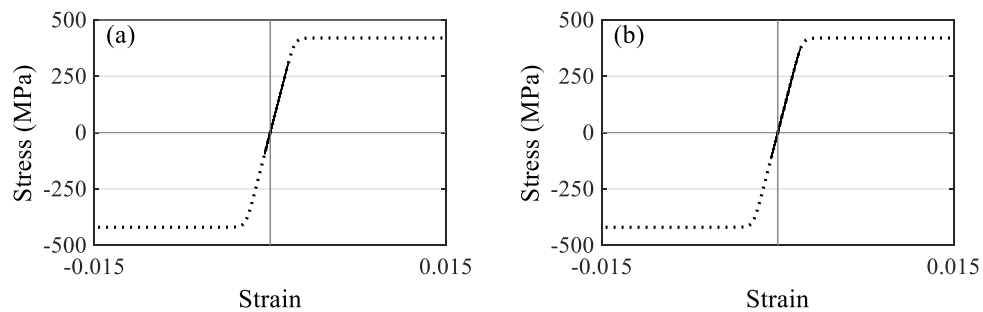
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente *M4* durante el sismo #1 del Caso 2.



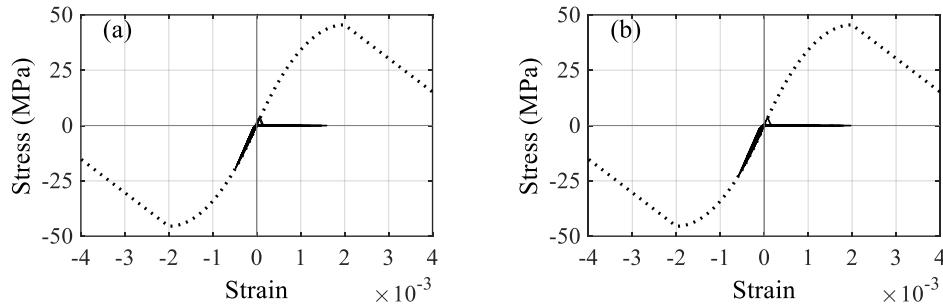
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #1 del Caso 2.



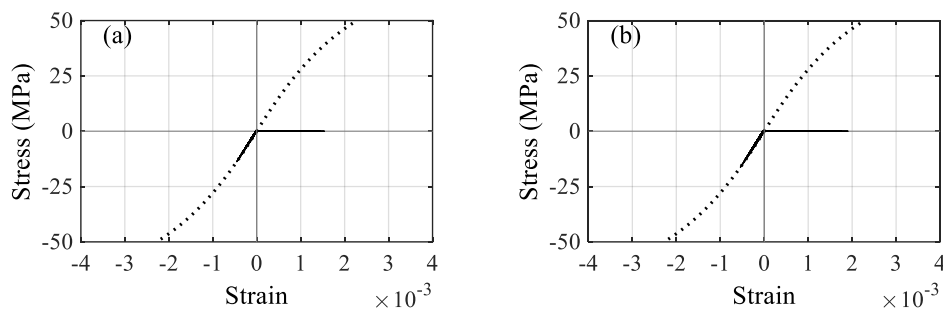
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



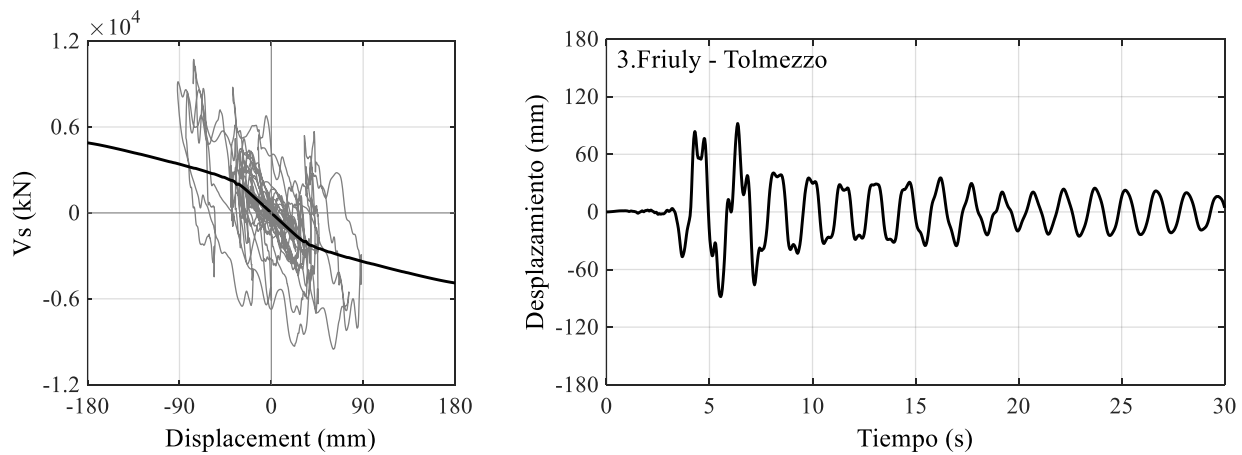
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



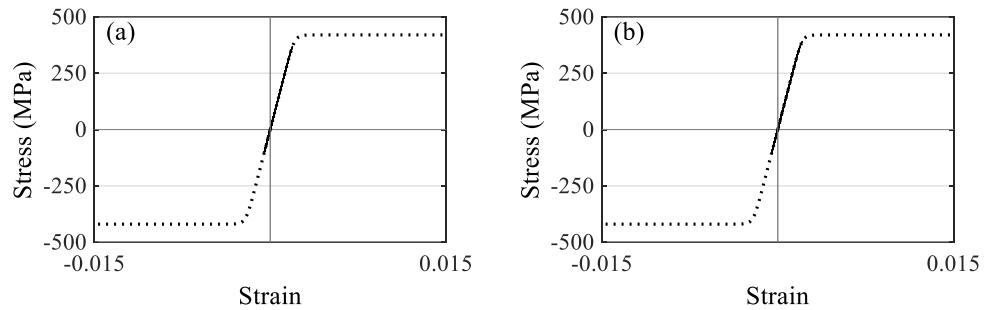
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



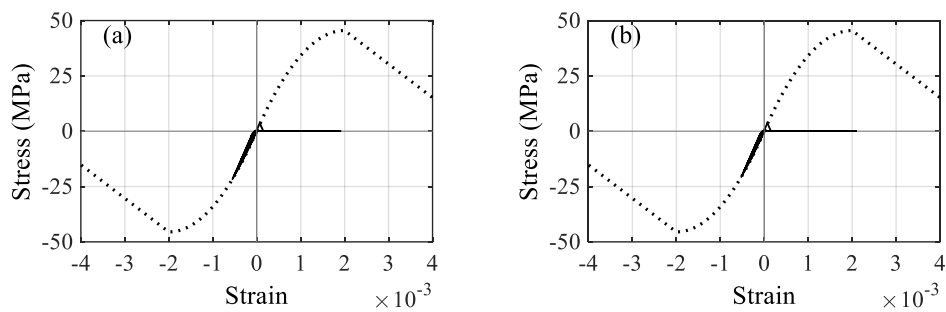
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



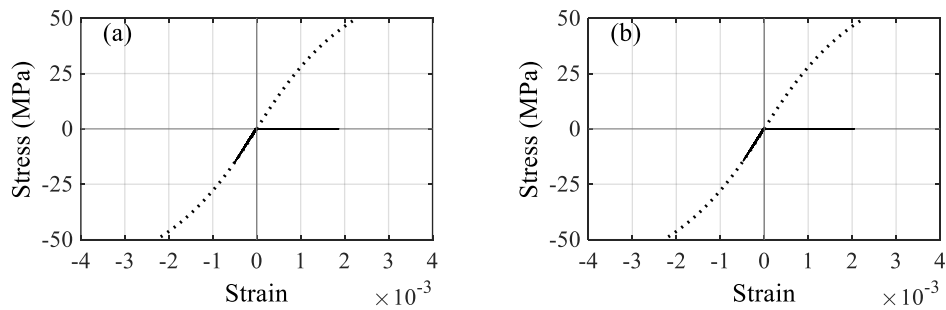
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



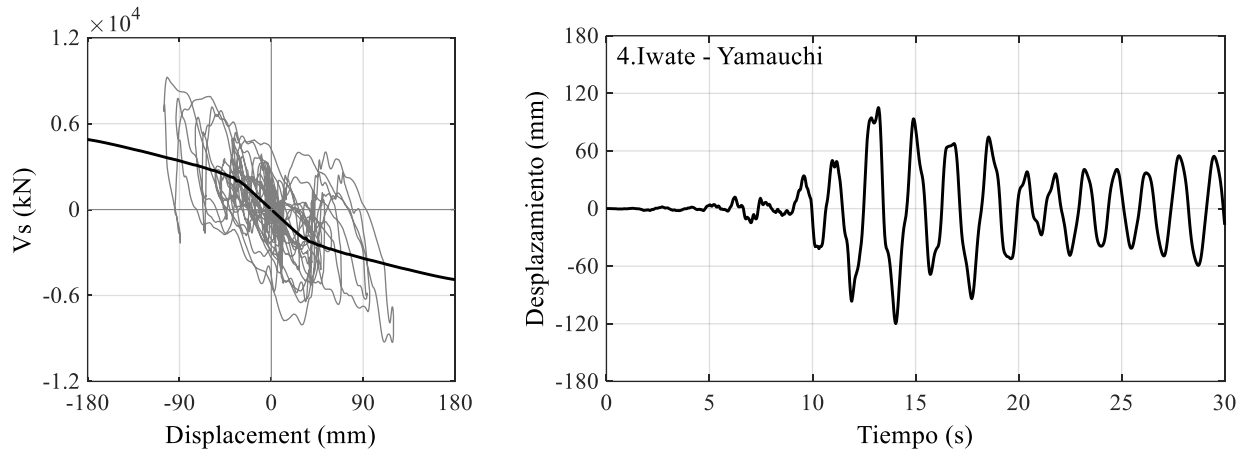
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



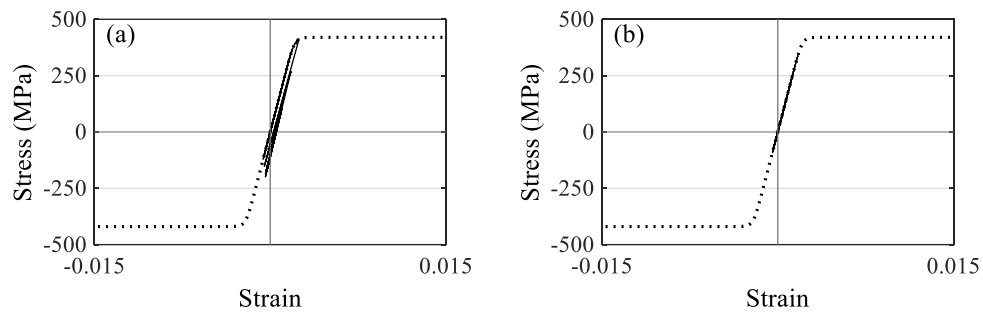
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



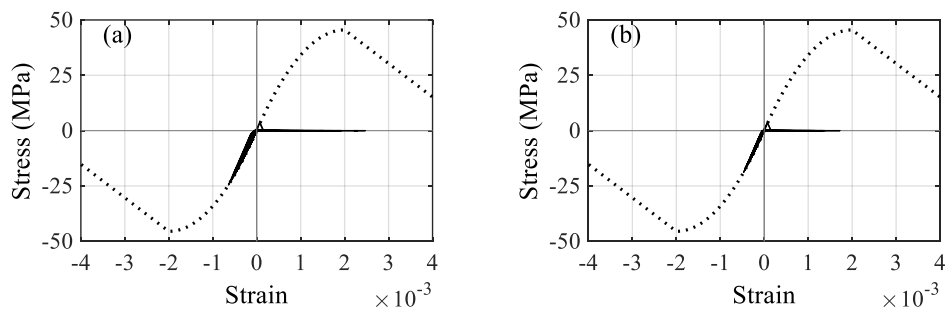
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



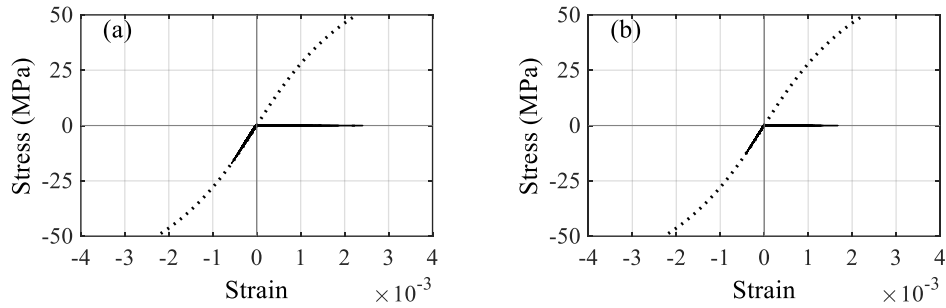
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



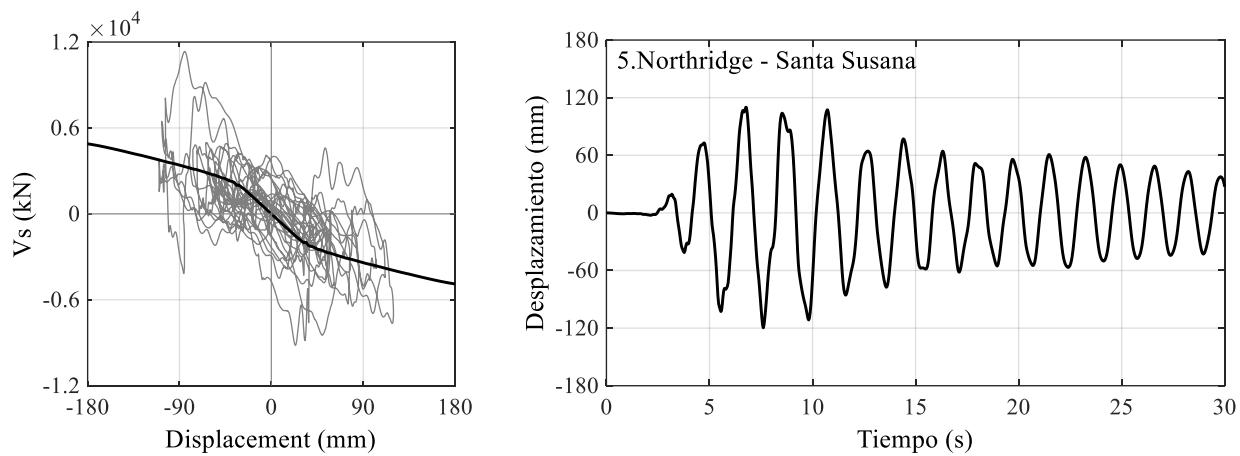
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



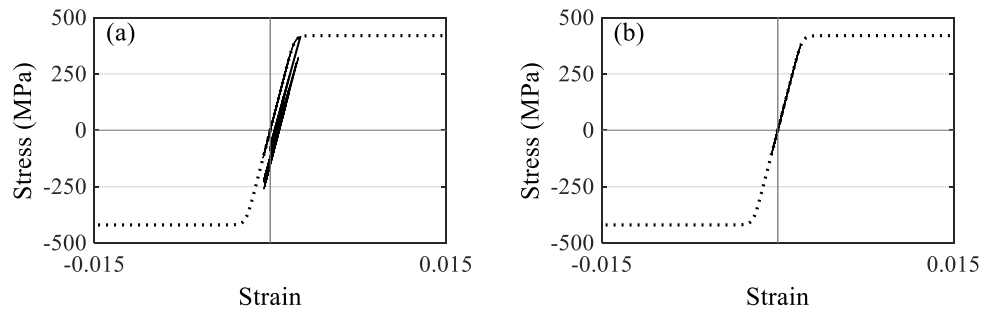
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



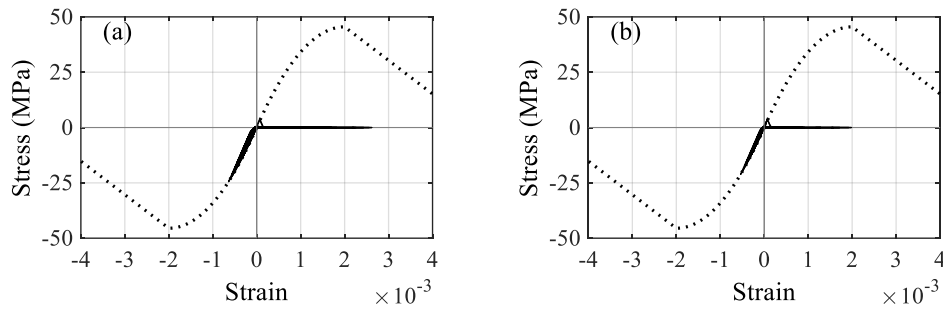
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



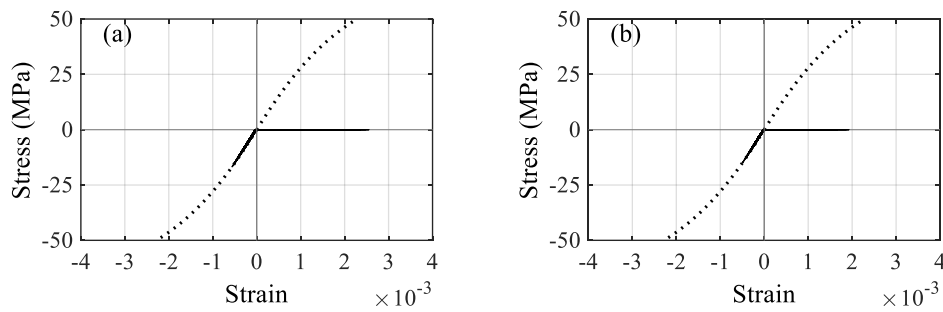
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



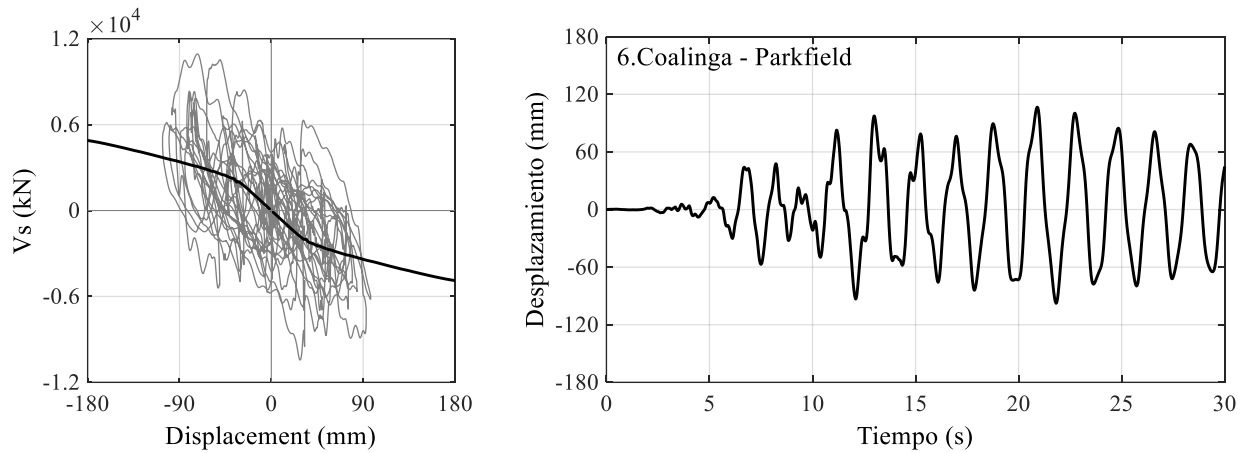
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



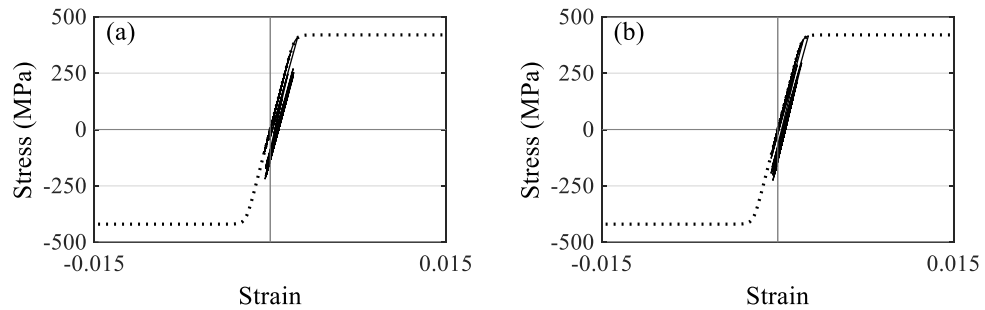
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



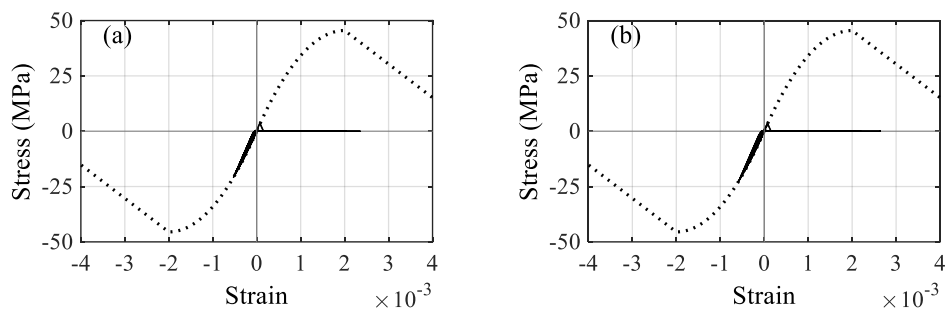
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



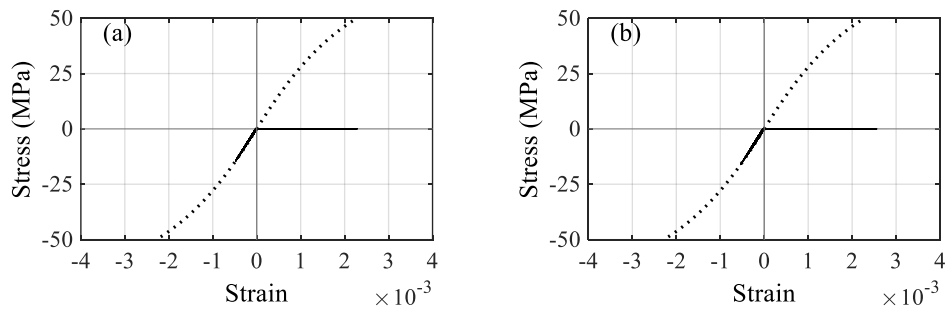
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



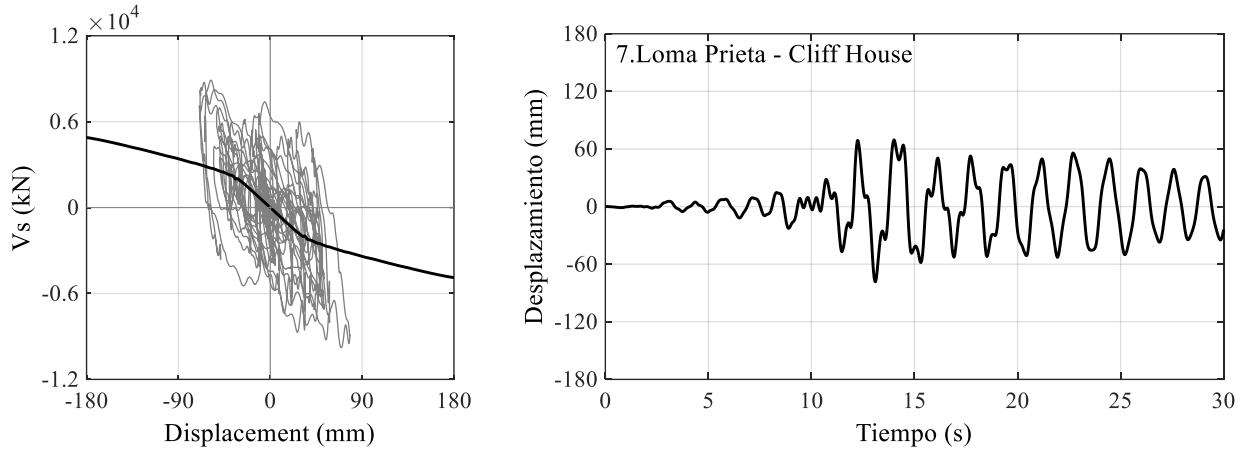
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



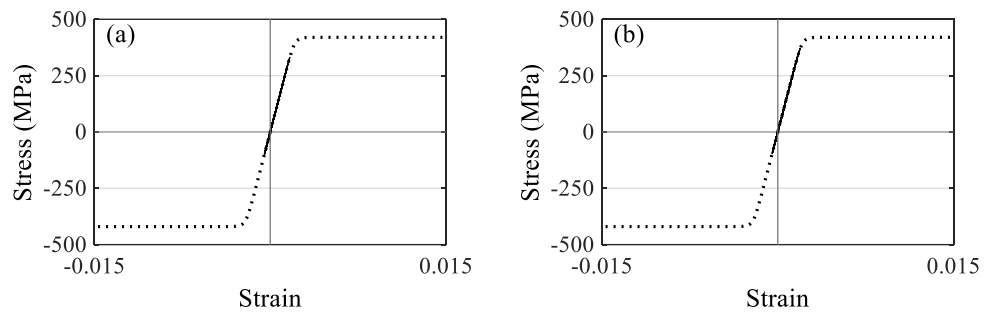
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



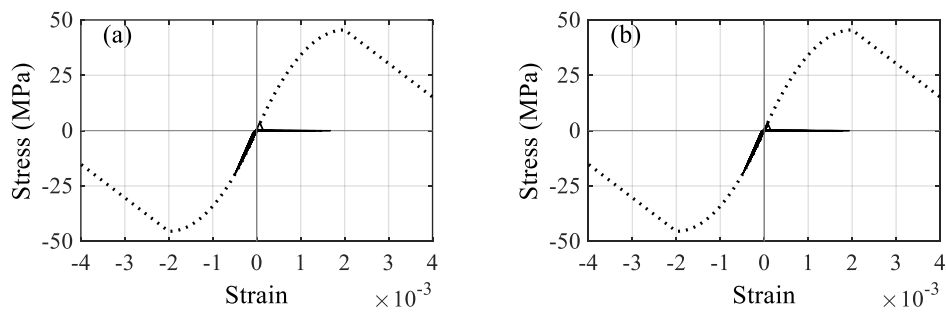
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



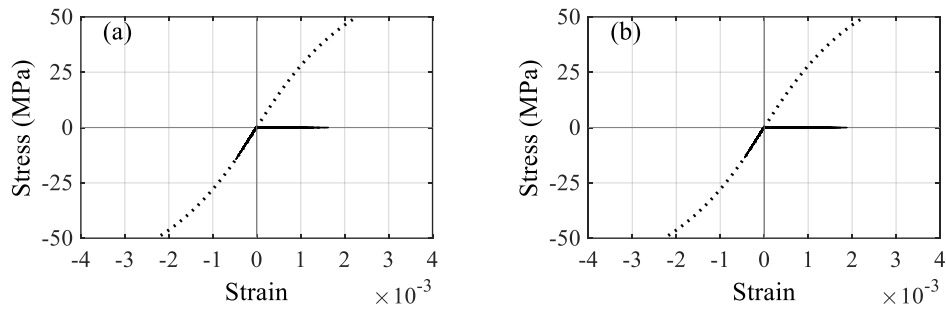
Historia de desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.



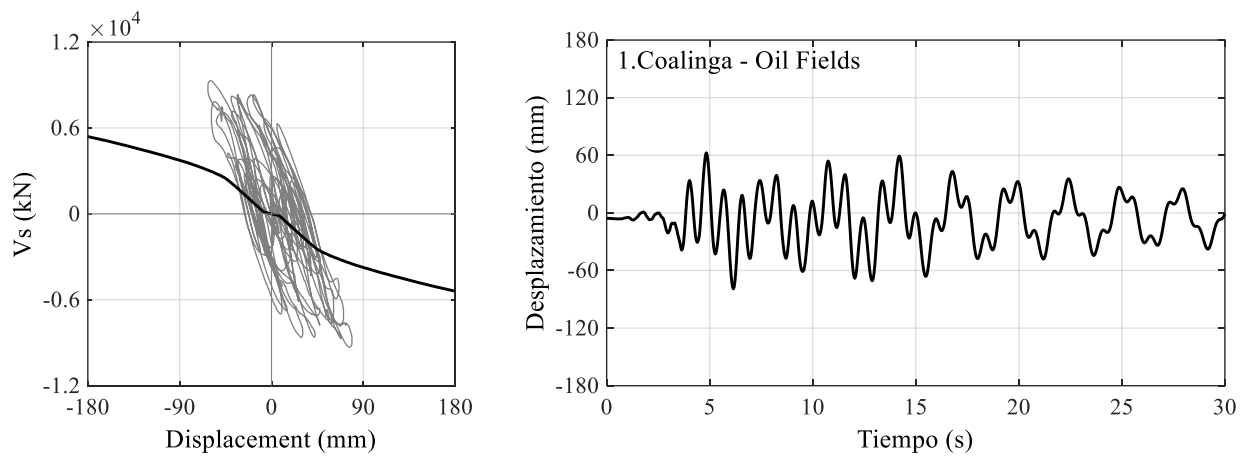
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.



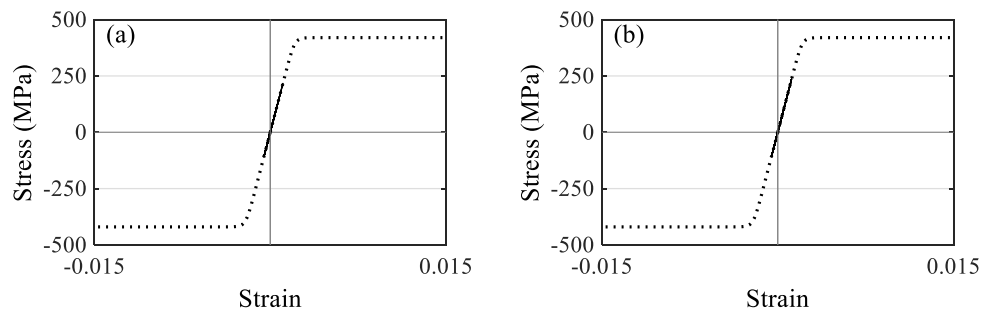
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.



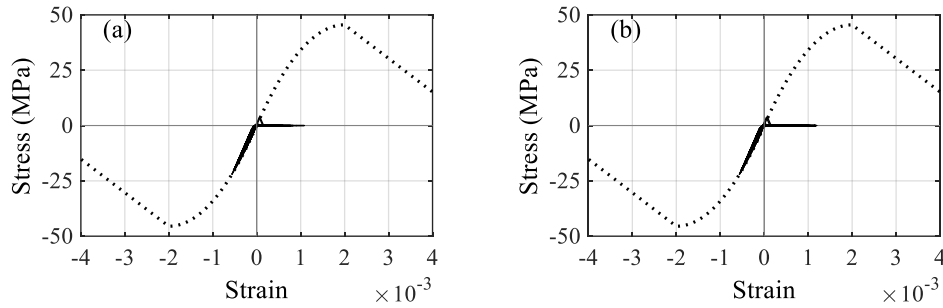
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.



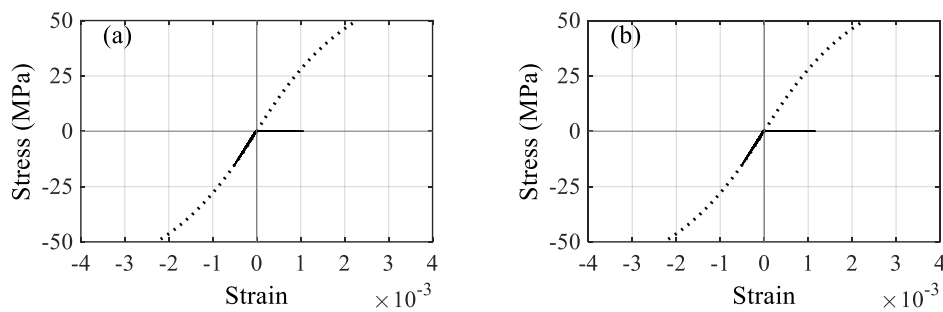
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1 del Caso 2.



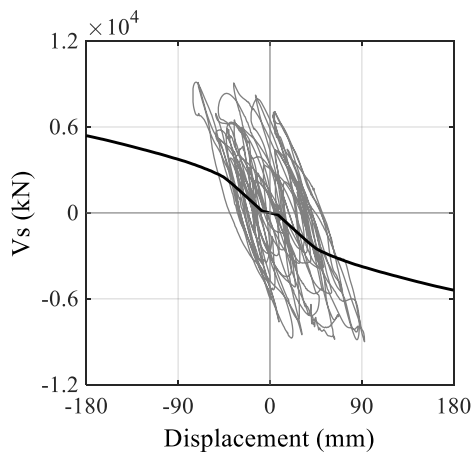
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1 del Caso 2.



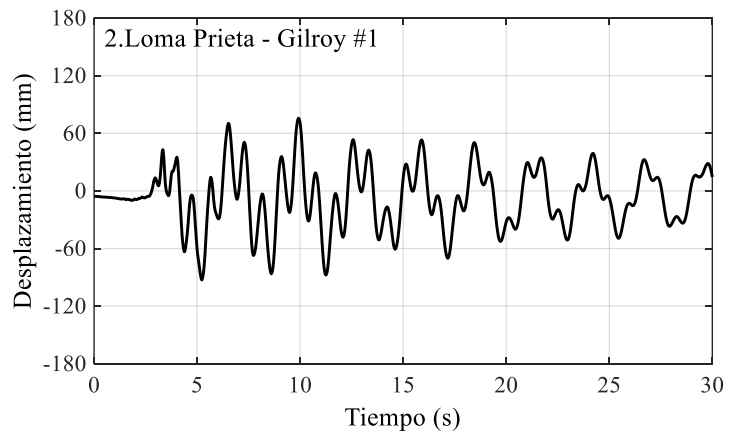
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1 del Caso 2.

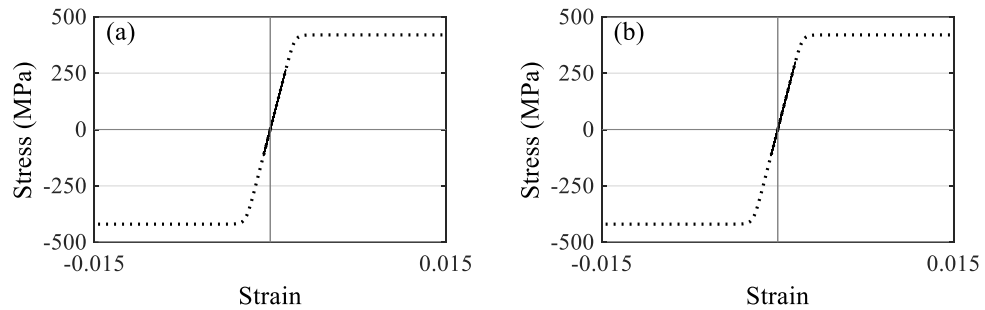


Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1 del Caso 2.

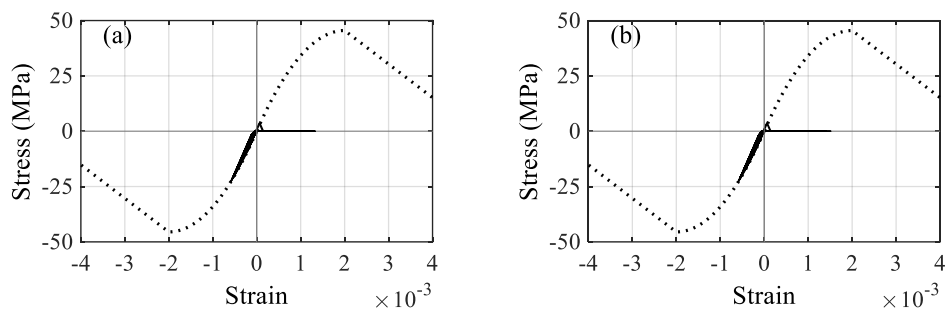


Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.

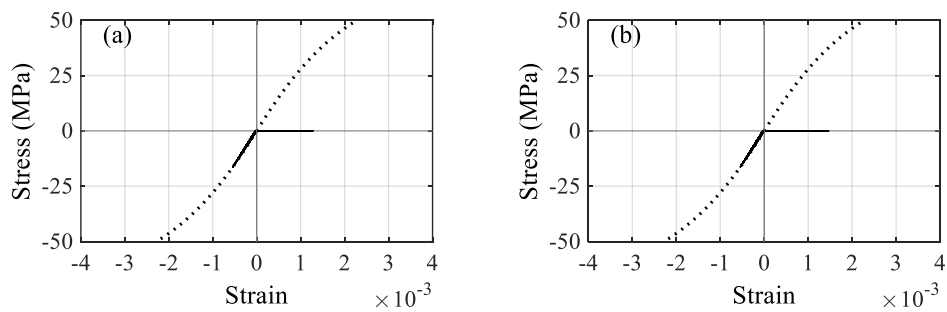




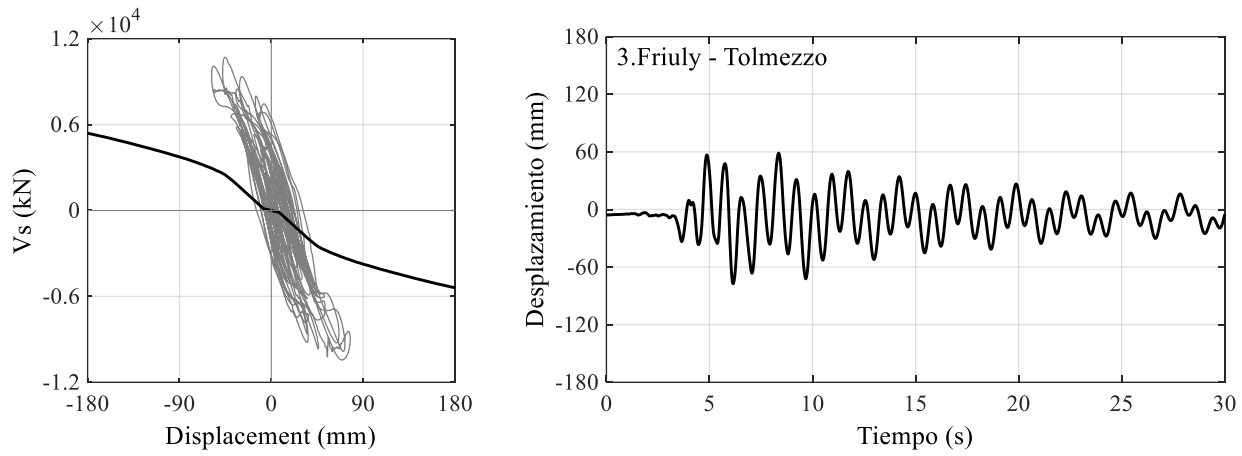
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



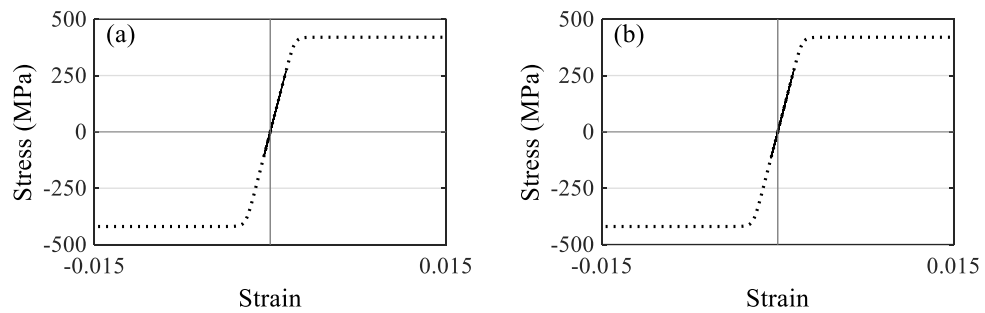
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



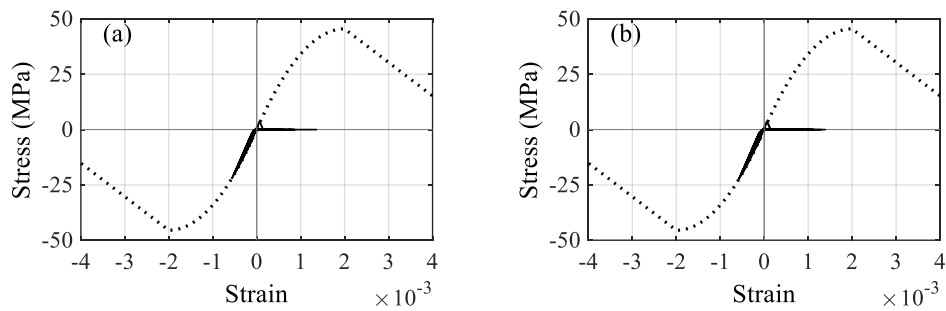
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #2 del Caso 2.



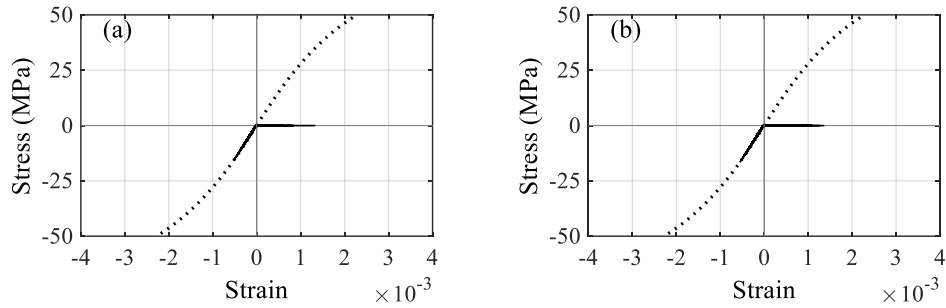
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



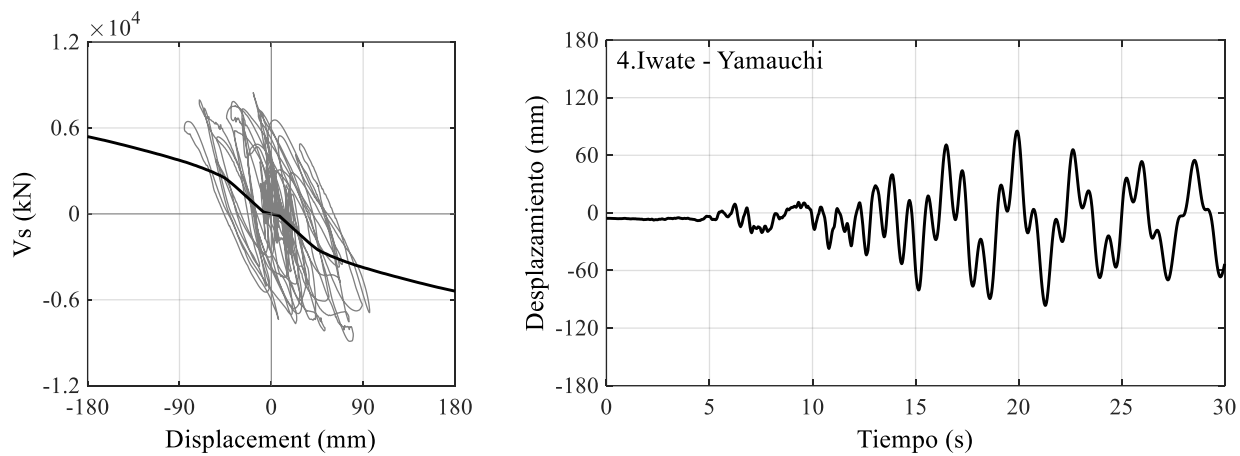
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



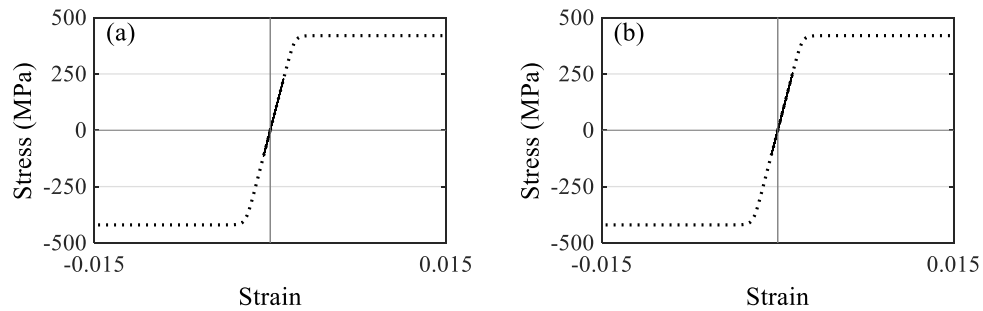
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



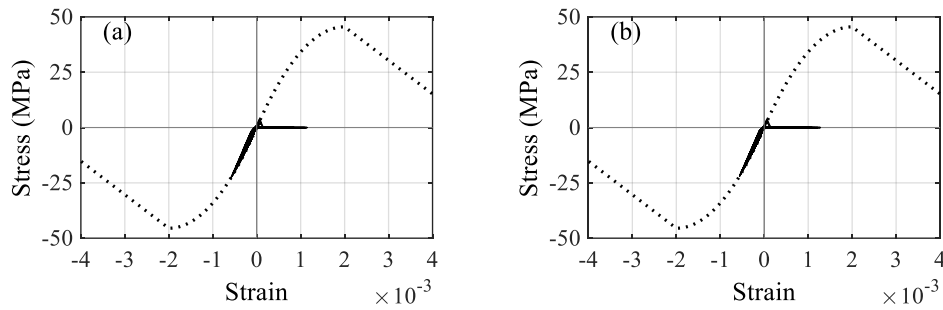
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #3 del Caso 2.



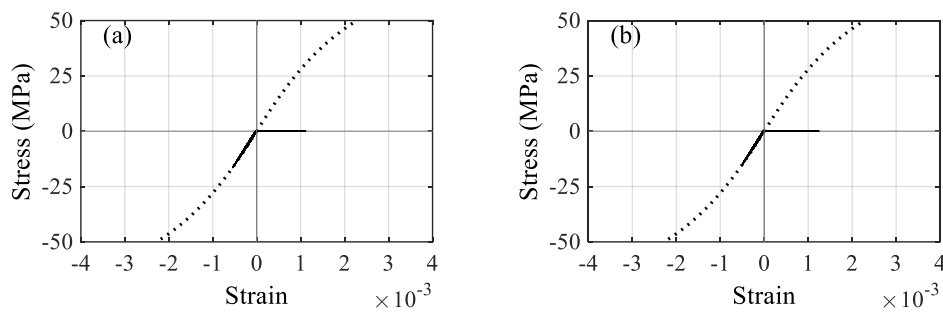
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



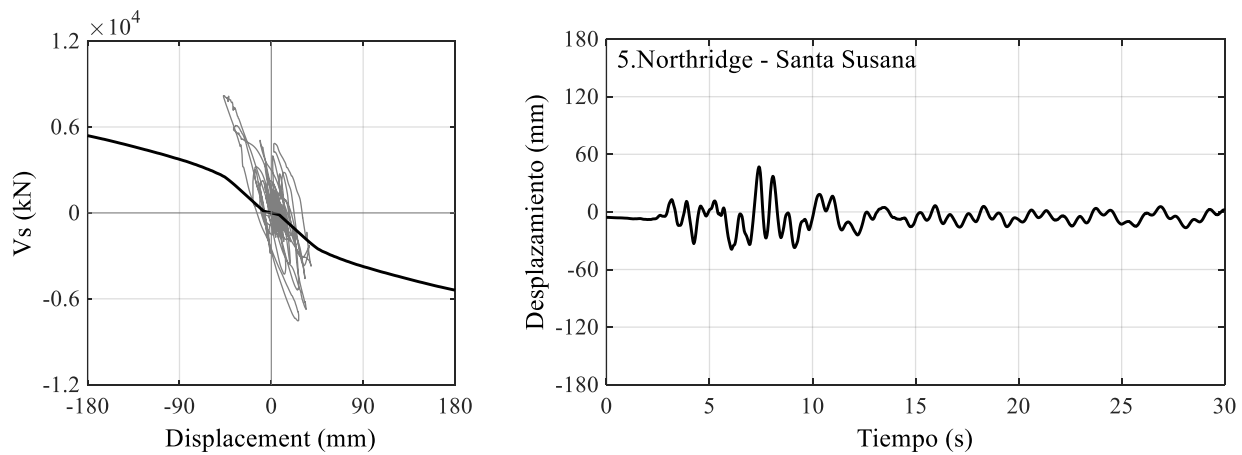
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



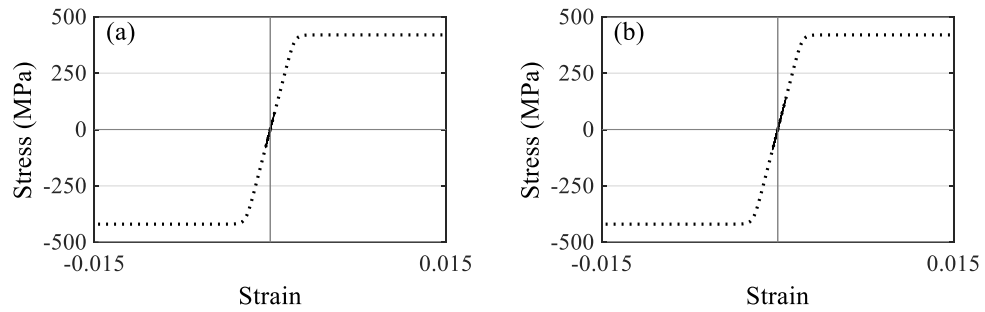
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



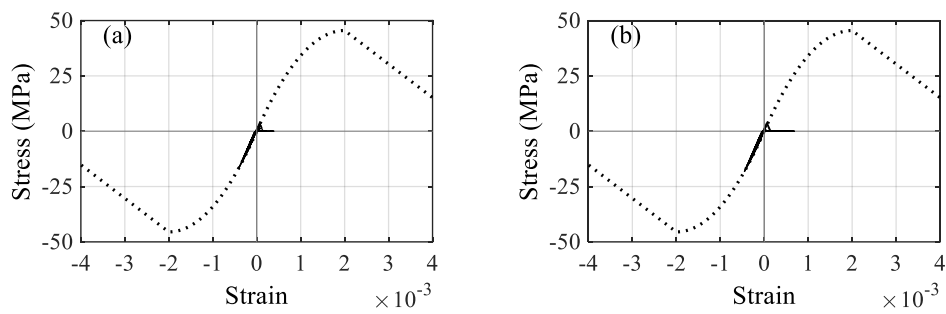
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #4 del Caso 2.



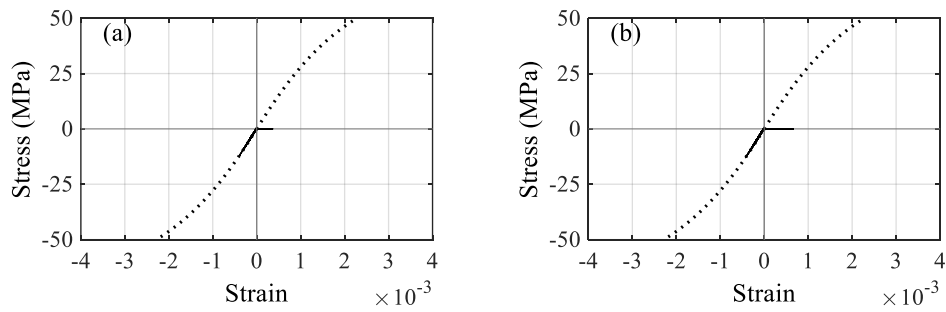
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



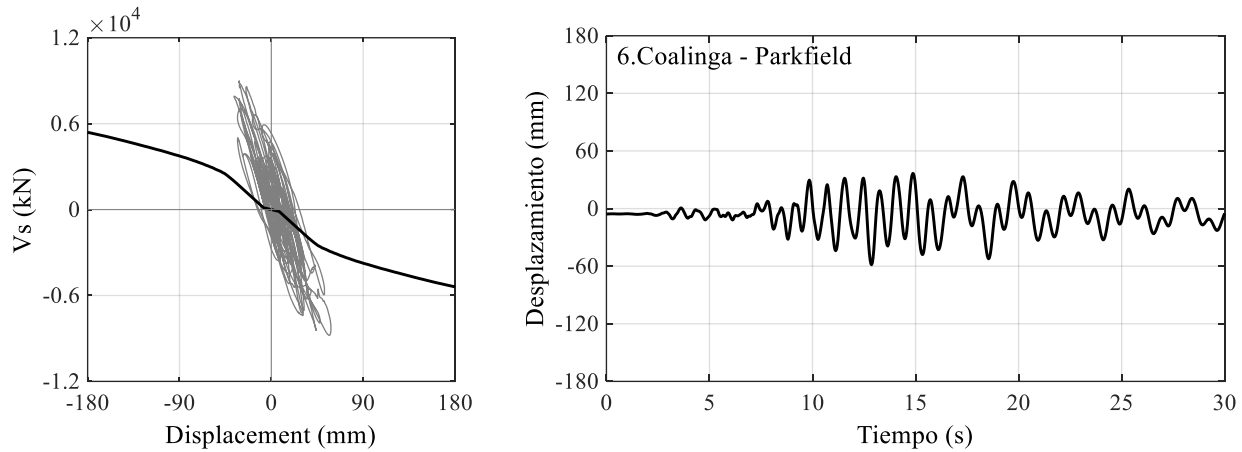
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



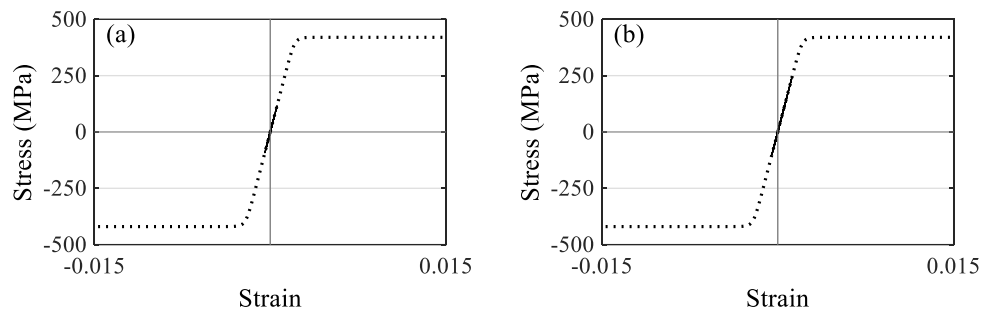
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #5 del Caso 2.



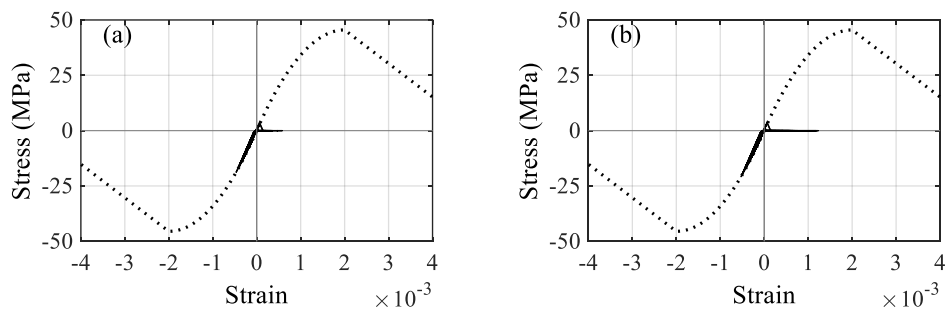
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #5 del Caso 2.



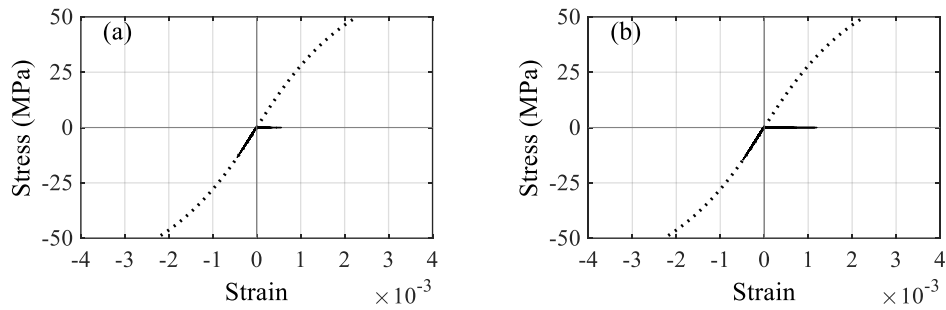
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



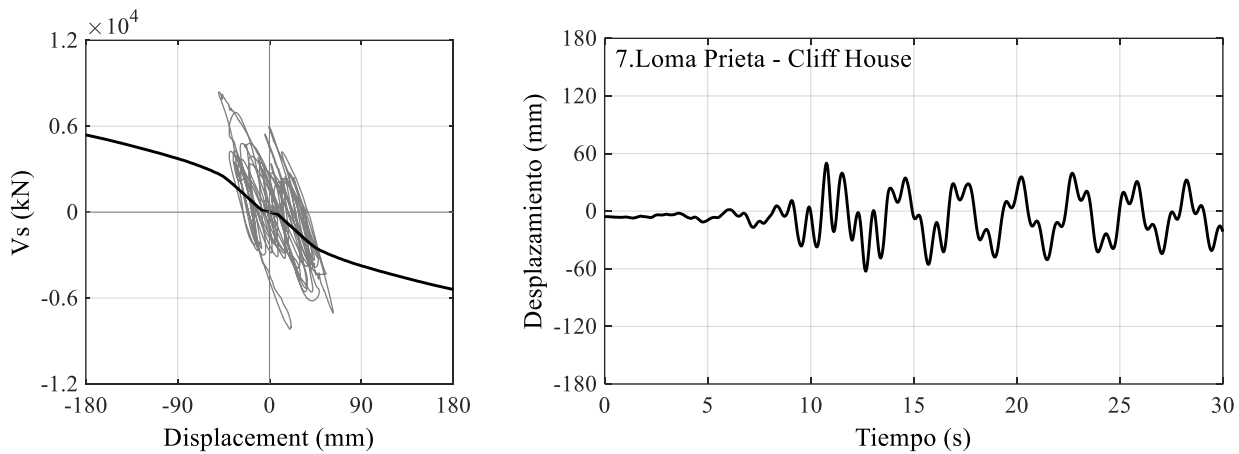
Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



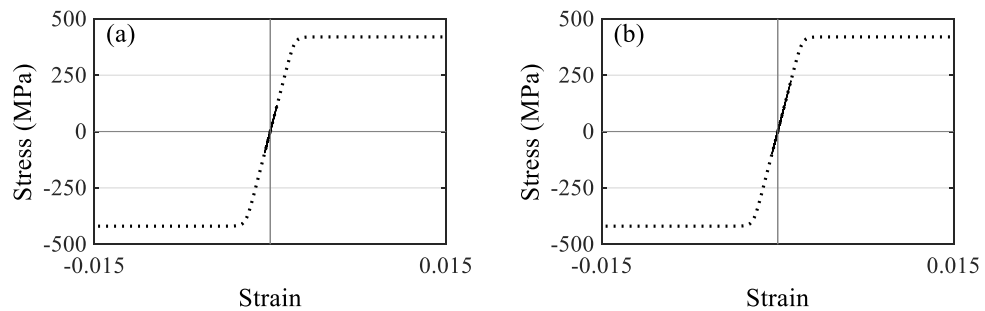
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



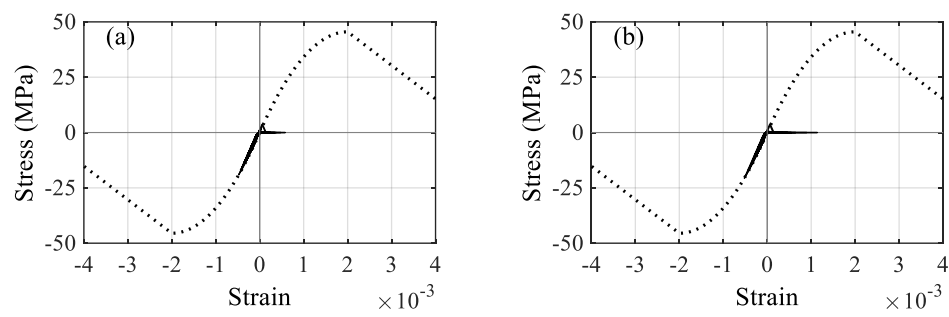
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #6 del Caso 2.



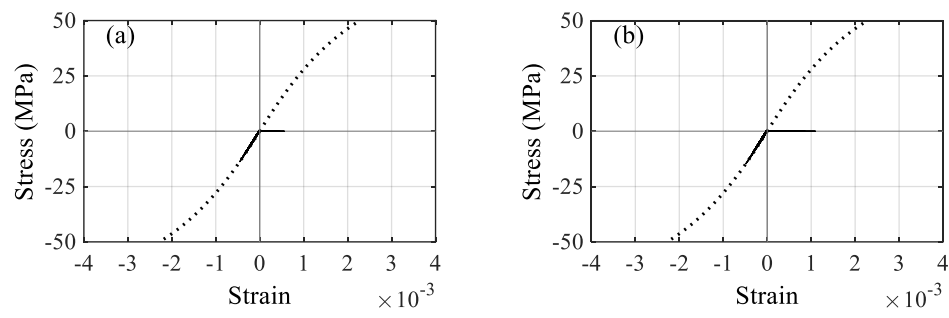
Historia de desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.



Curvas de histéresis del acero localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.

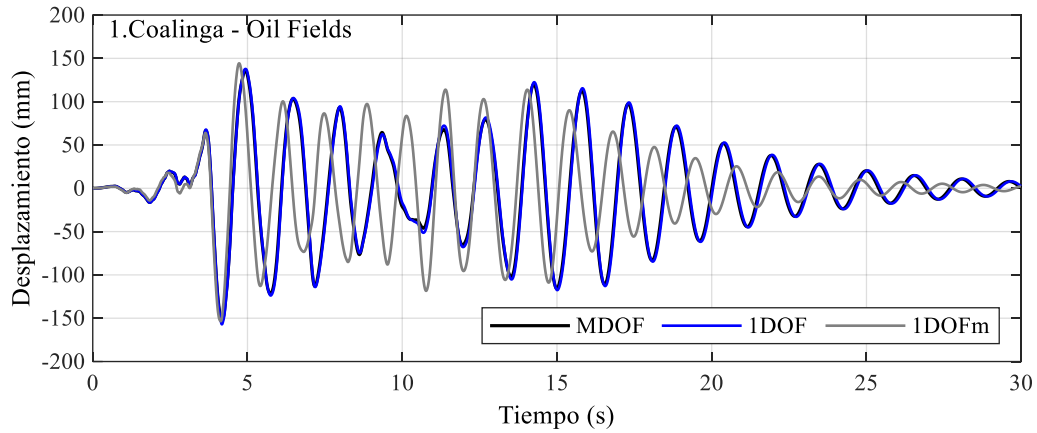
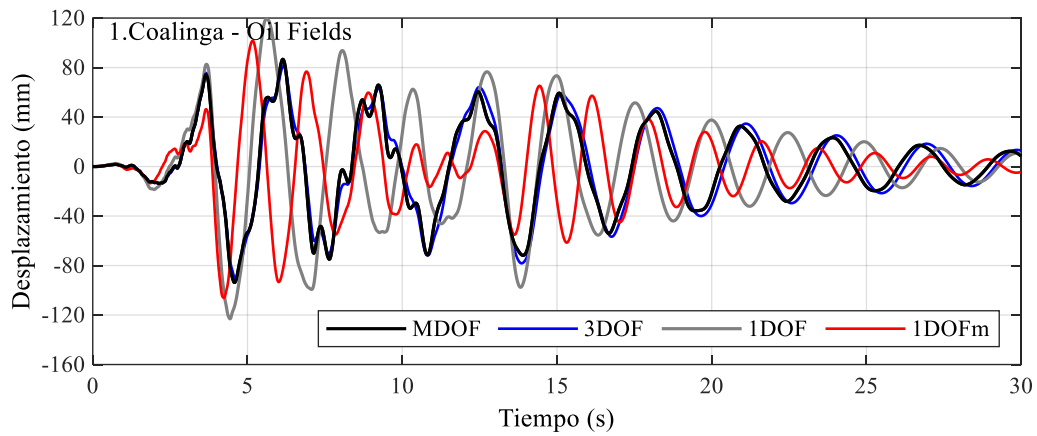
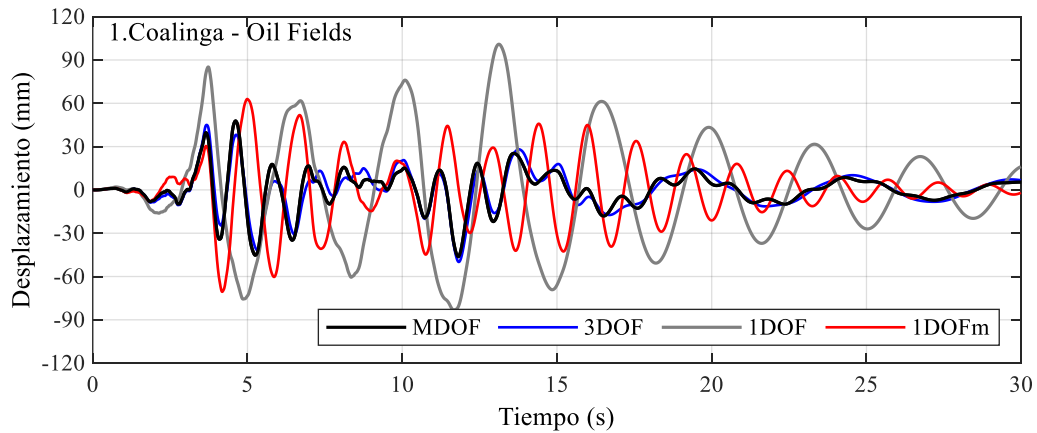


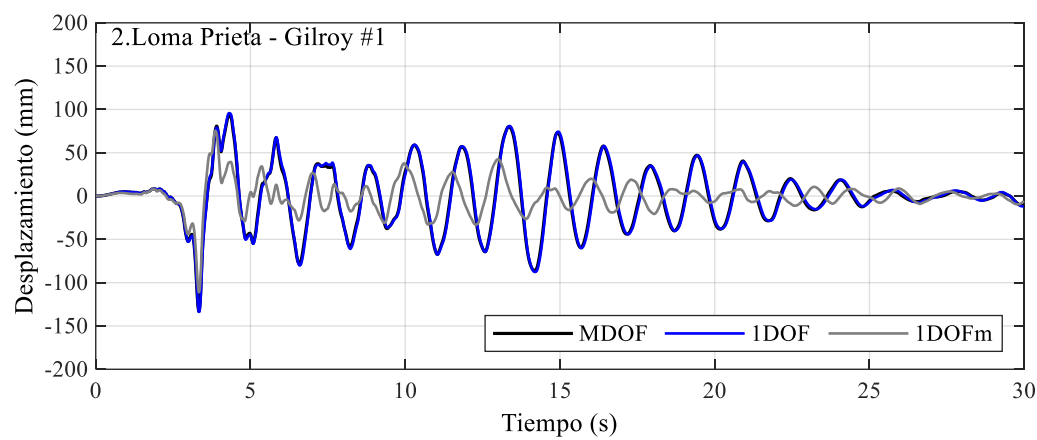
Curvas de histéresis del concreto del recubrimiento localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.



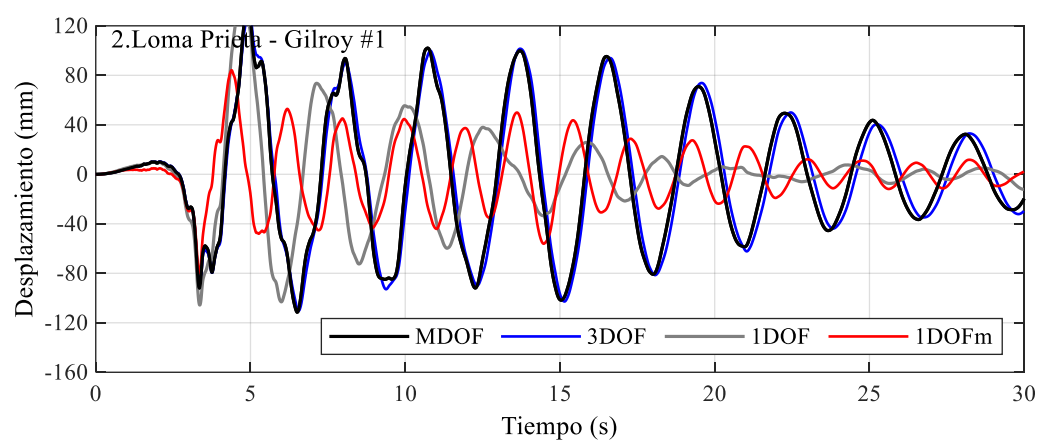
Curvas de histéresis del concreto del núcleo localizado en la parte (a) inferior y (b) superior de la columna de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #7 del Caso 2.

Apéndice G

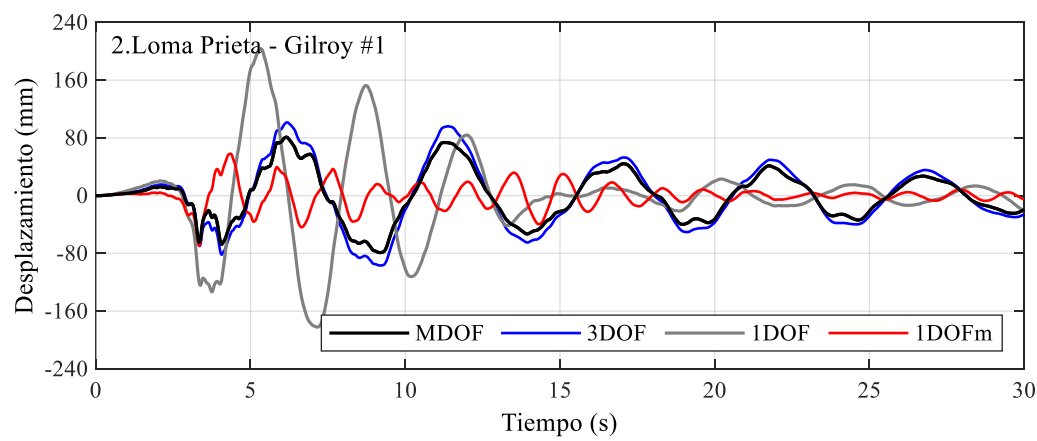
Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #1, calculados mediante LDA.Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #1, calculados mediante LDA.Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



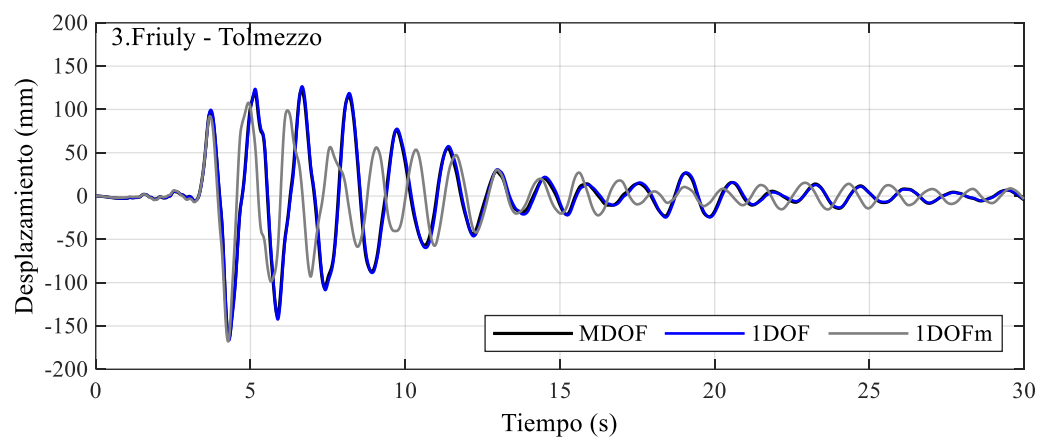
Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



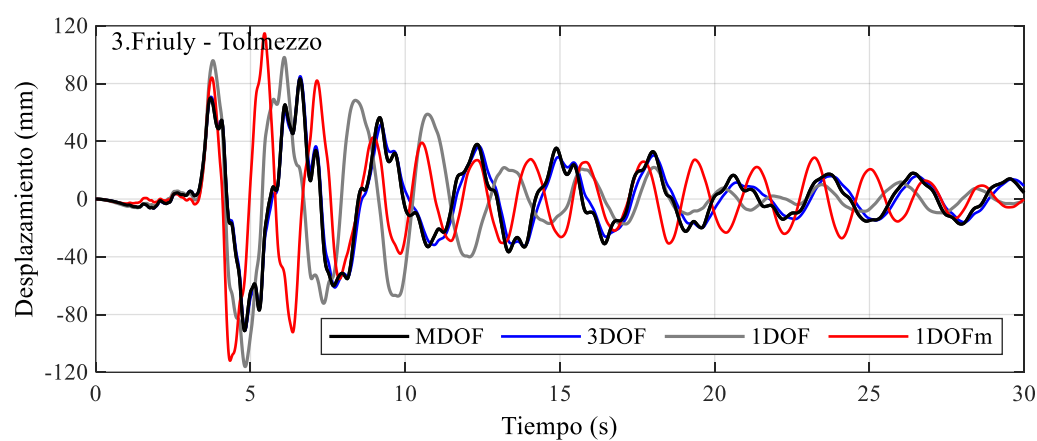
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



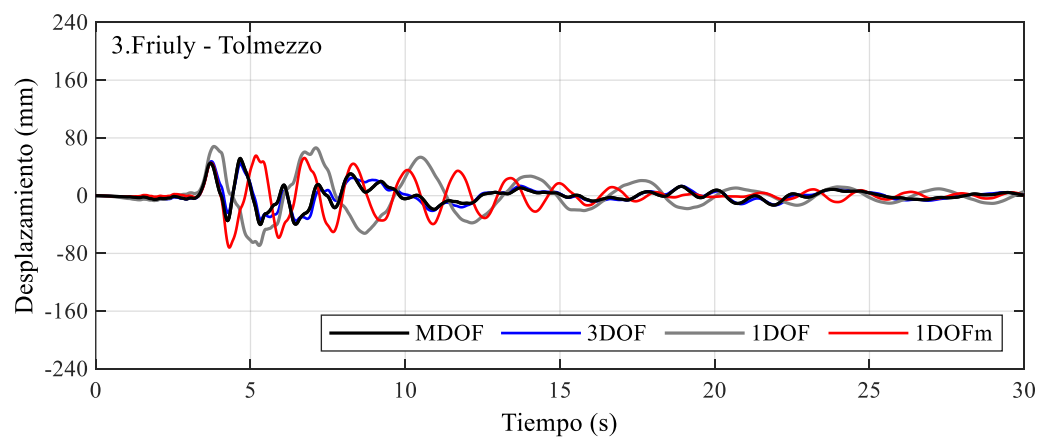
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



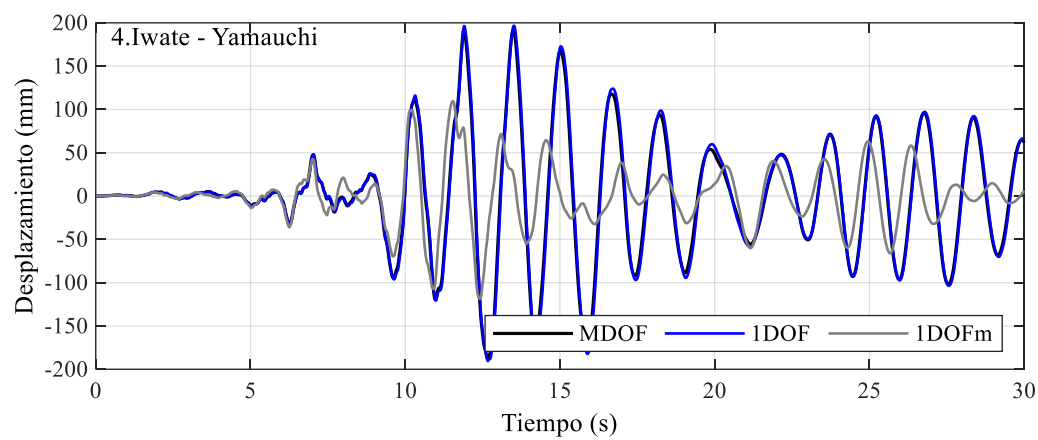
Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



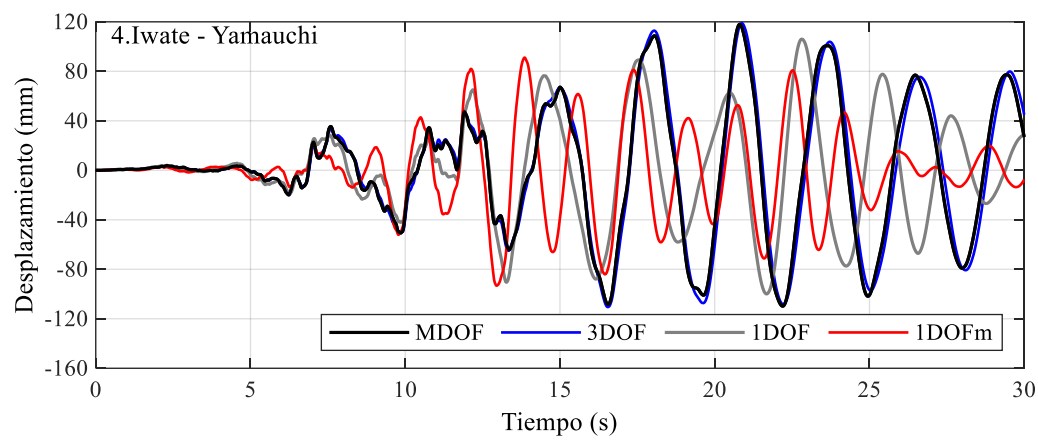
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



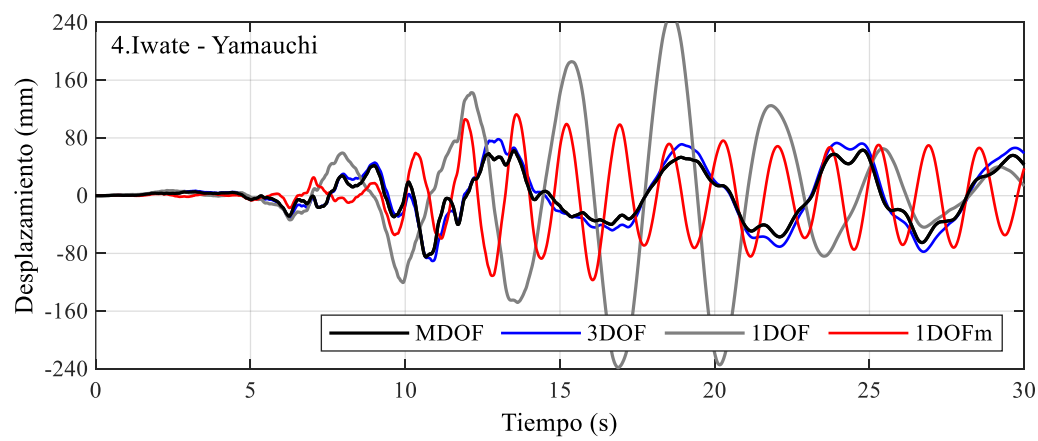
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



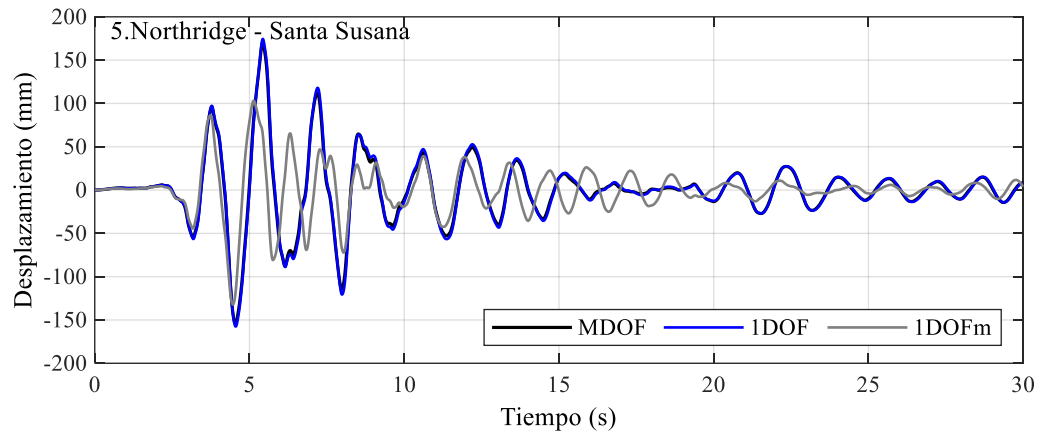
Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



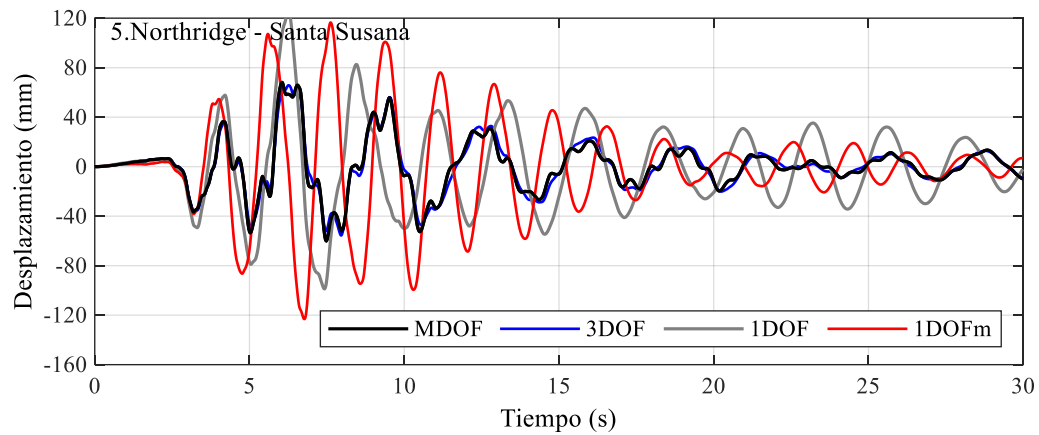
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



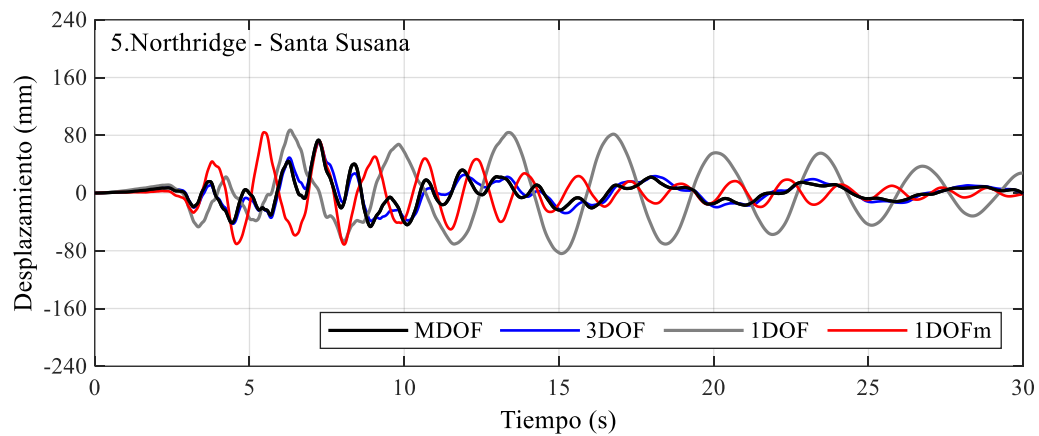
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



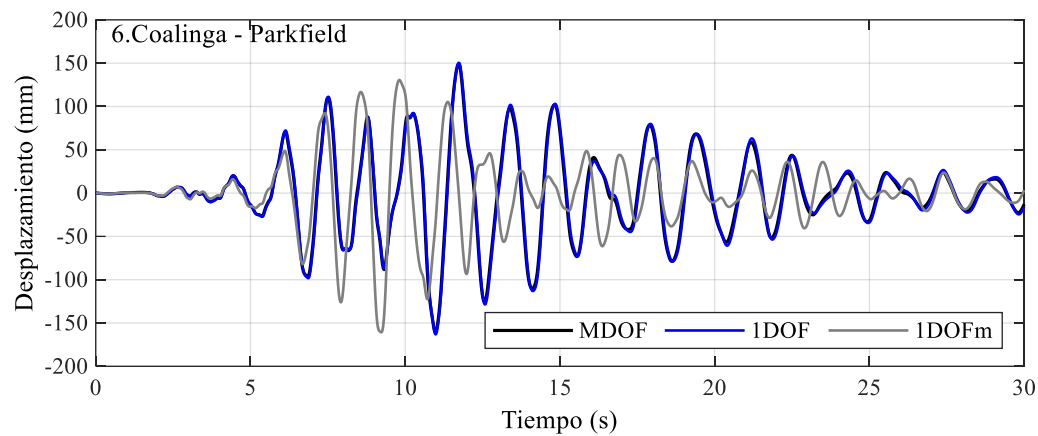
Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



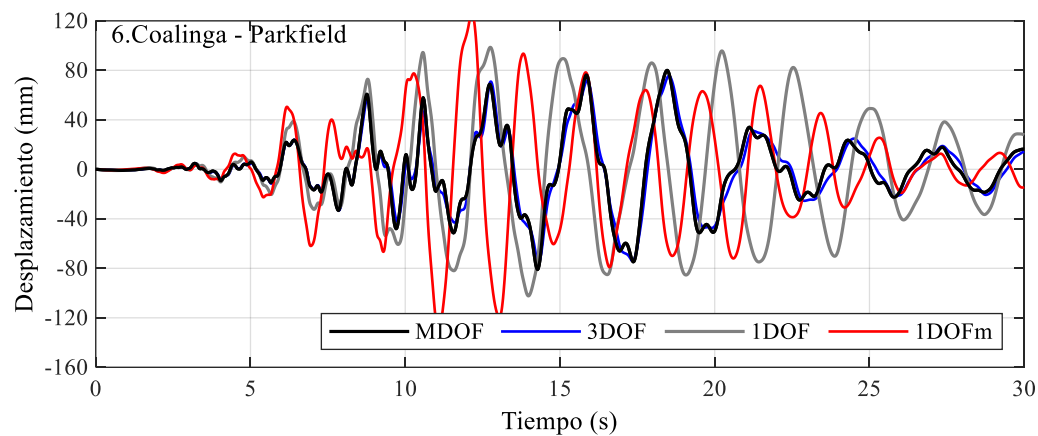
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



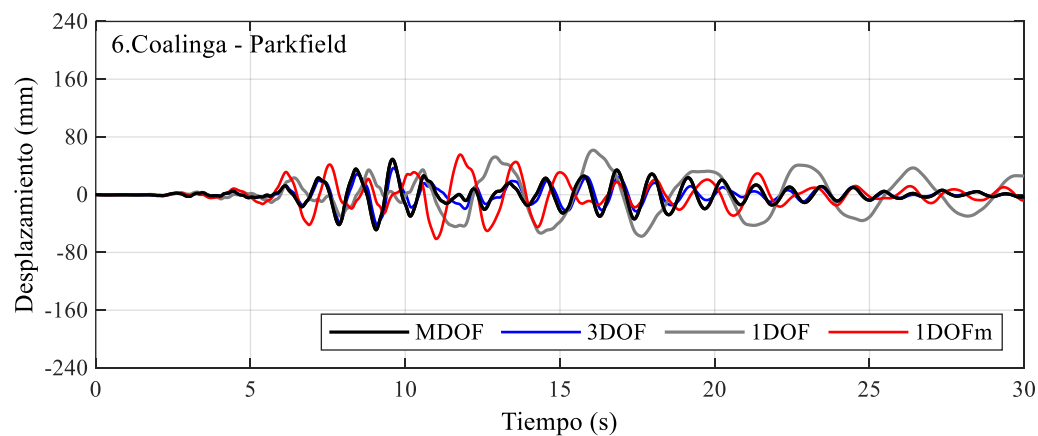
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



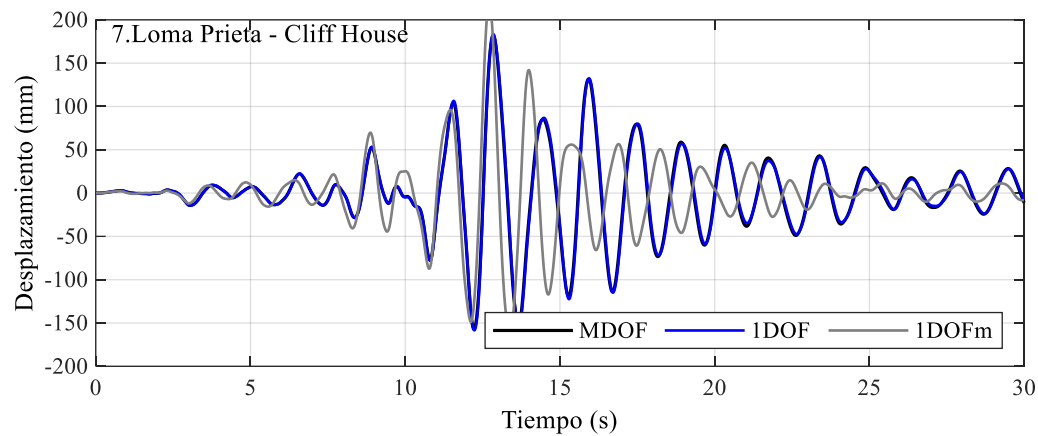
Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



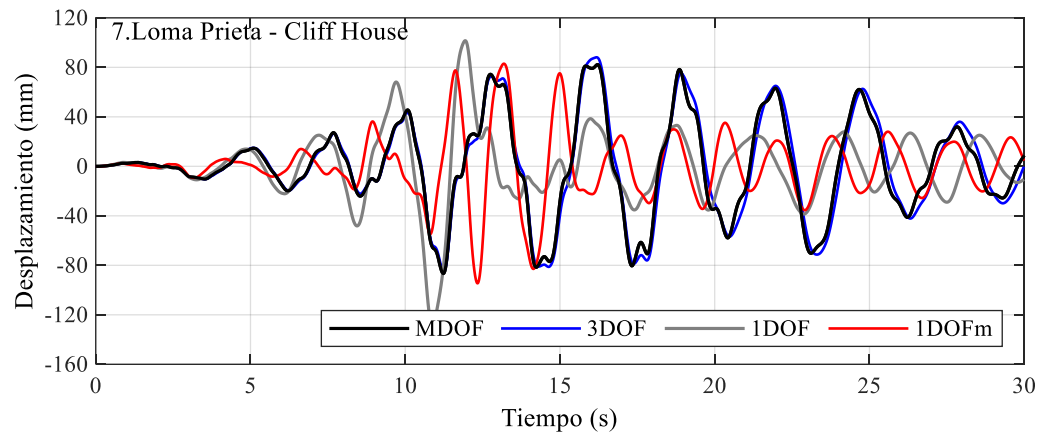
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



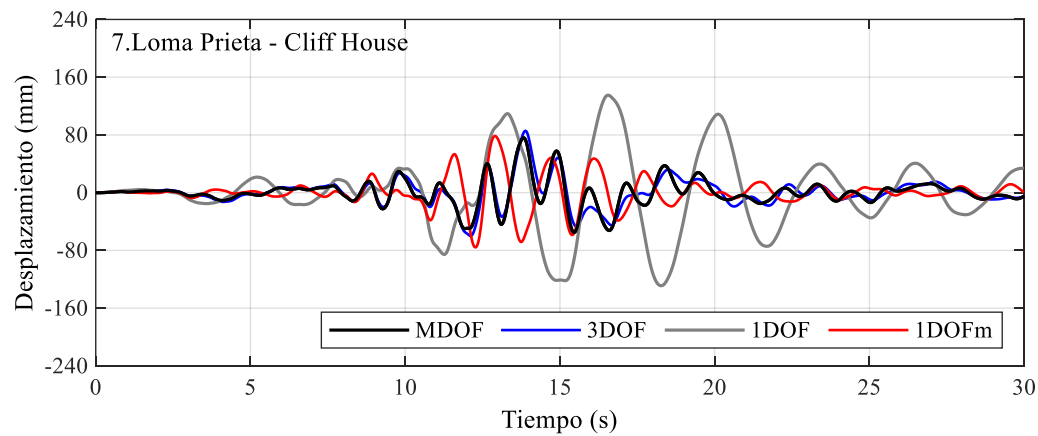
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



Desplazamientos del puente *M1* completo durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

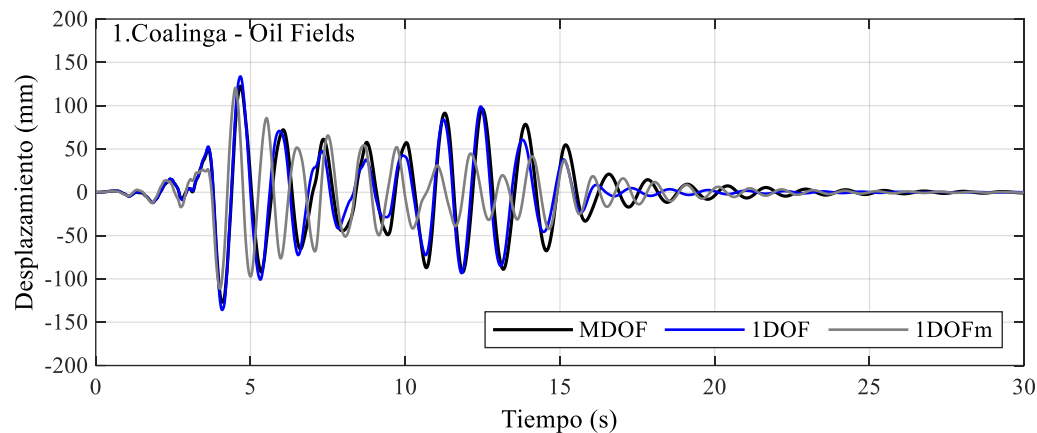


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M1* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

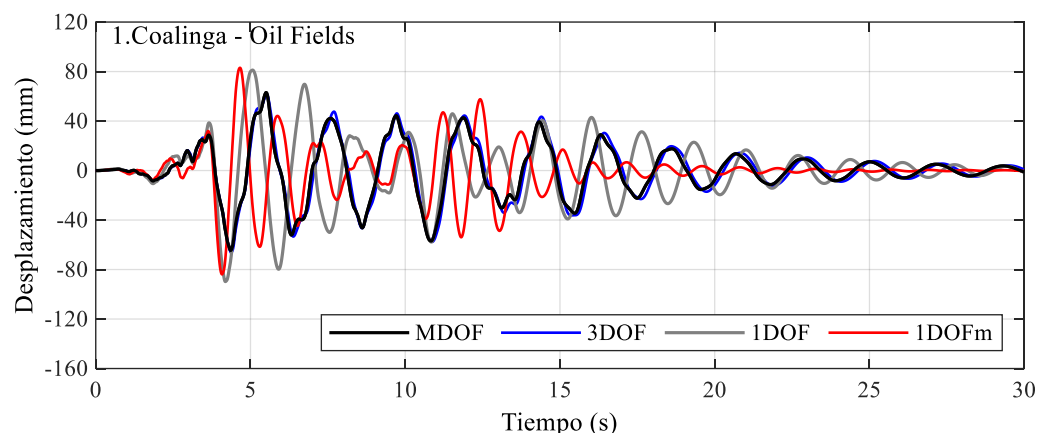


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M1* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

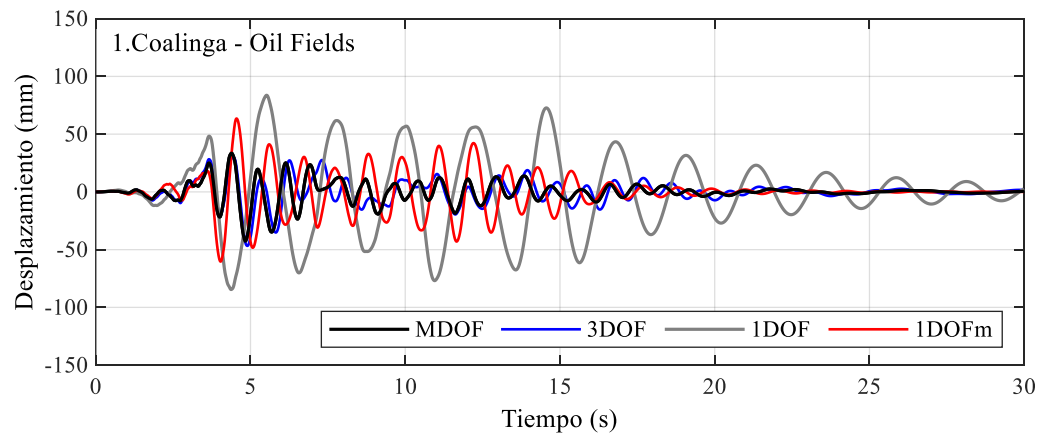
Apéndice H



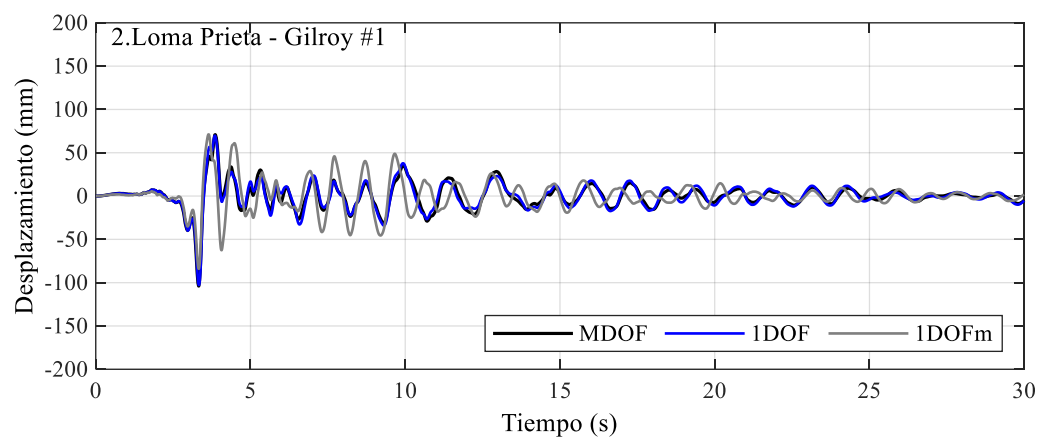
Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



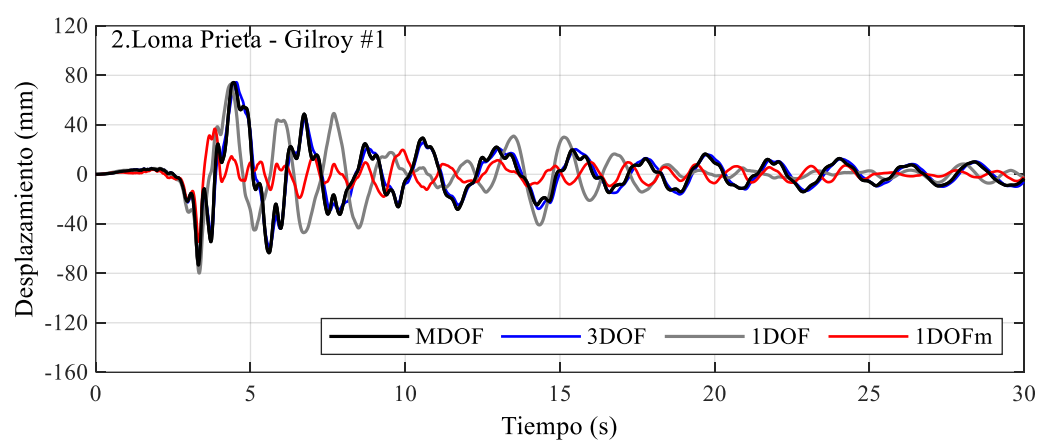
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



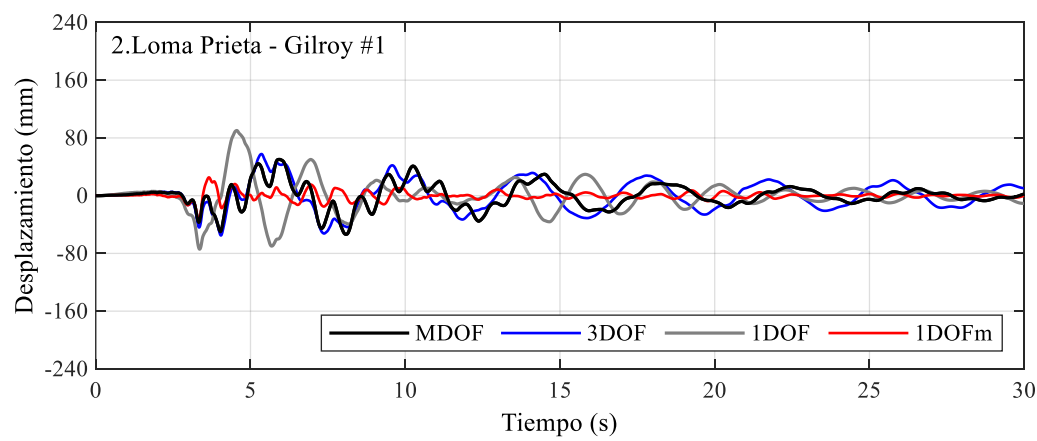
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



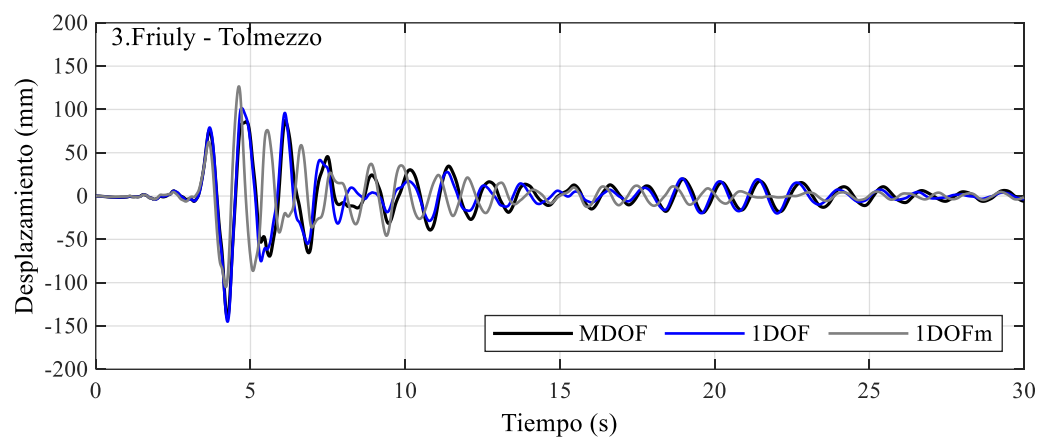
Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



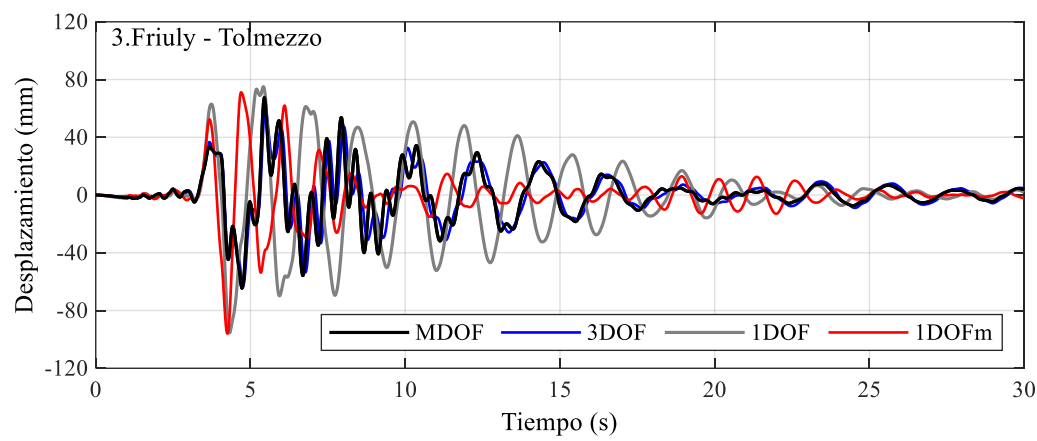
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



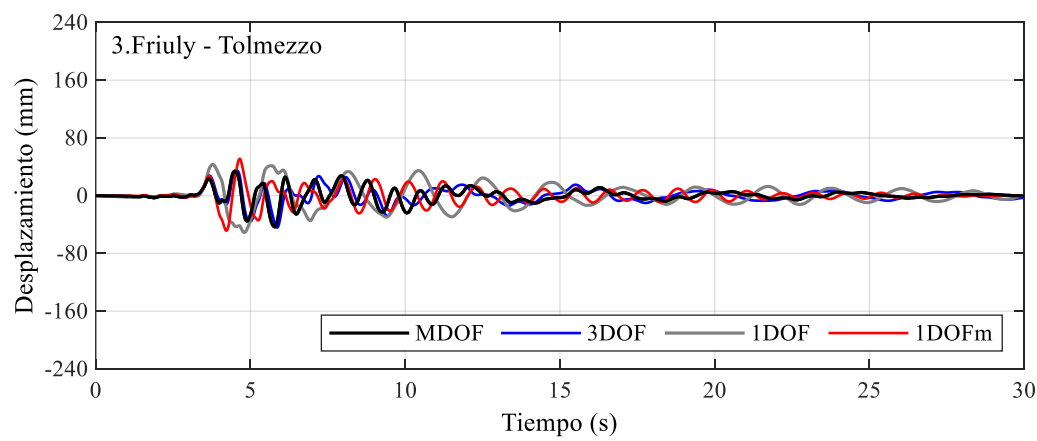
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



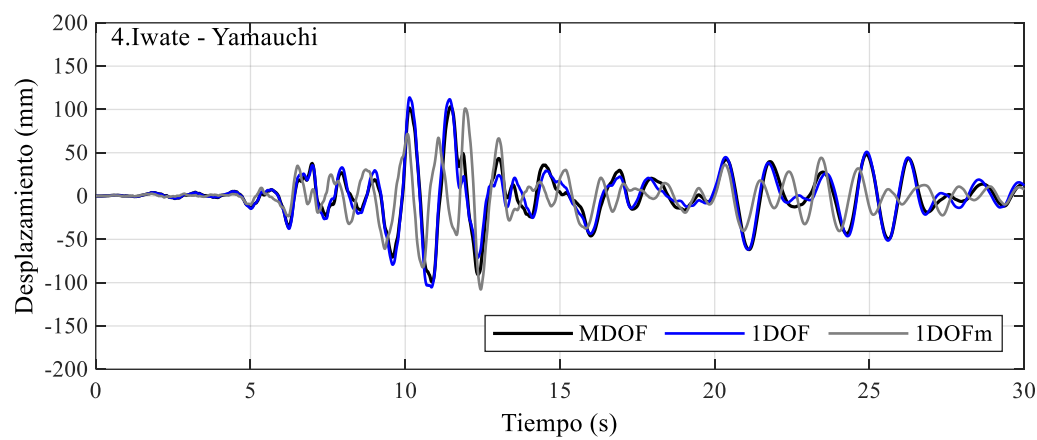
Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



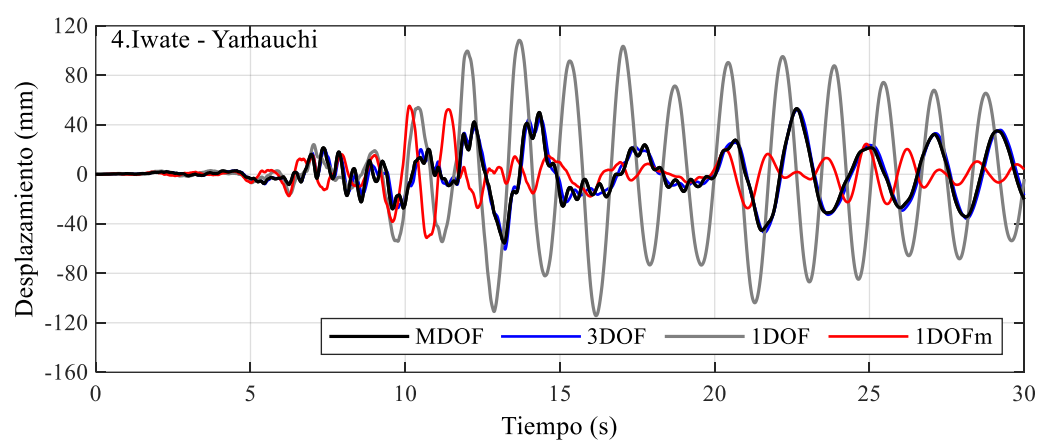
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



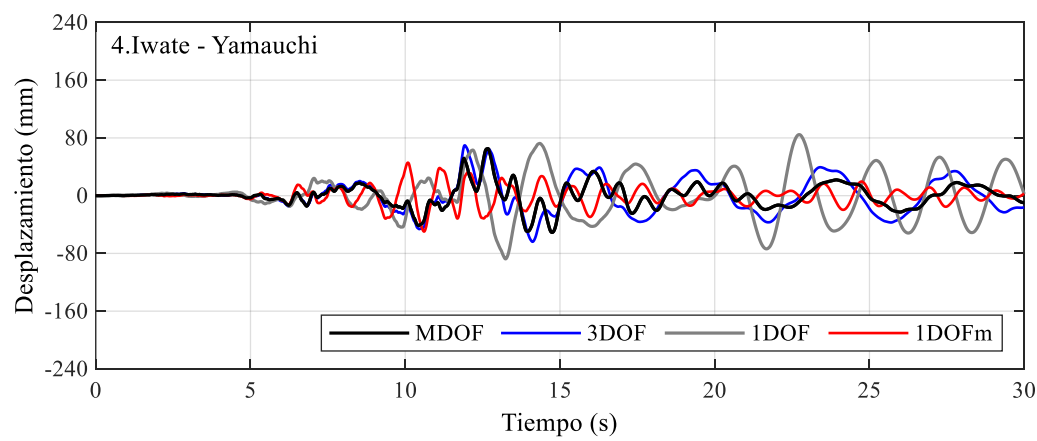
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



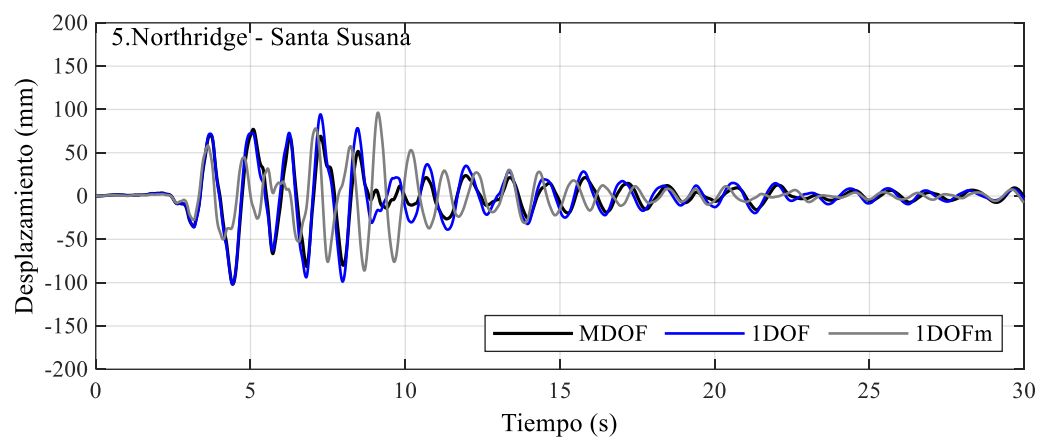
Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



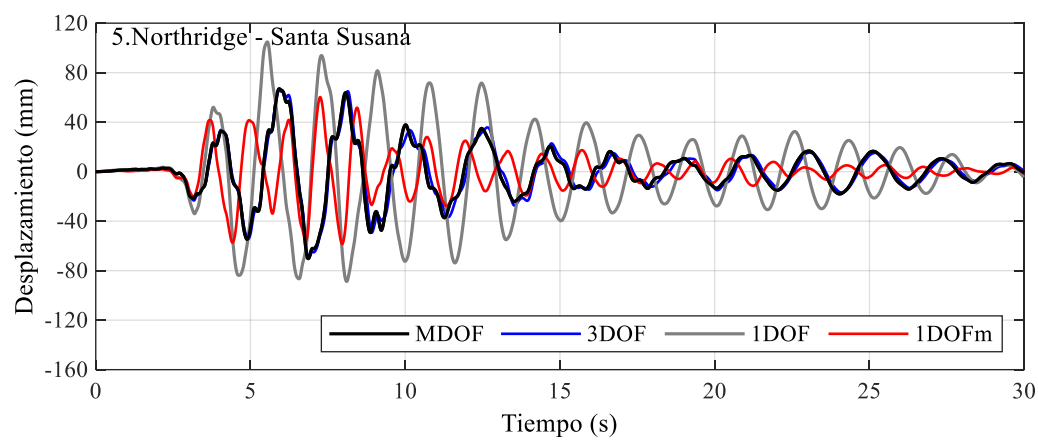
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



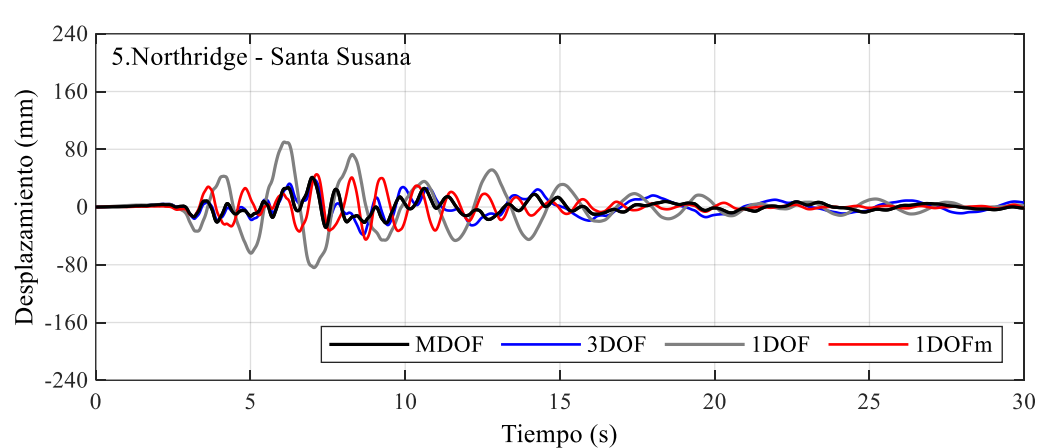
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



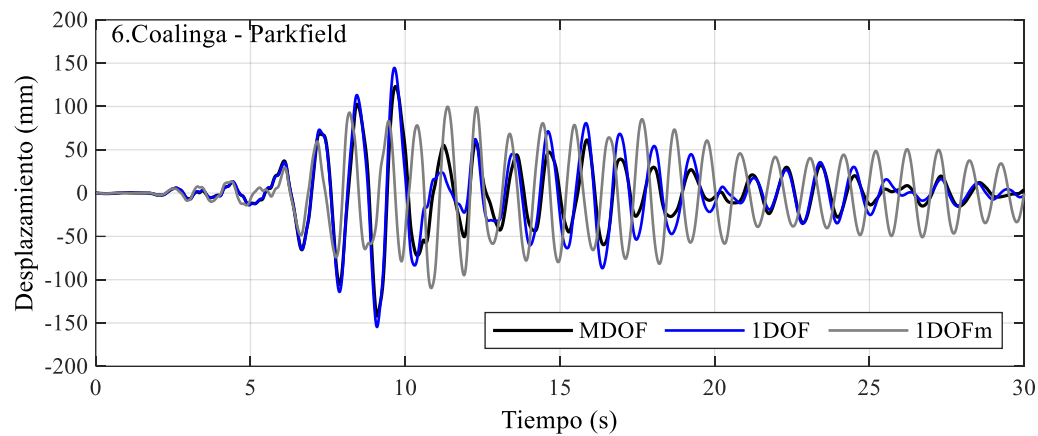
Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



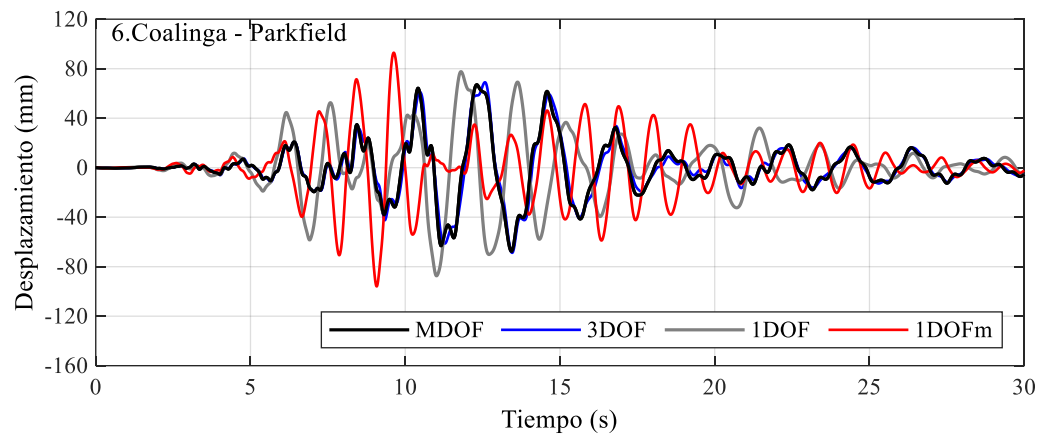
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



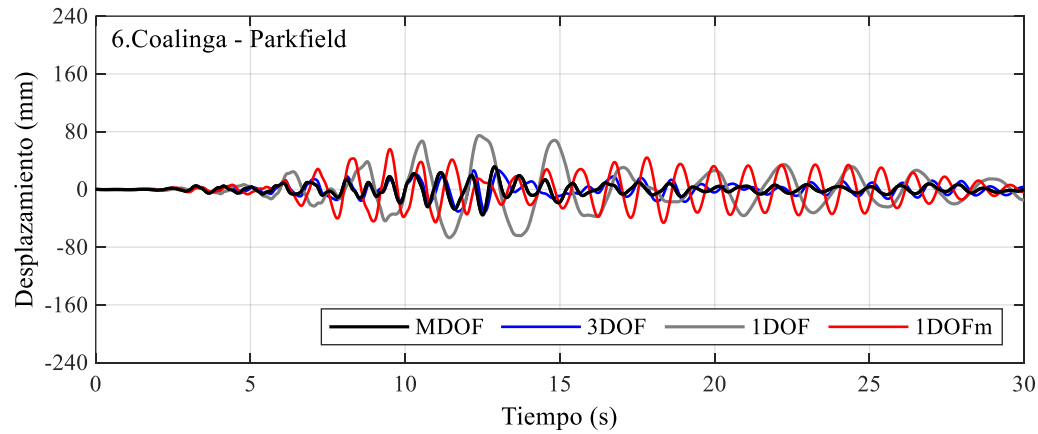
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



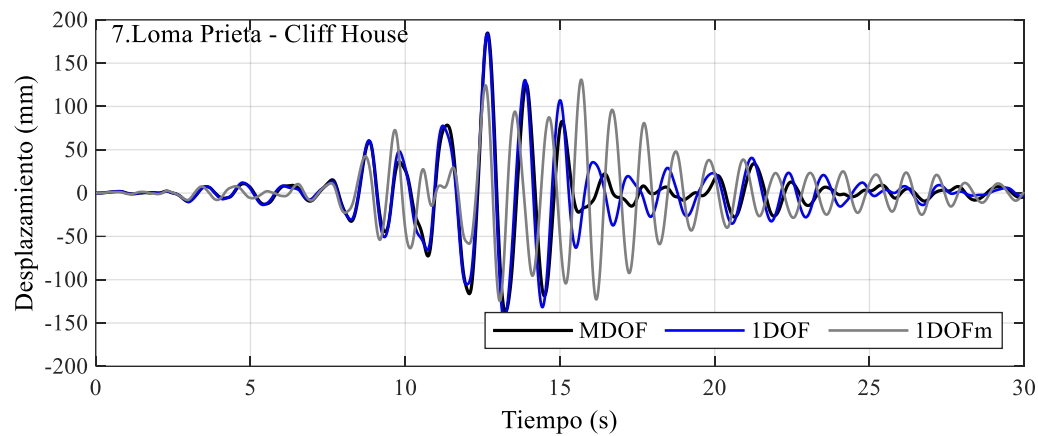
Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



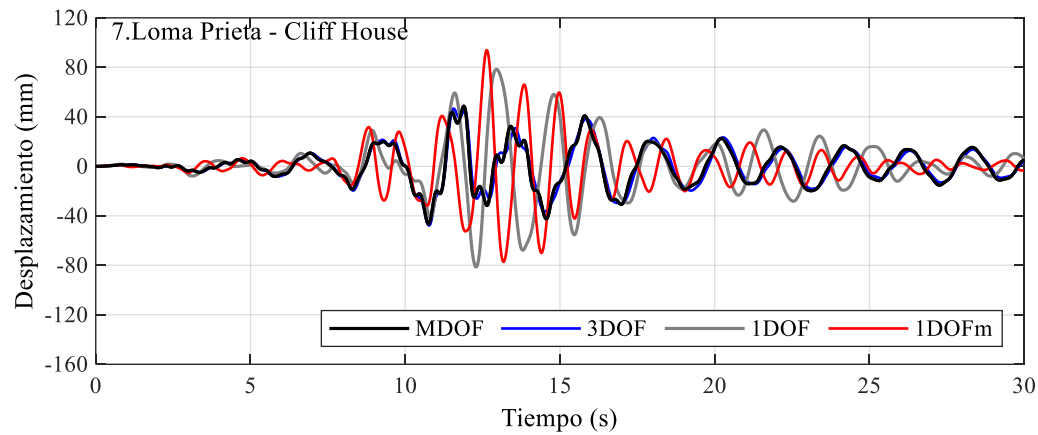
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



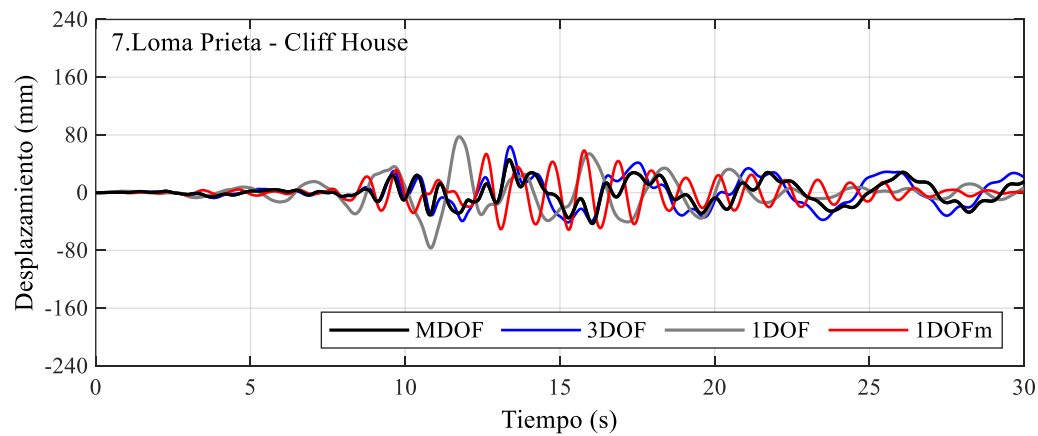
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



Desplazamientos del puente *M2* completo durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

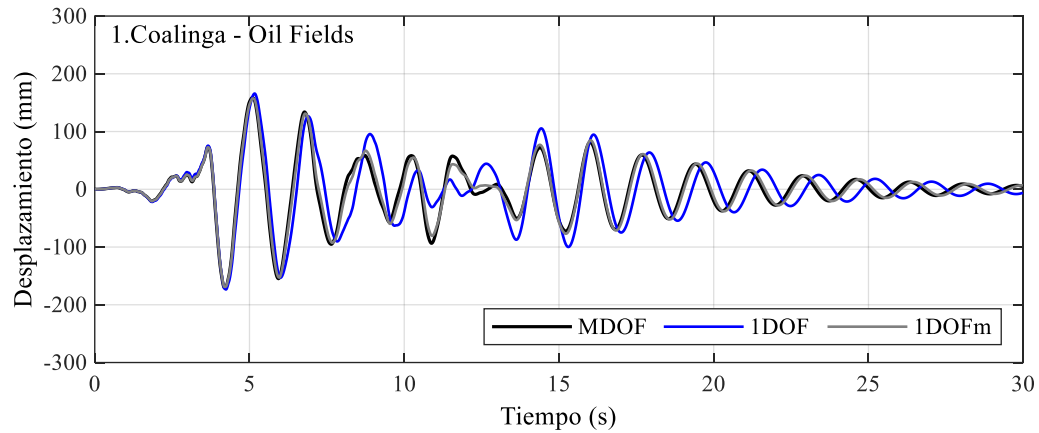


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

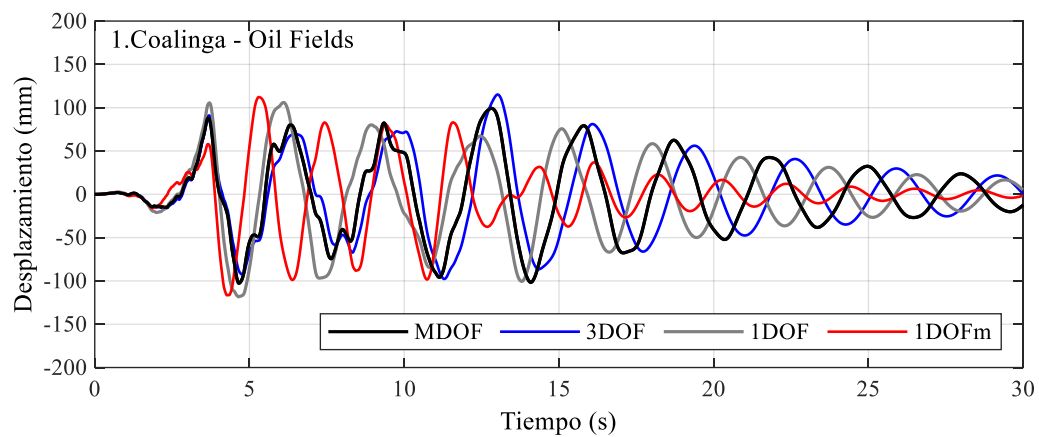


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

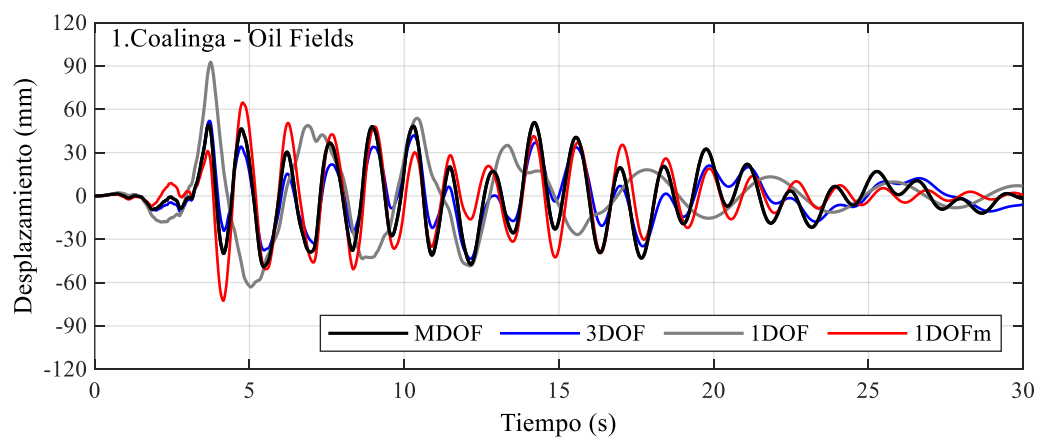
Apéndice I



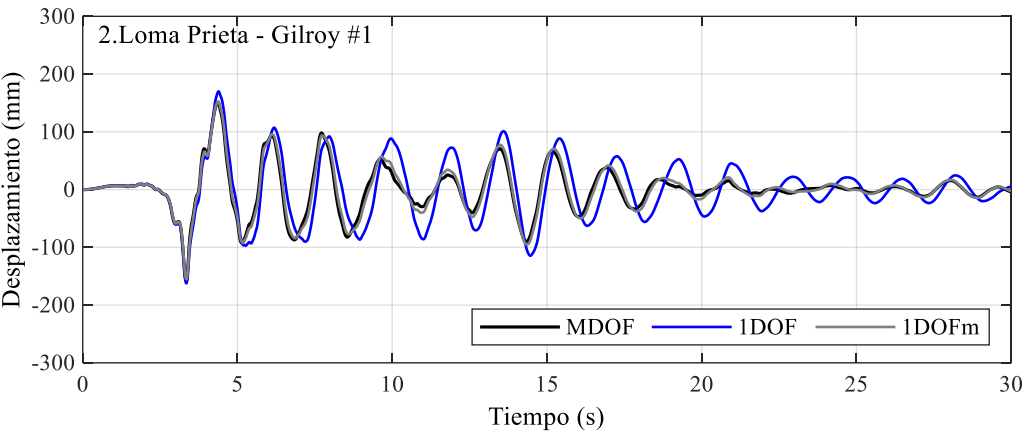
Desplazamientos del puente *M3* completo durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



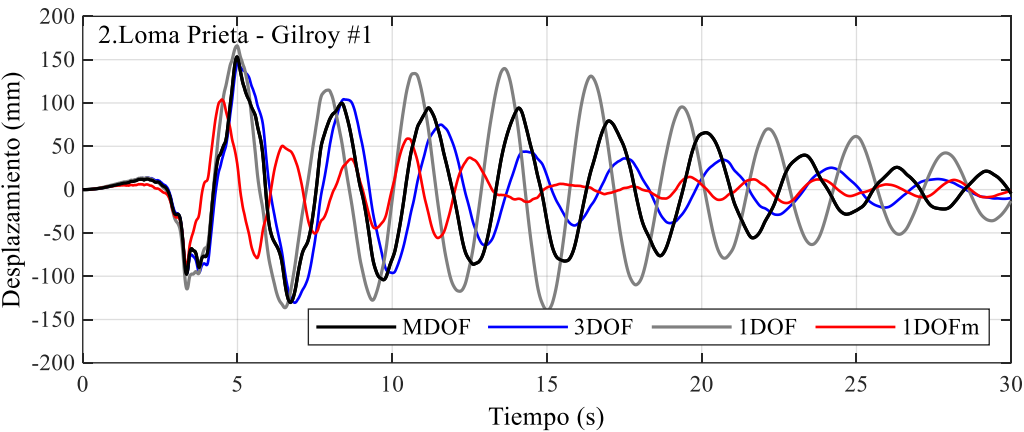
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



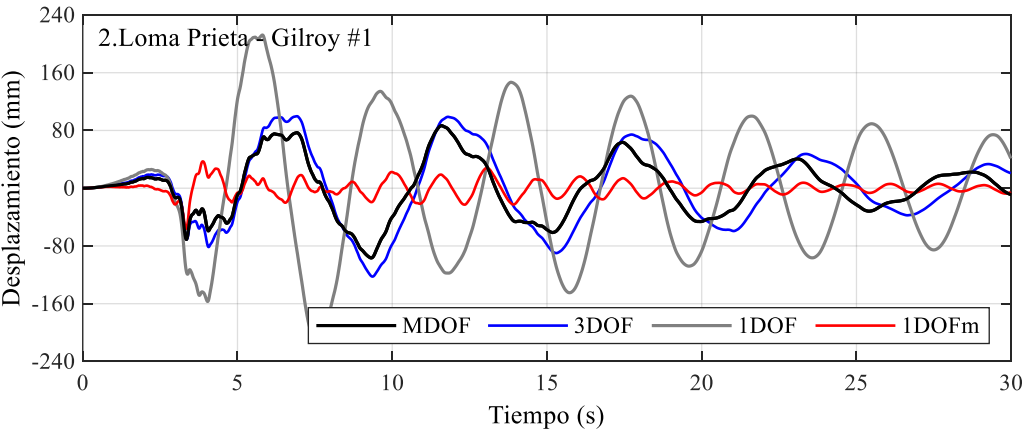
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



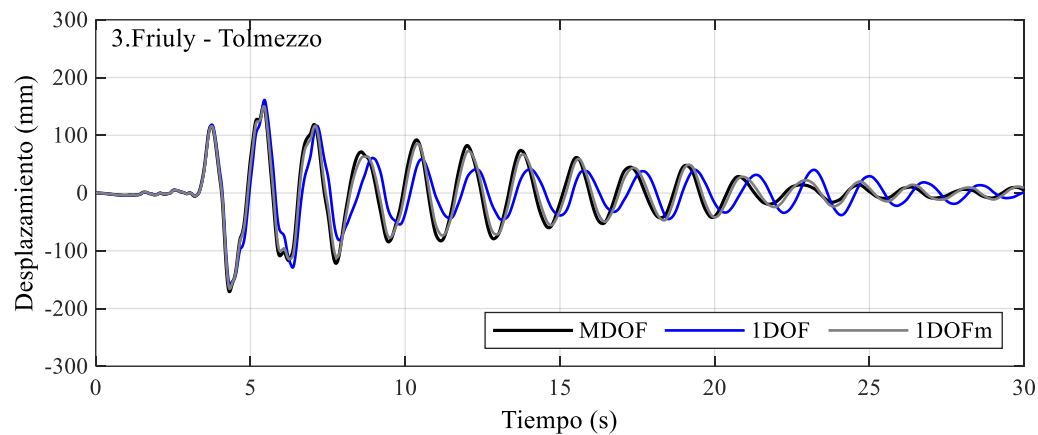
Desplazamientos del puente M3 completo durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



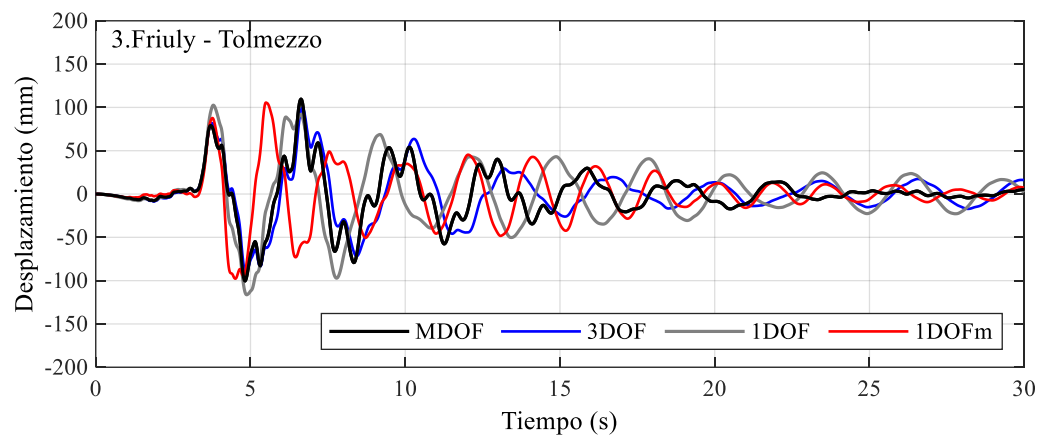
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



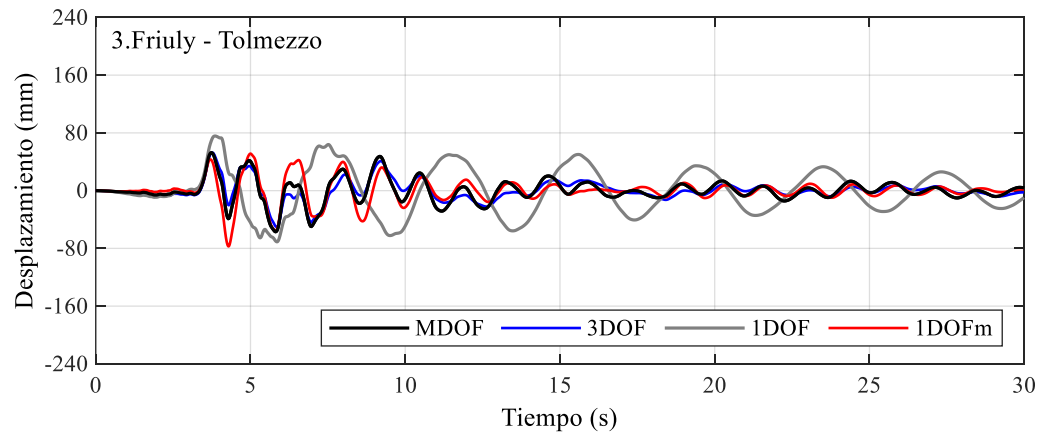
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



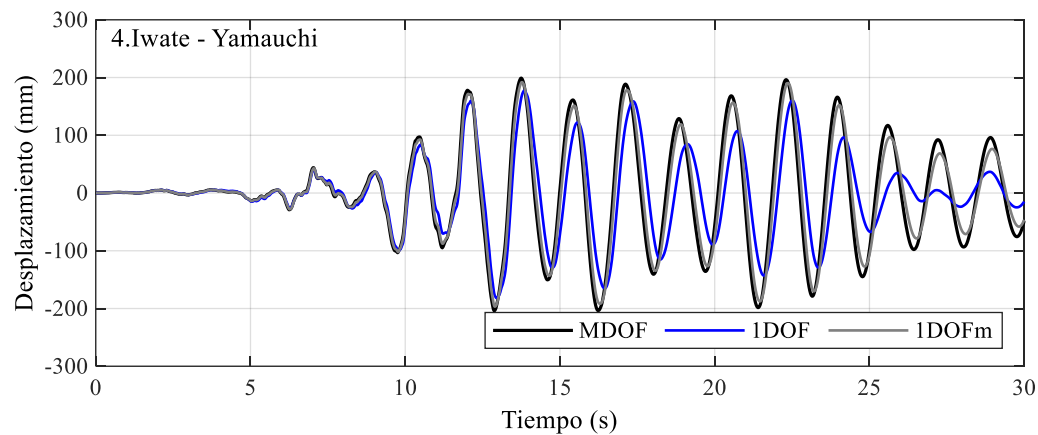
Desplazamientos del puente *M3* completo durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



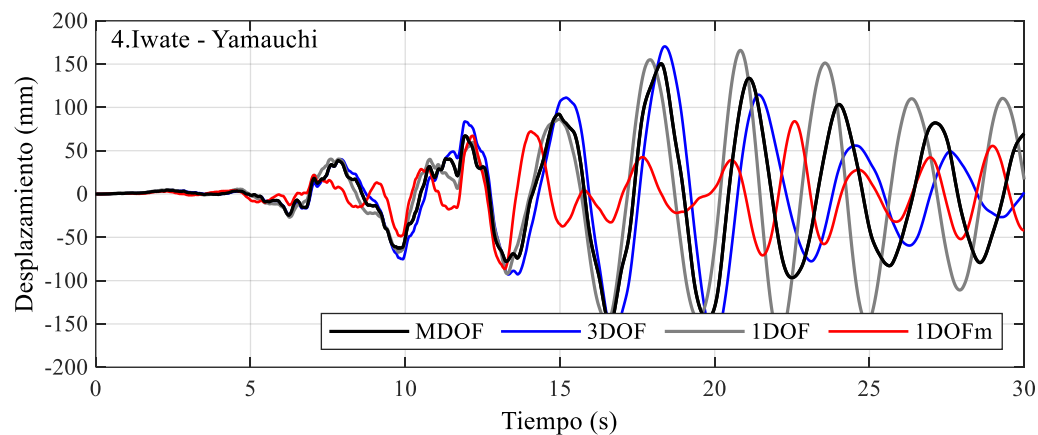
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



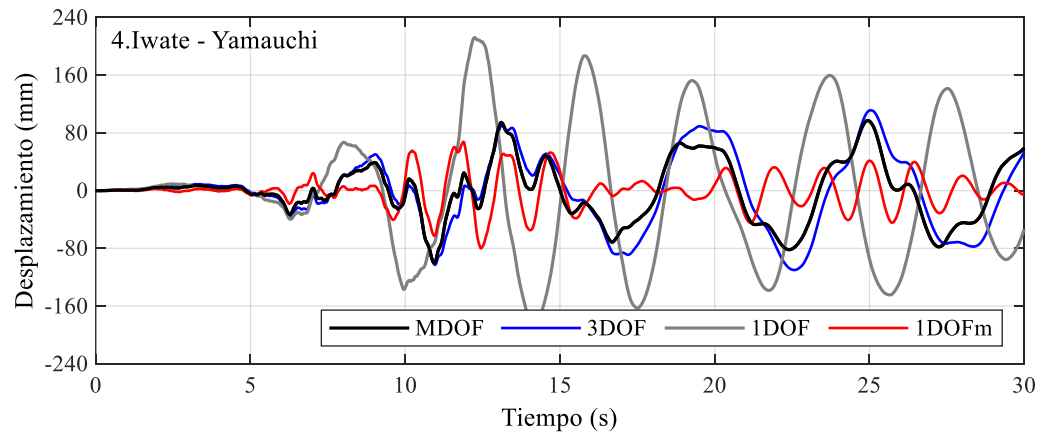
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M3* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



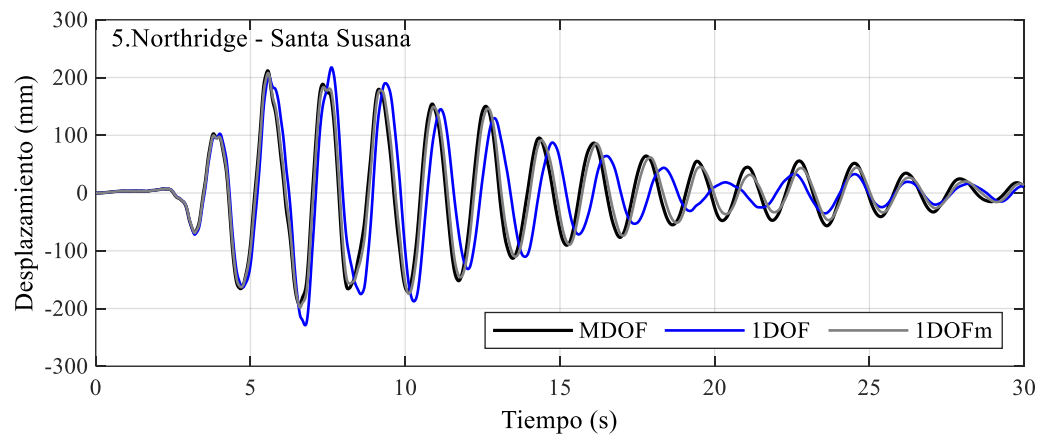
Desplazamientos del puente *M* completo durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



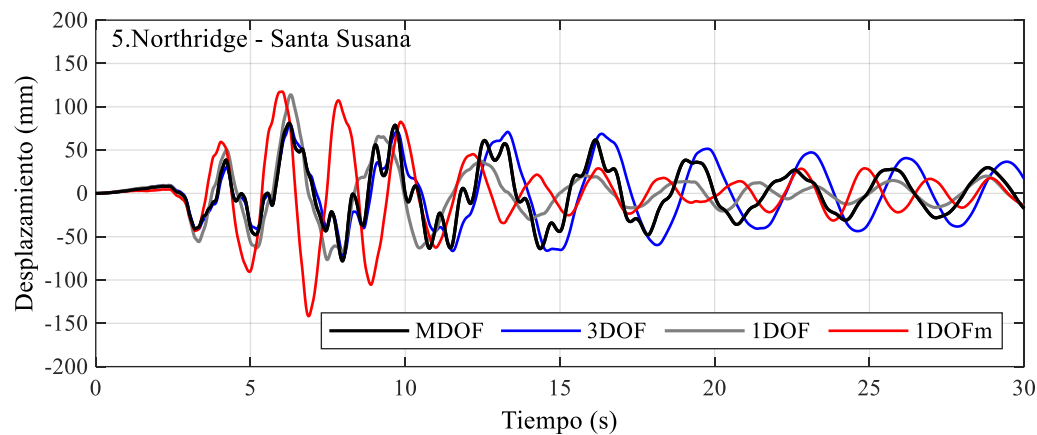
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



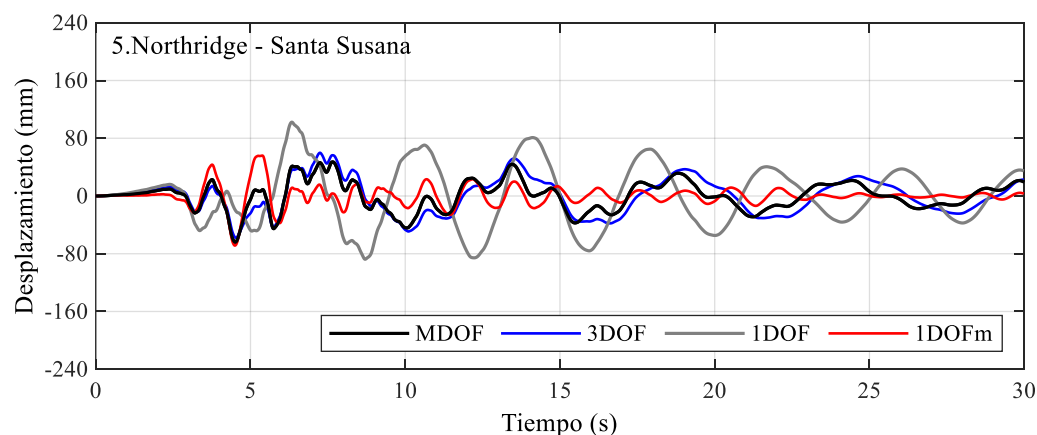
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M3* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



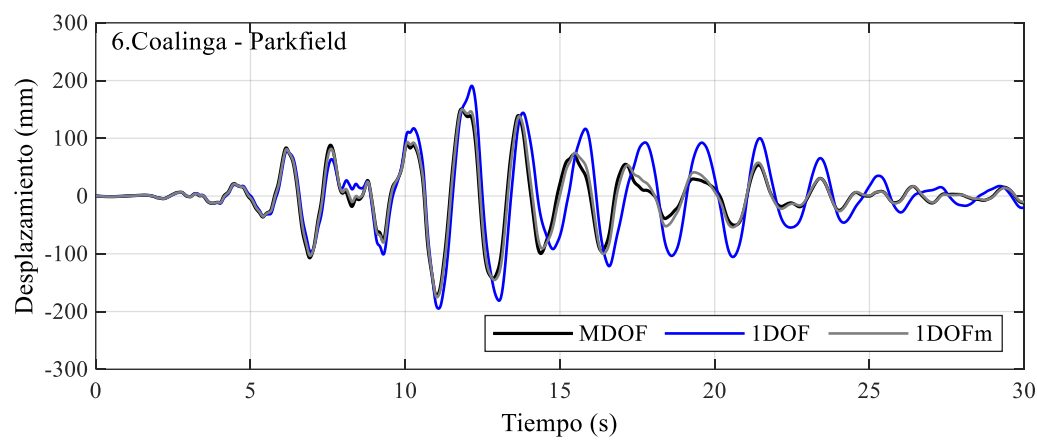
Desplazamientos del puente *M3* completo durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



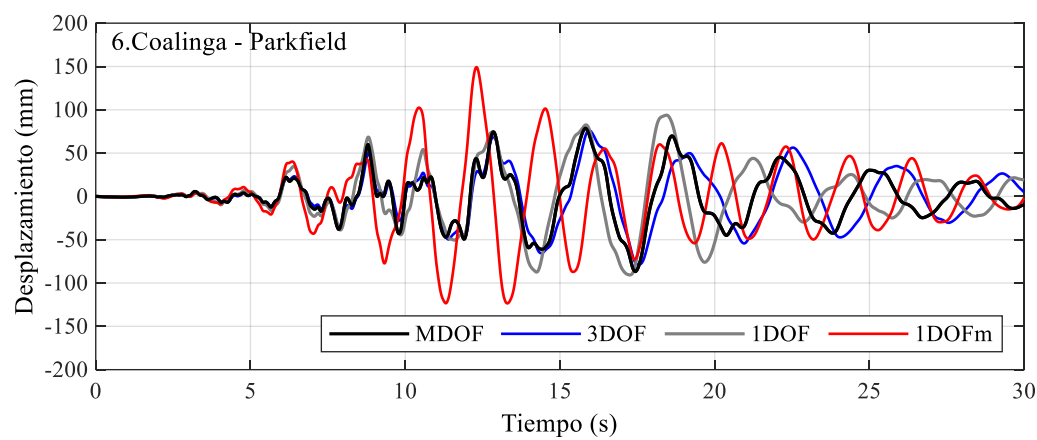
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



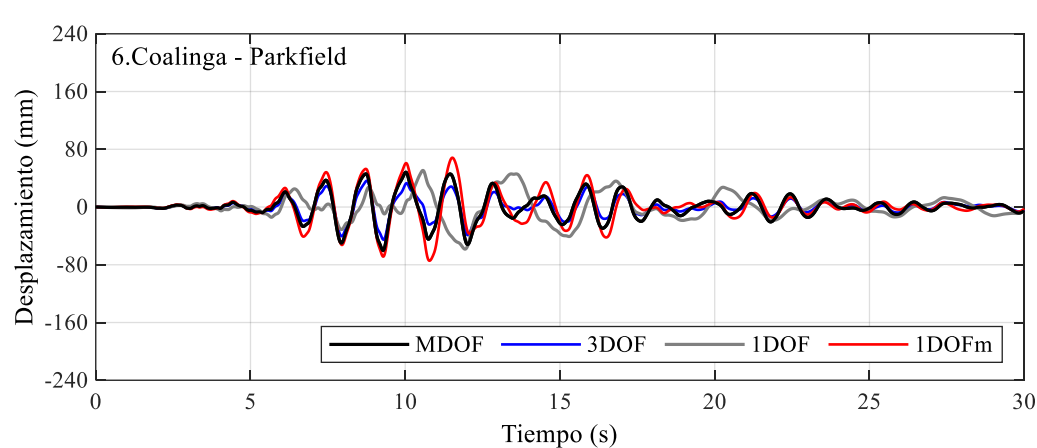
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M3* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



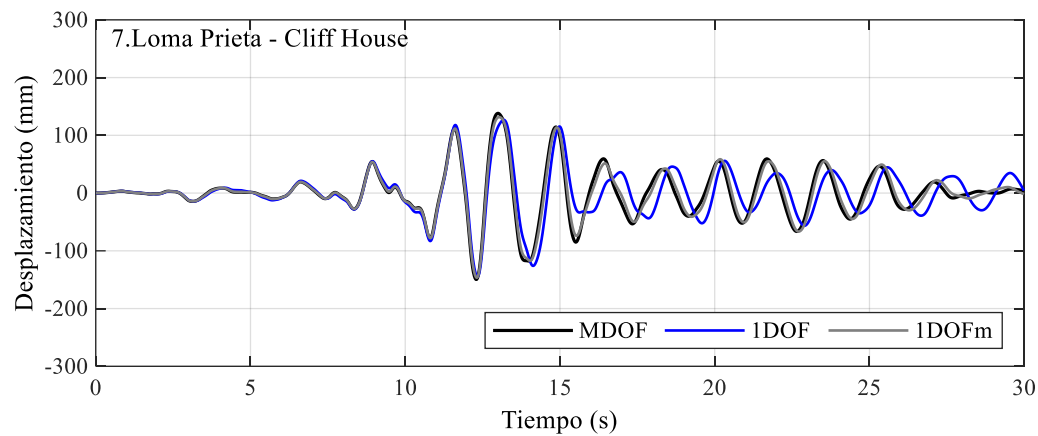
Desplazamientos del puente *M3* completo durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



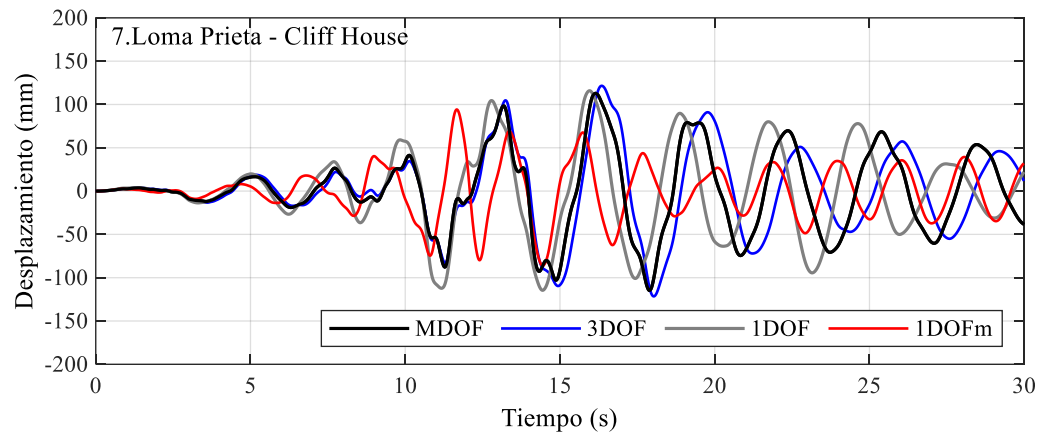
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



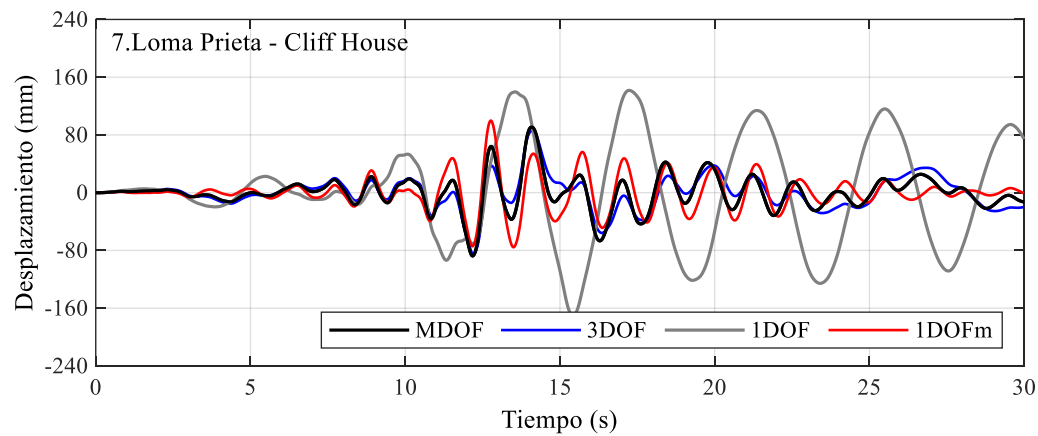
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M3* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



Desplazamientos del puente *M3* completo durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

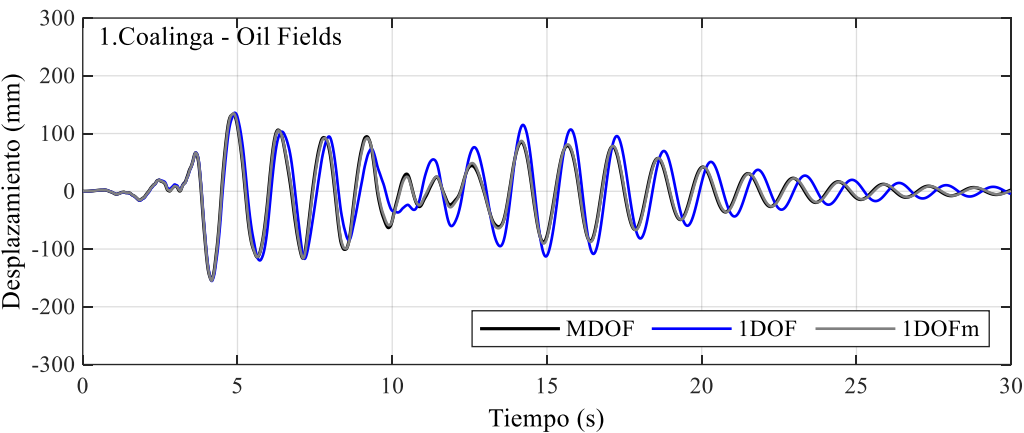


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

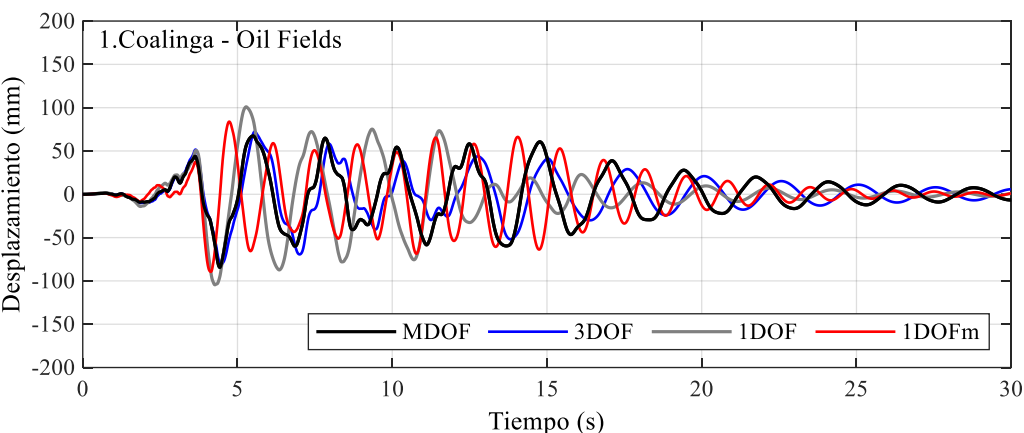


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M3* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

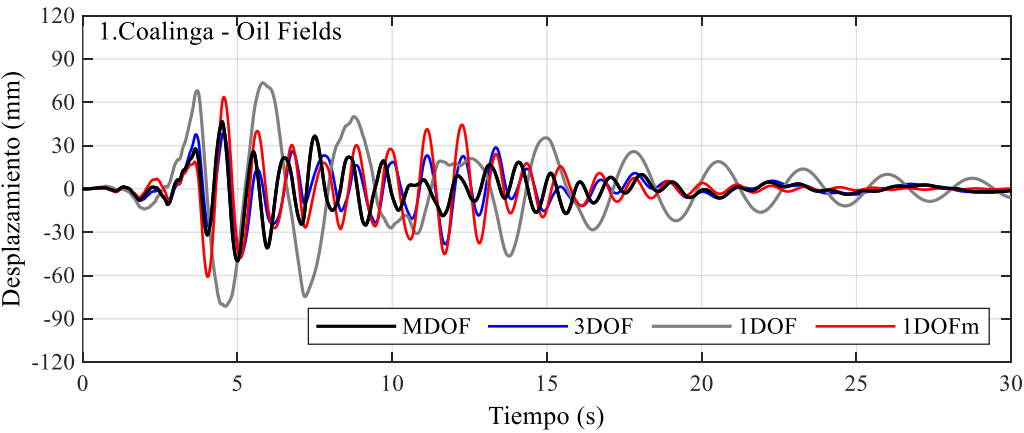
Apéndice J



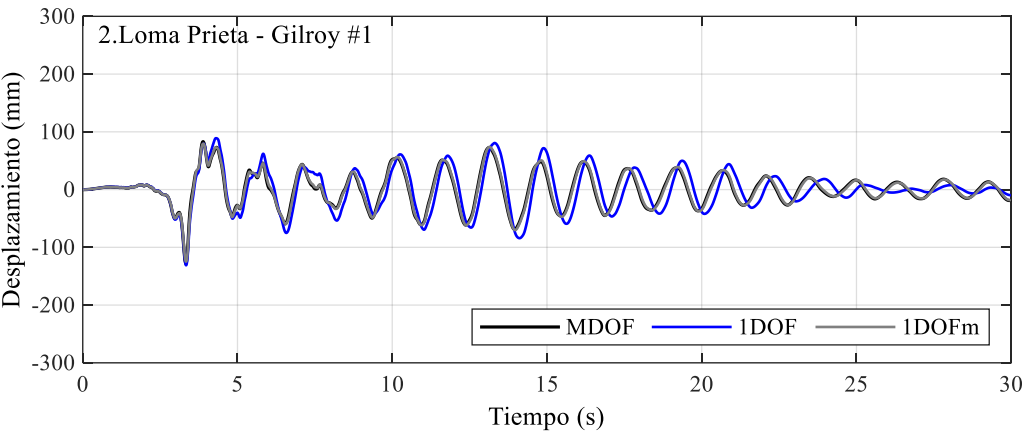
Desplazamientos del puente *M4* completo durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



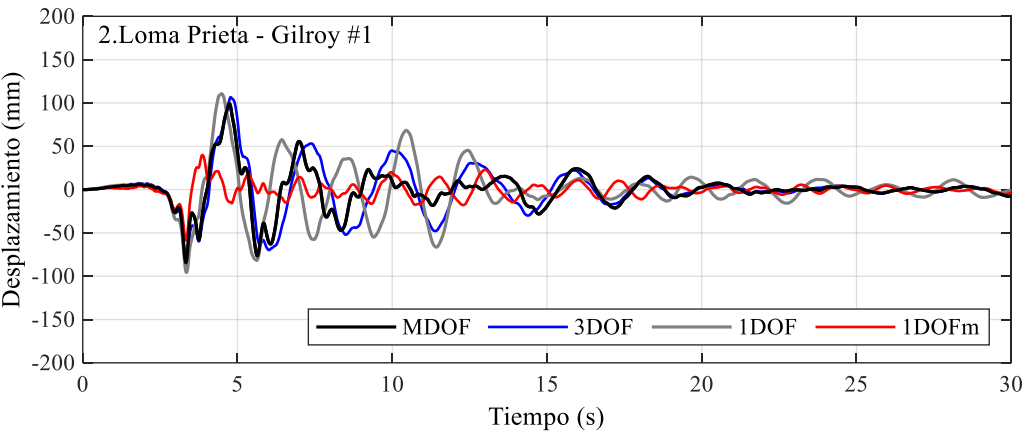
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



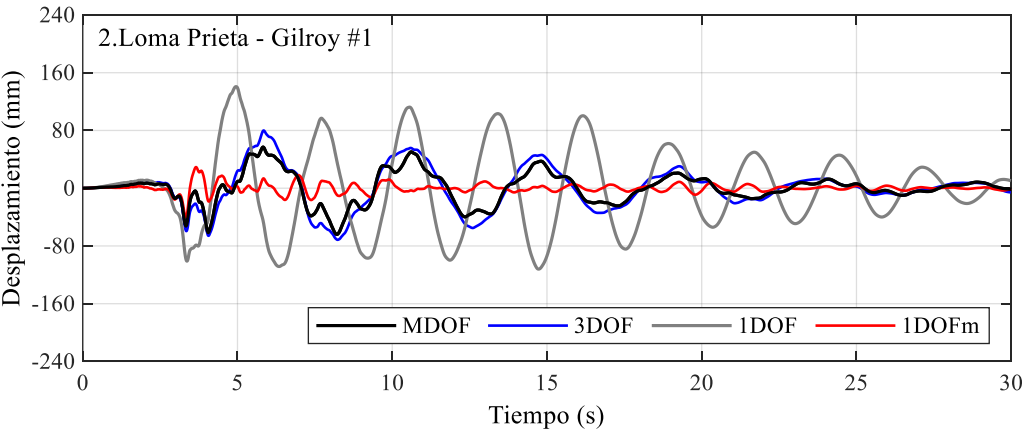
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1, calculados mediante LDA.



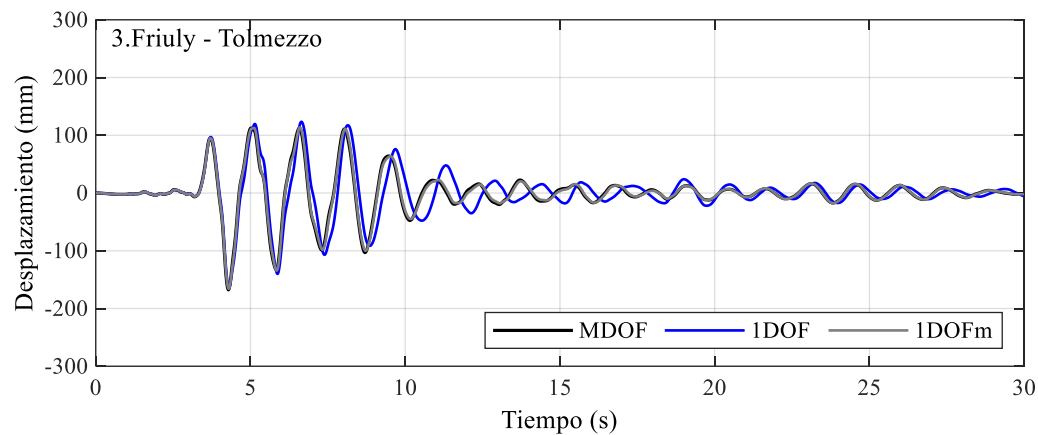
Desplazamientos del puente M4 completo durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



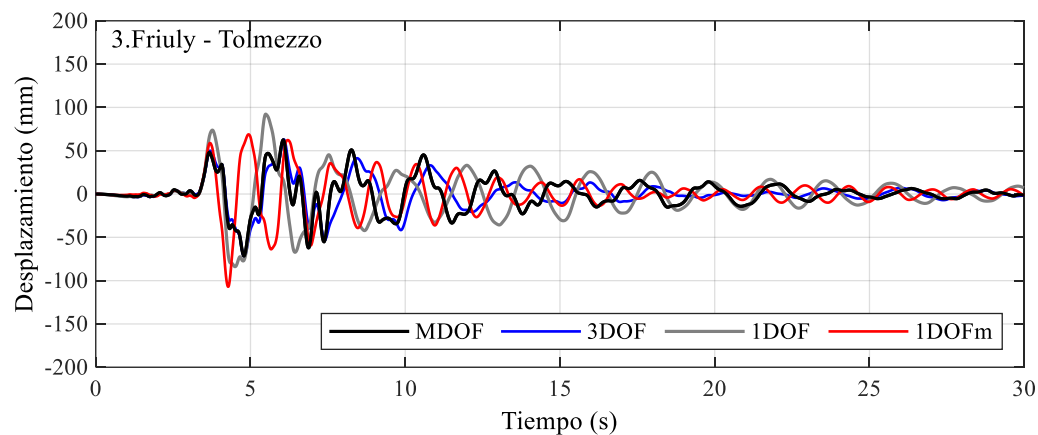
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



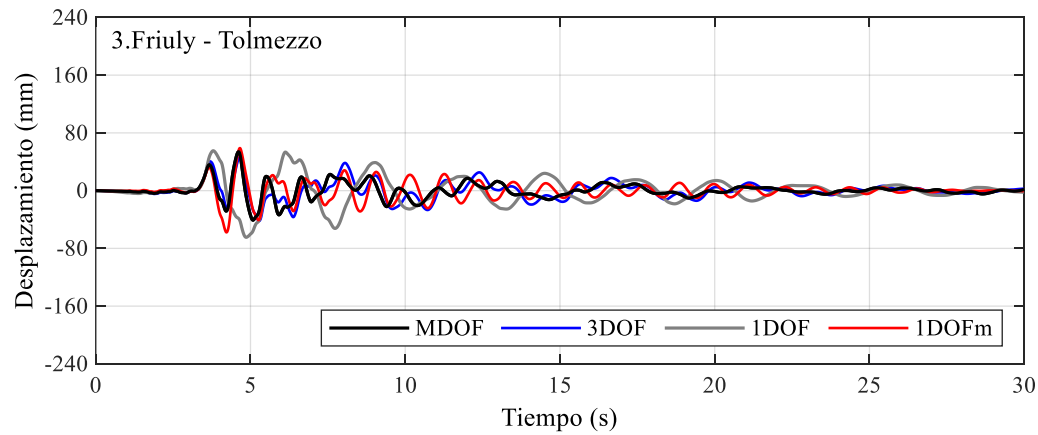
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #2, calculados mediante LDA.



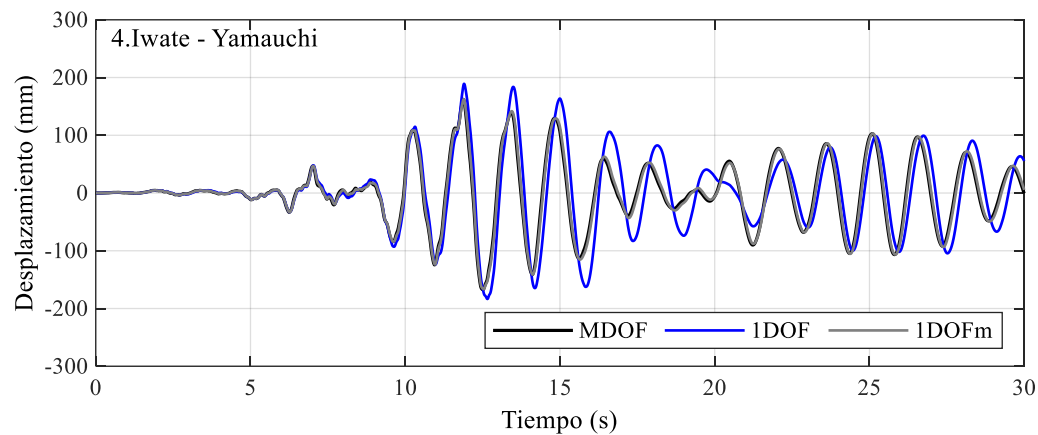
Desplazamientos del puente *M4* completo durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



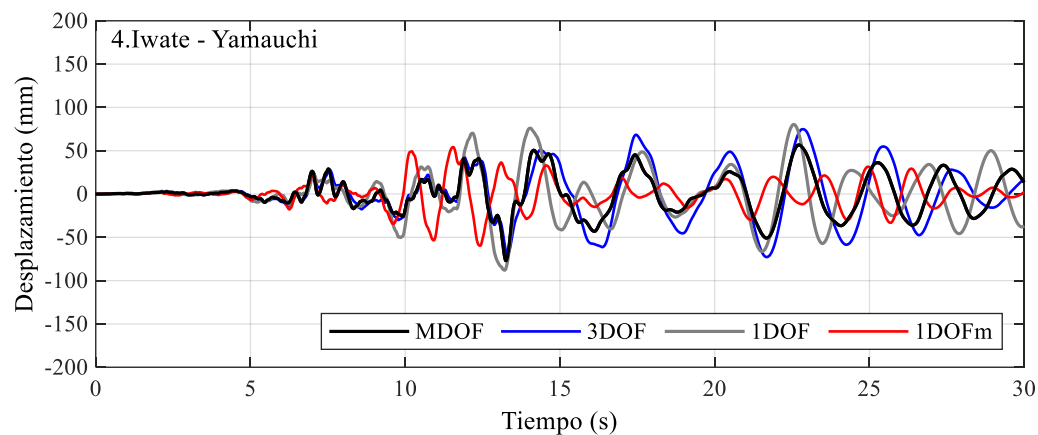
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



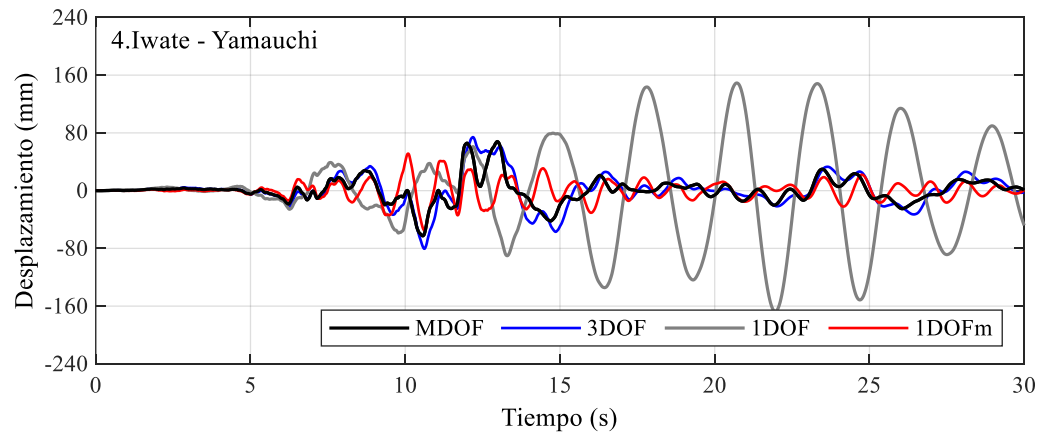
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M4* durante el sismo #3, calculados mediante LDA.



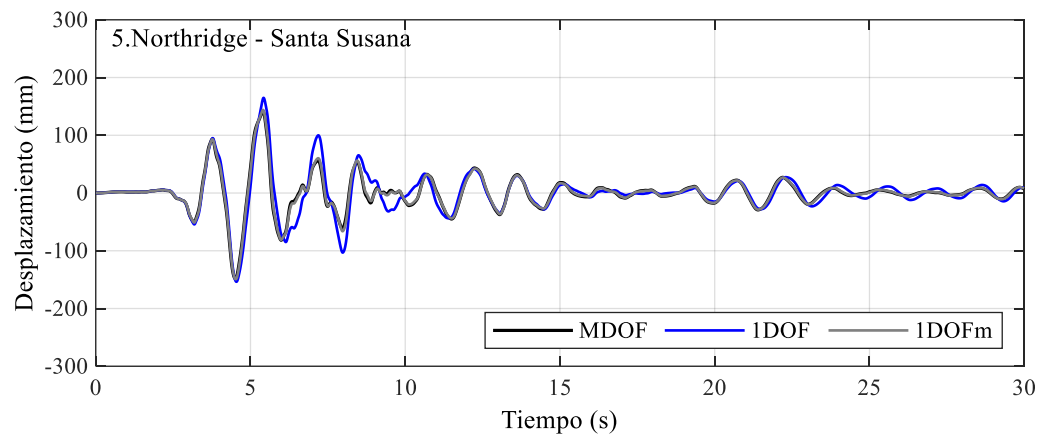
Desplazamientos del puente *M4* completo durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



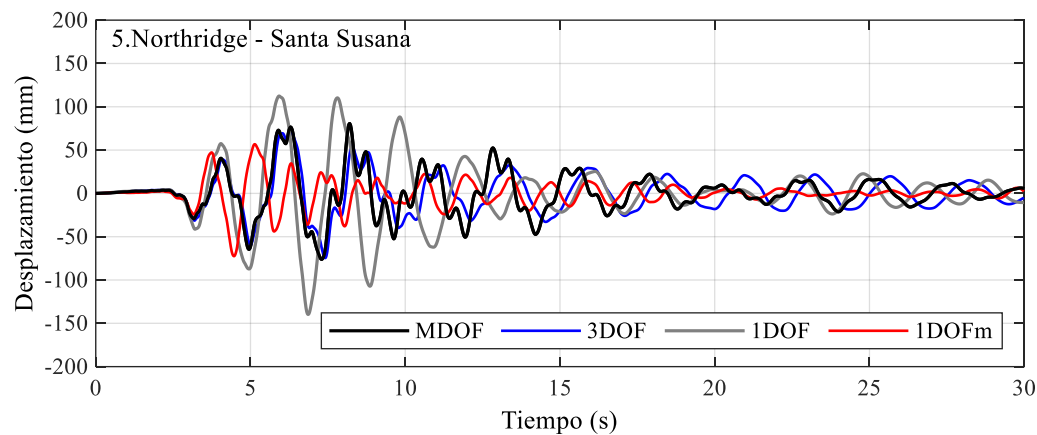
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



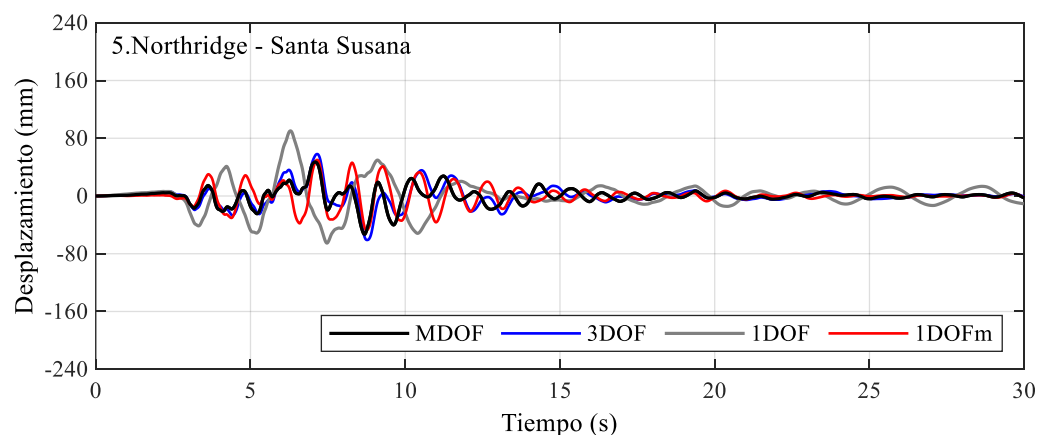
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M4* durante el sismo #4, calculados mediante LDA.



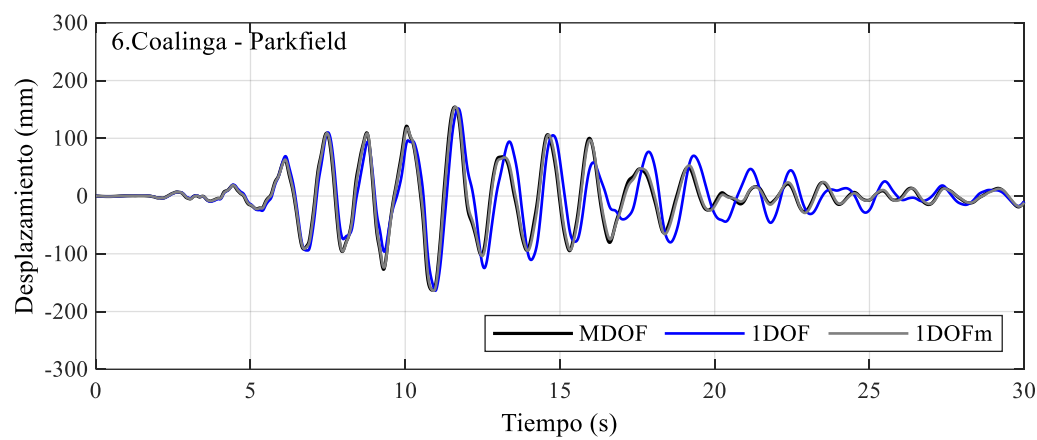
Desplazamientos del puente *M4* completo durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



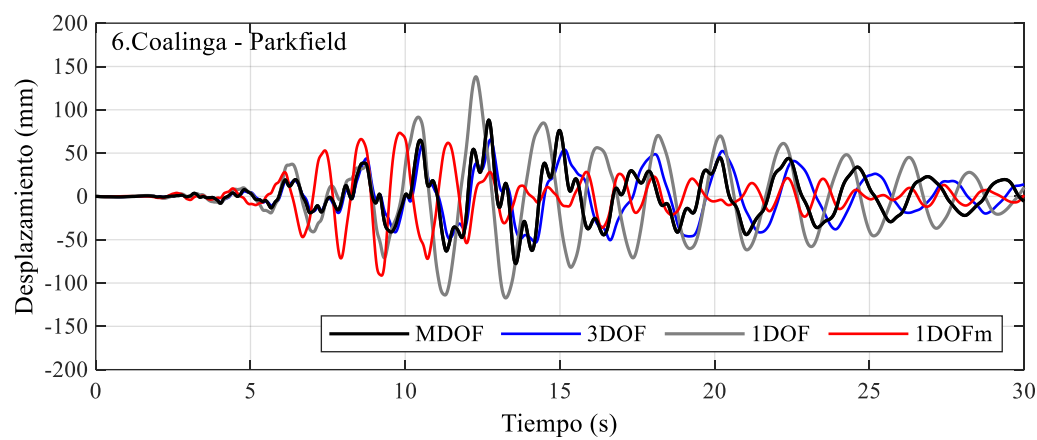
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



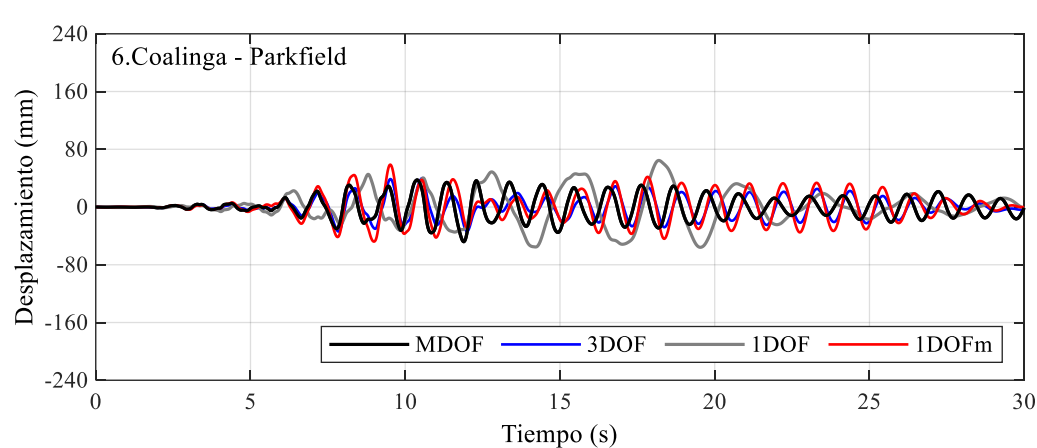
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M4* durante el sismo #5, calculados mediante LDA.



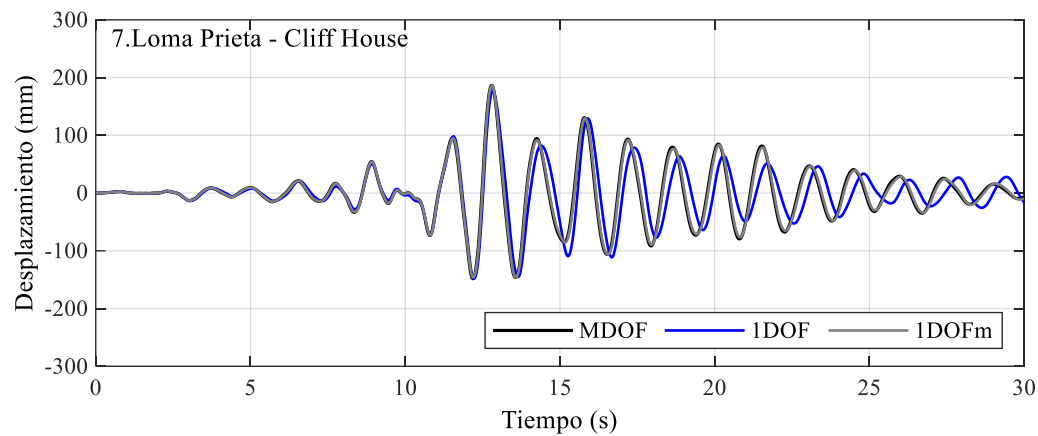
Desplazamientos del puente *M4* completo durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



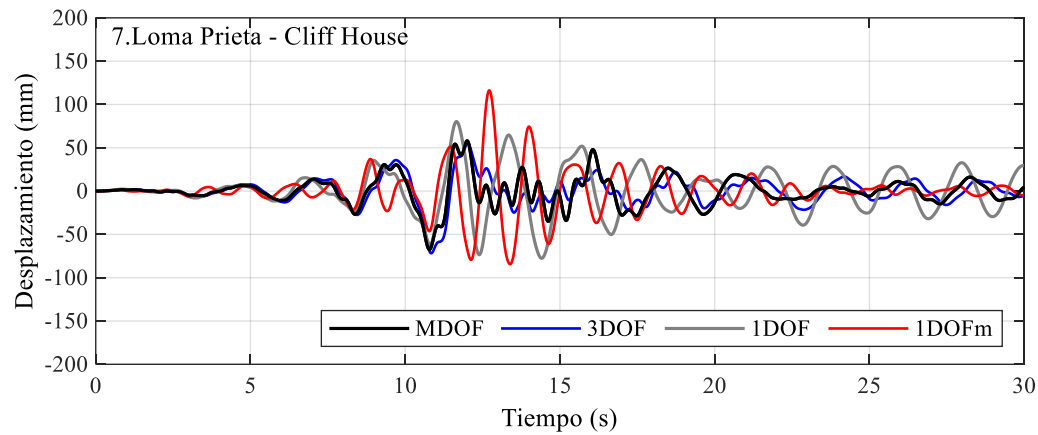
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



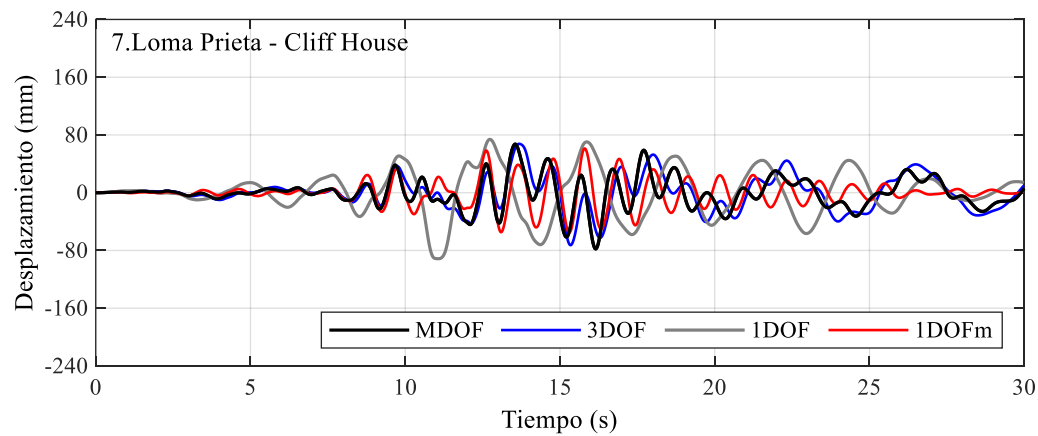
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M4* durante el sismo #6, calculados mediante LDA.



Desplazamientos del puente *M4* completo durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

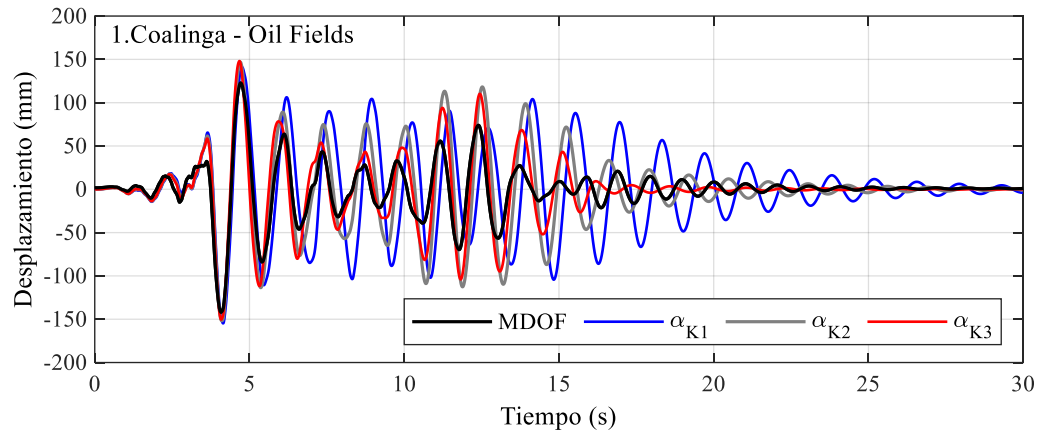


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

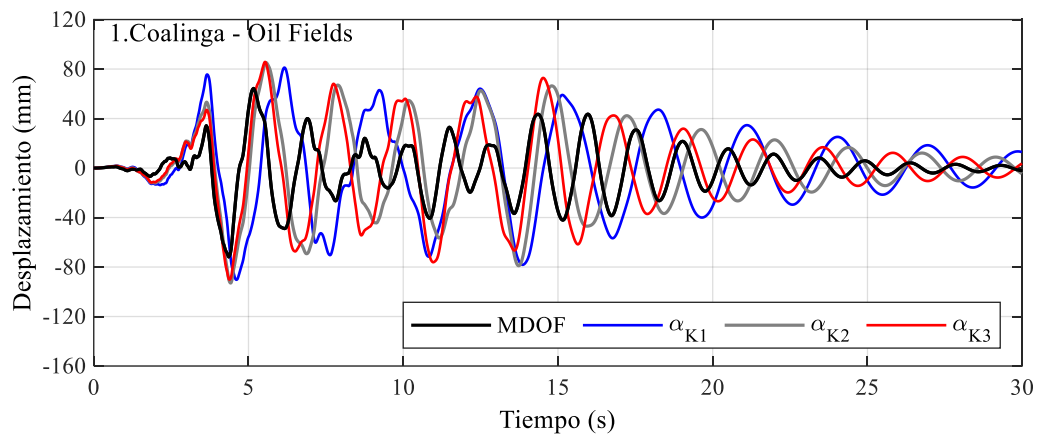


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M4* durante el sismo #7, calculados mediante LDA.

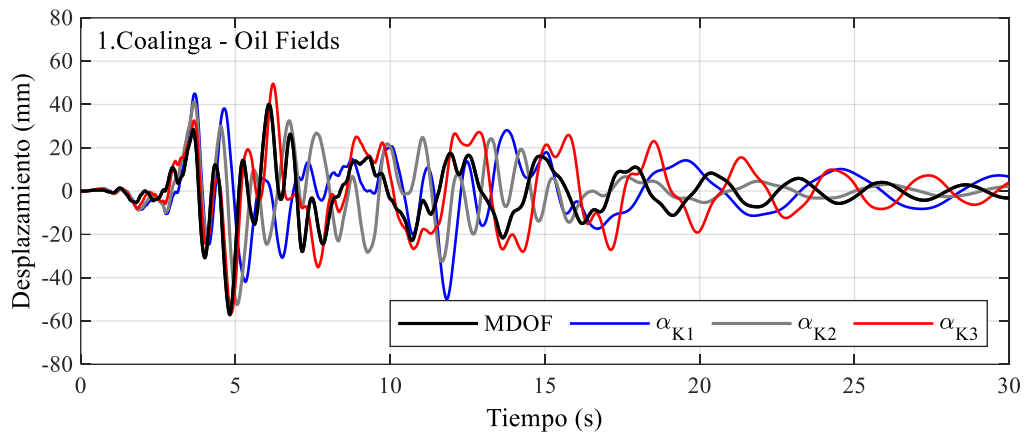
Apéndice K



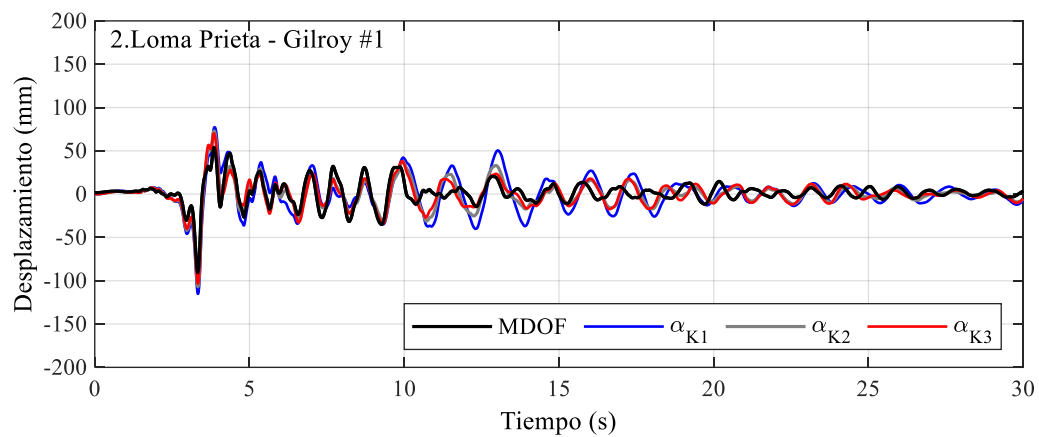
Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



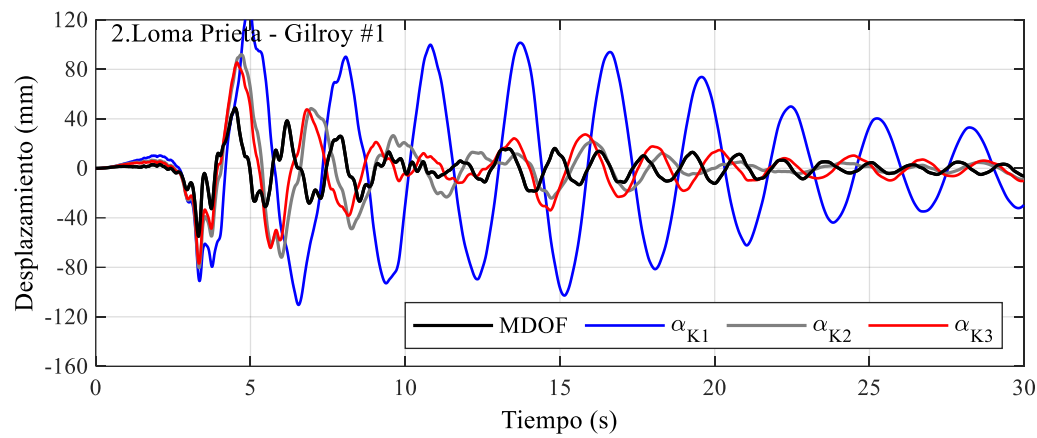
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



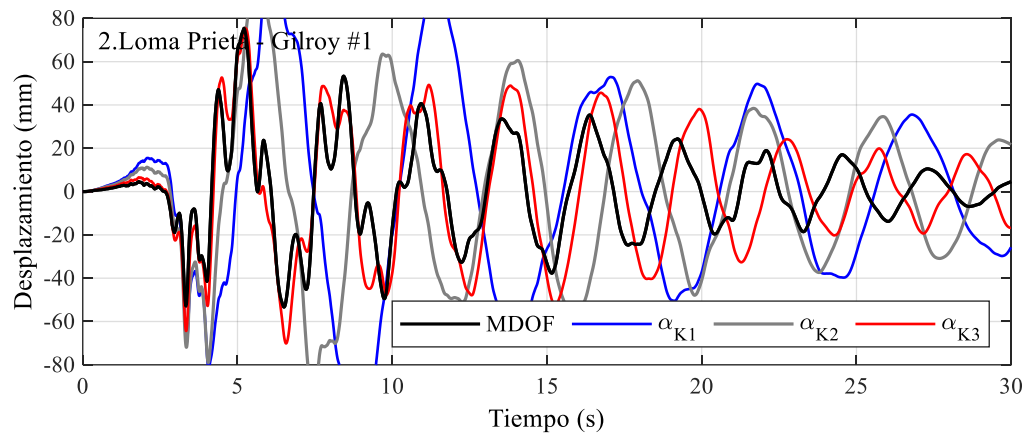
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



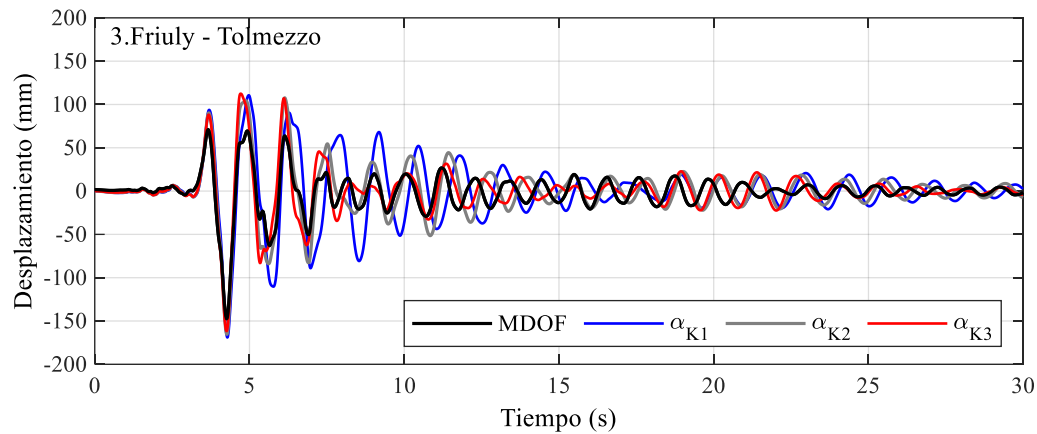
Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



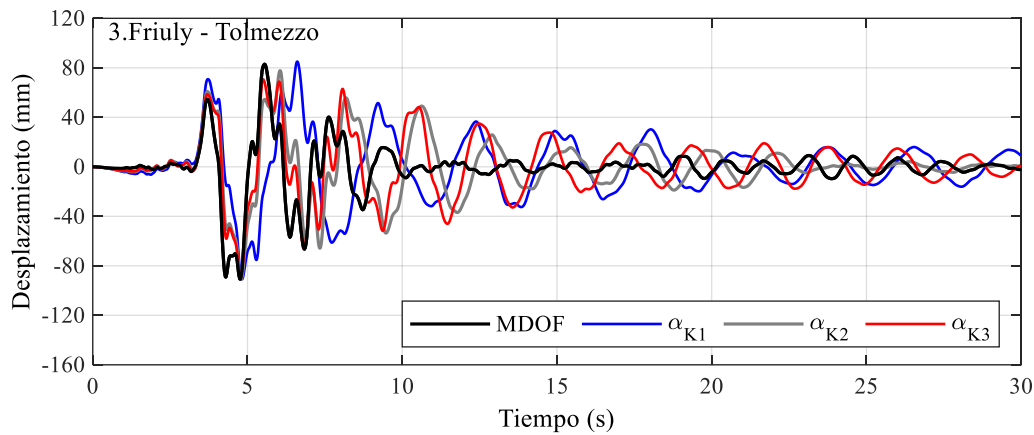
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



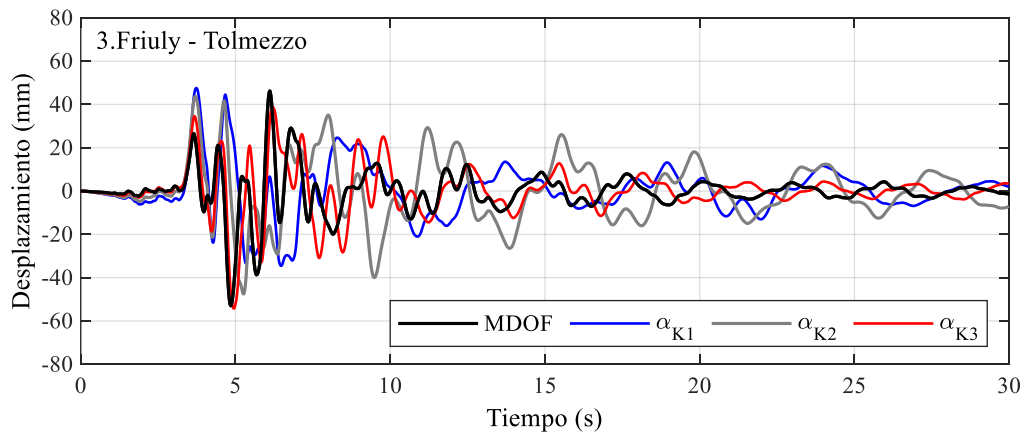
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



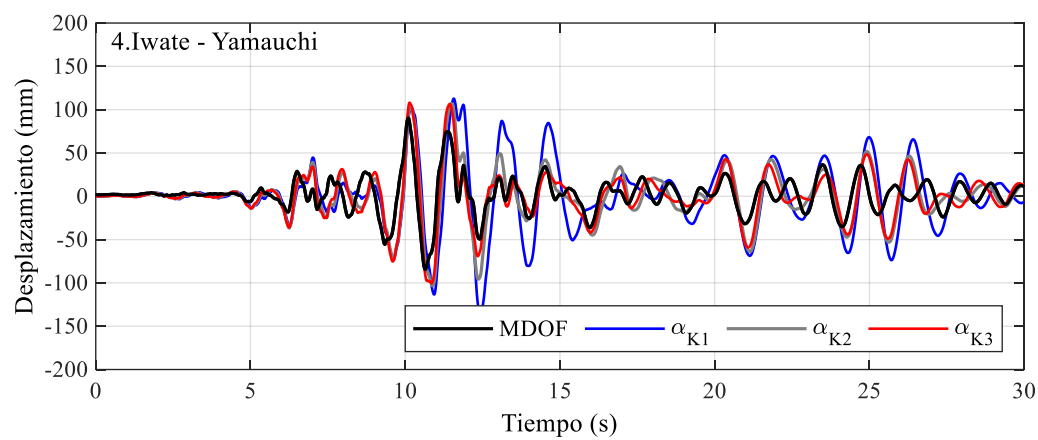
Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



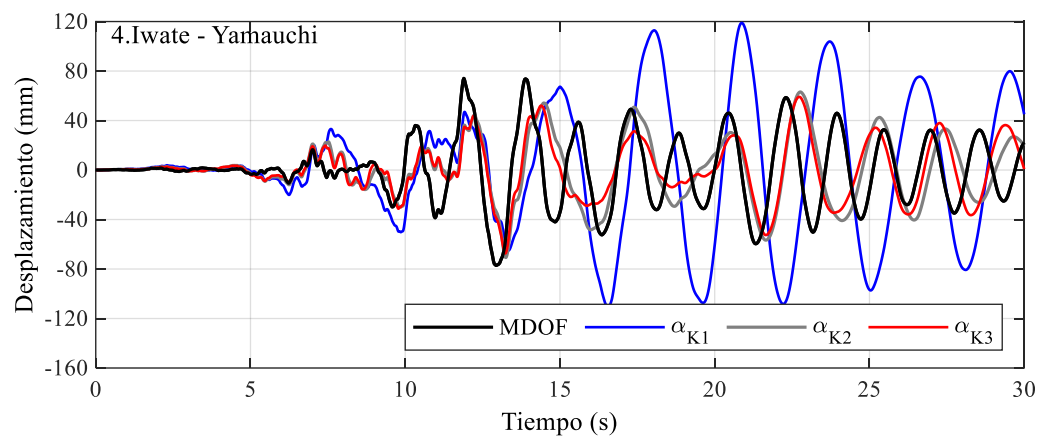
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



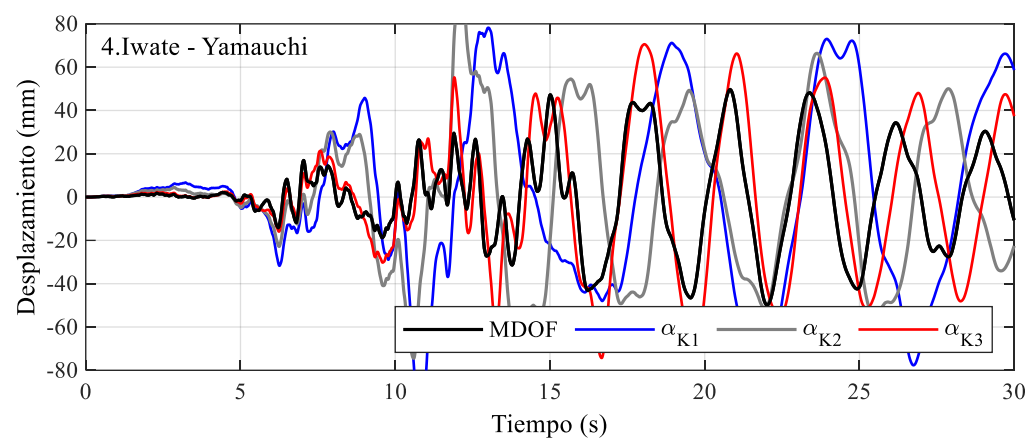
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



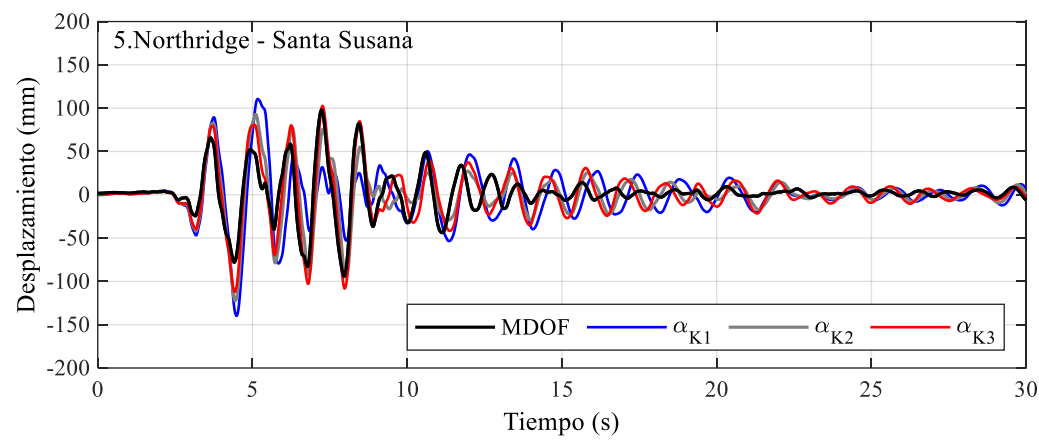
Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



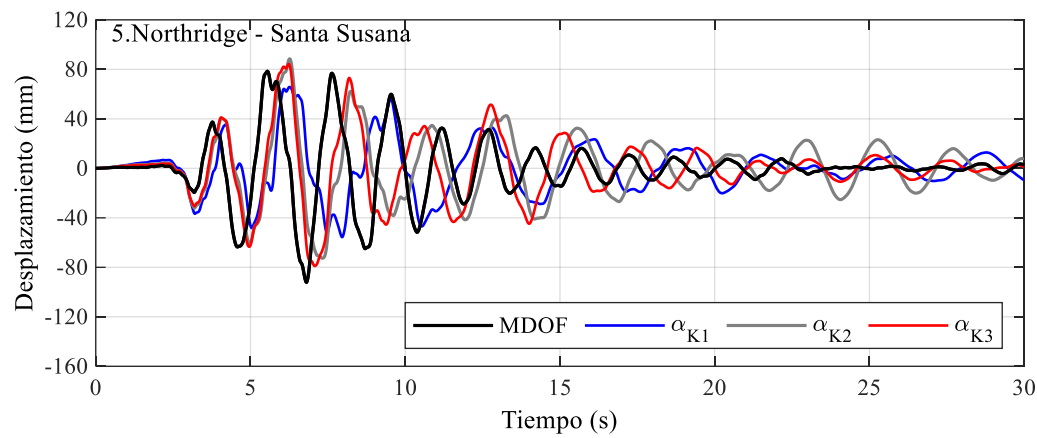
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



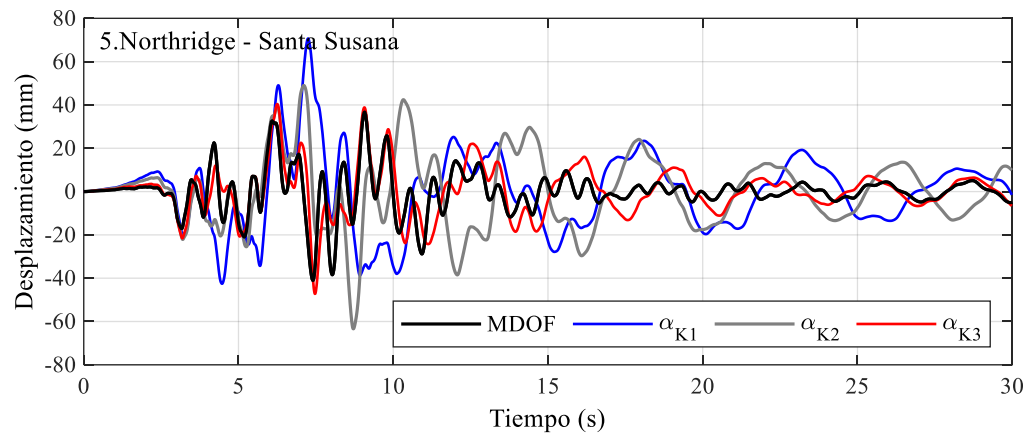
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



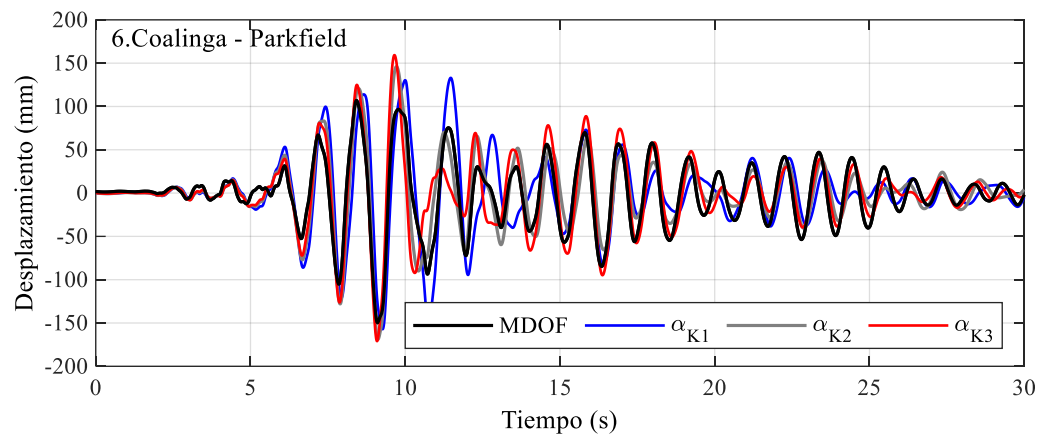
Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



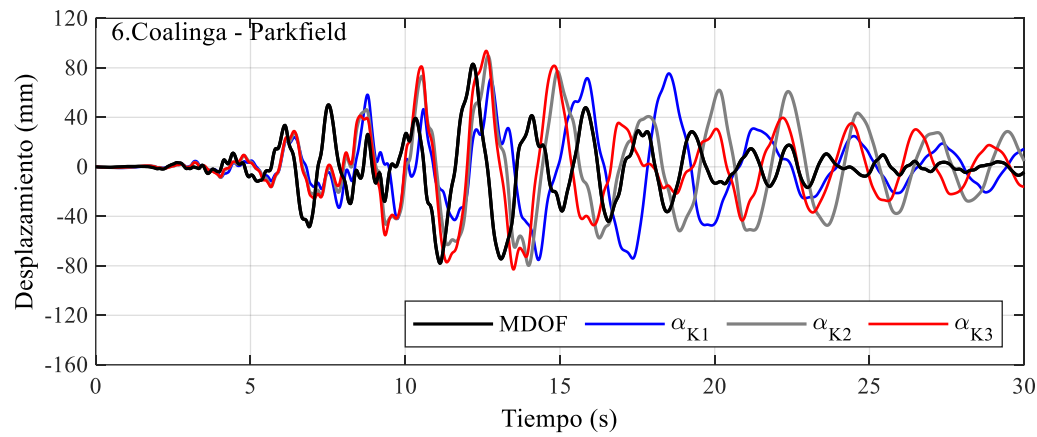
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



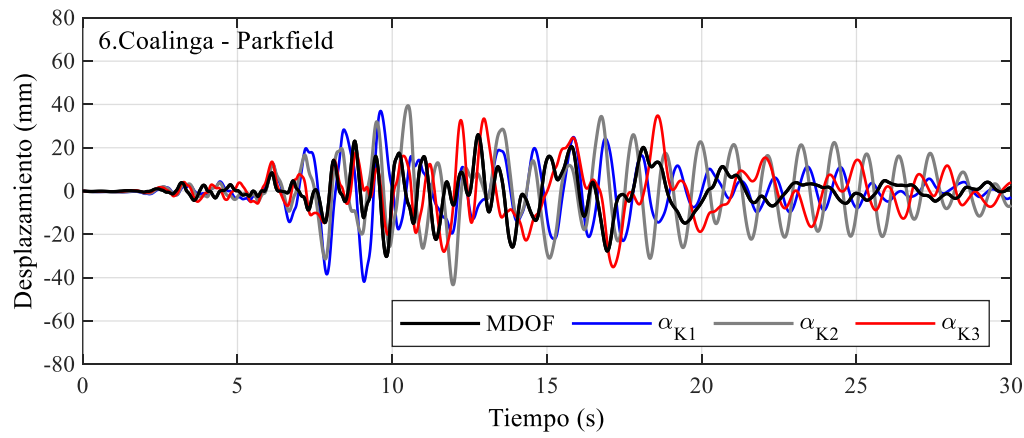
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



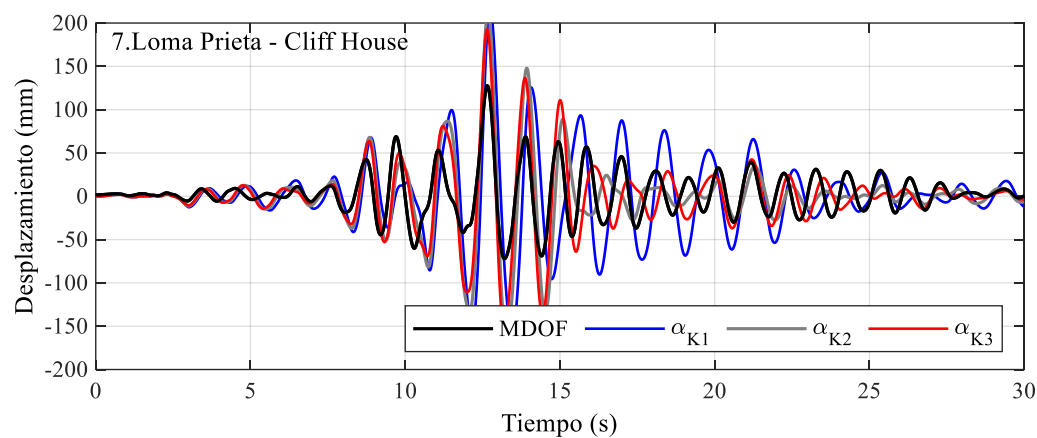
Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



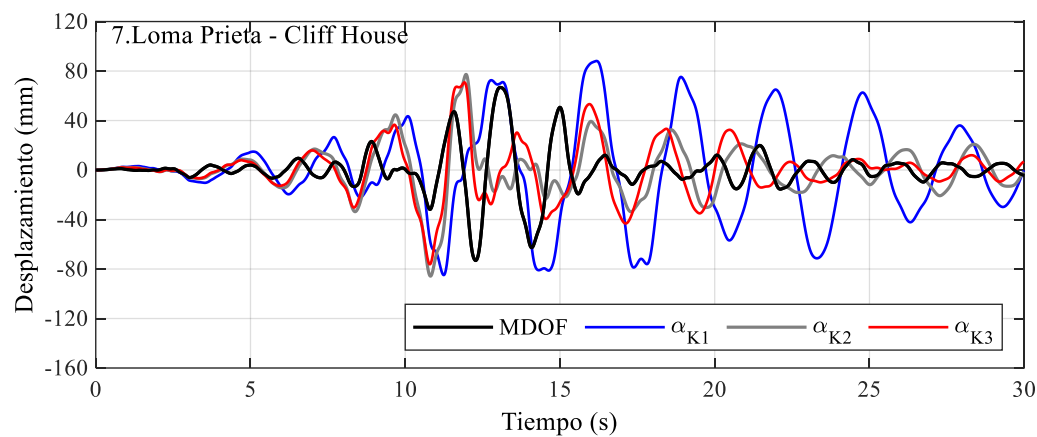
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



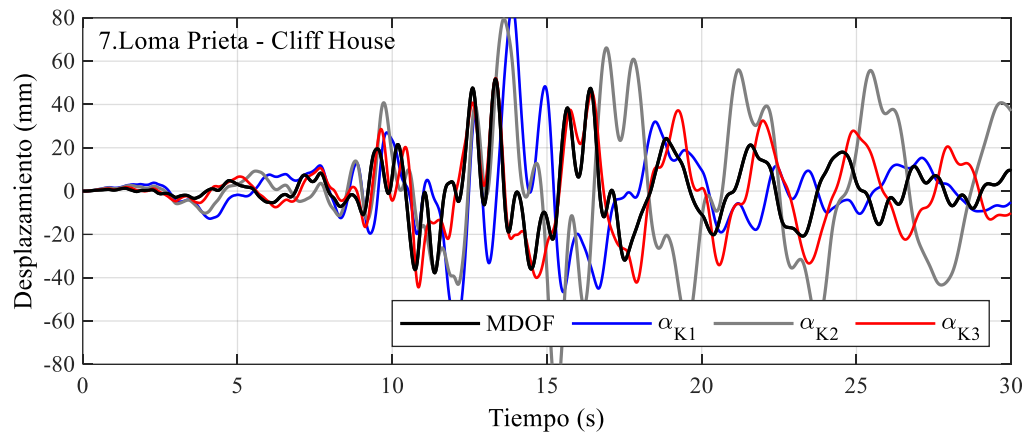
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



Desplazamientos del puente M1 en condición completa durante el sísmico #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

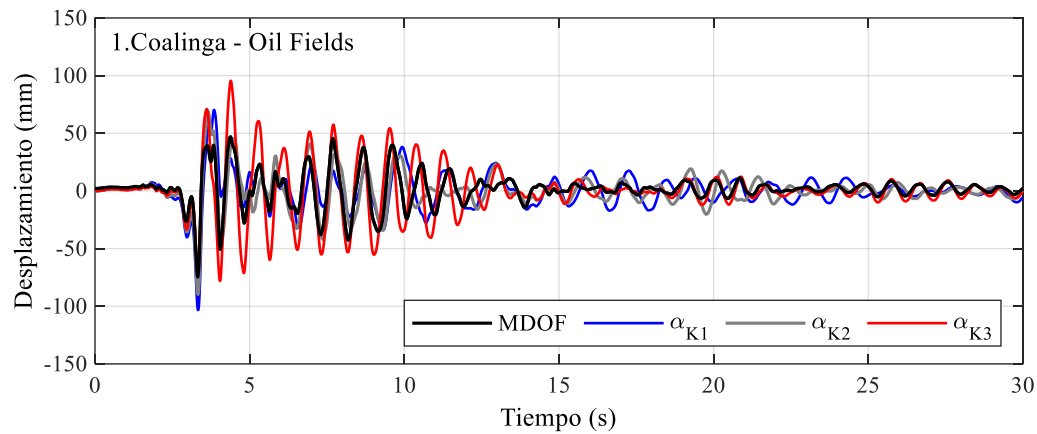


Desplazamientos de la etapa C1 del puente M1 durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

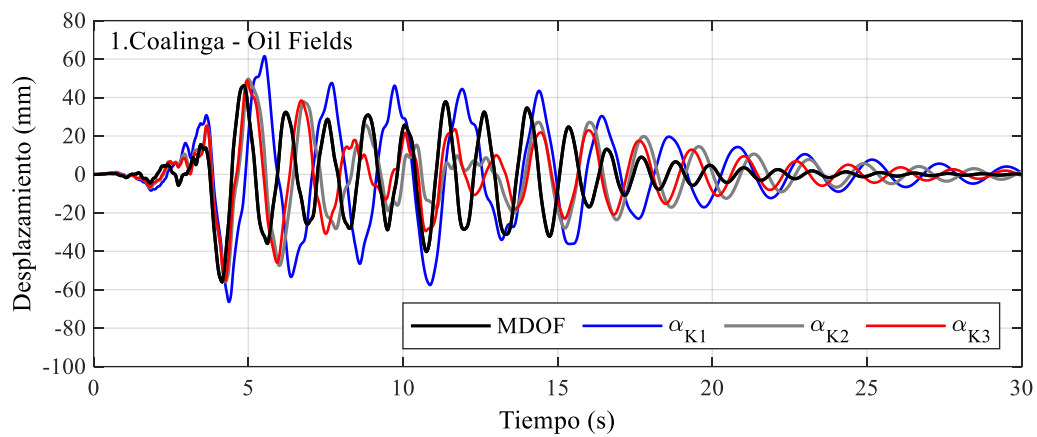


Desplazamientos de la etapa C2 del puente M1 durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

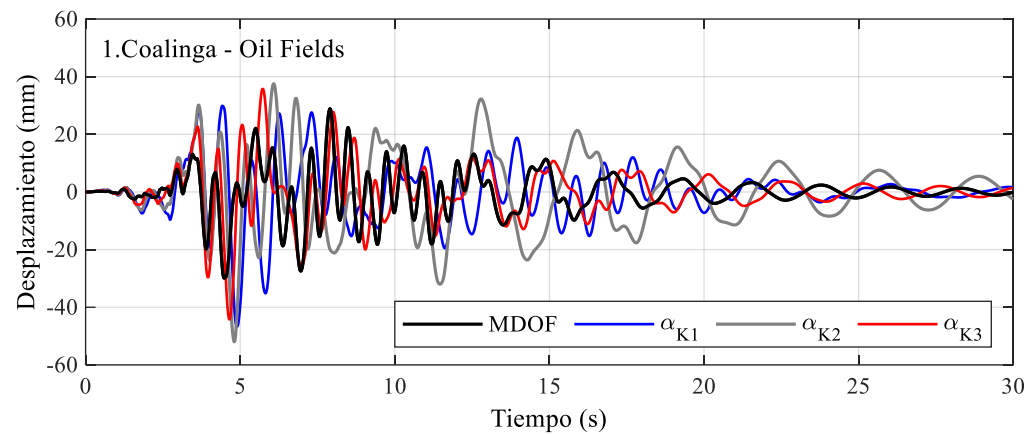
Apéndice L



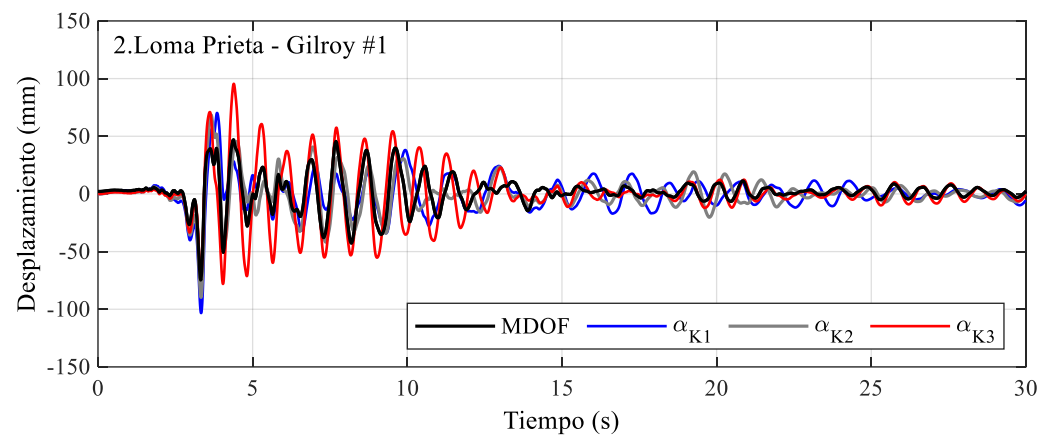
Desplazamientos del puente *M2* en condición completa durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



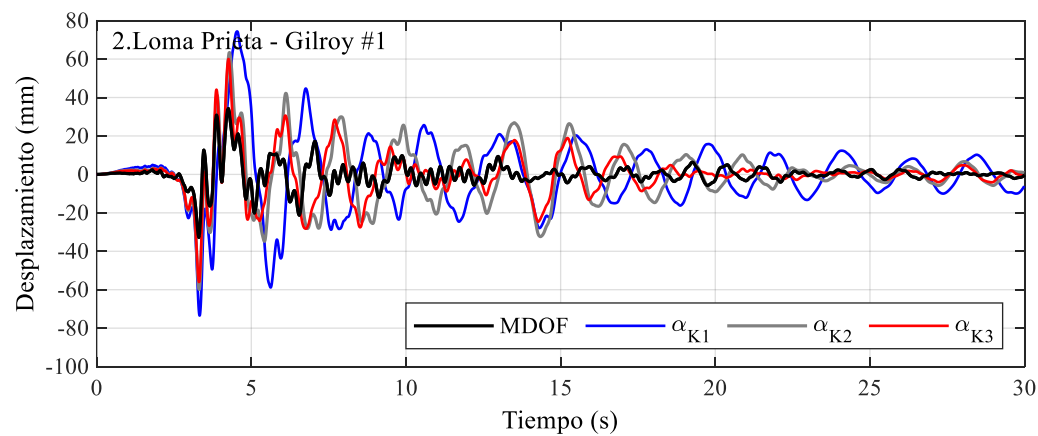
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



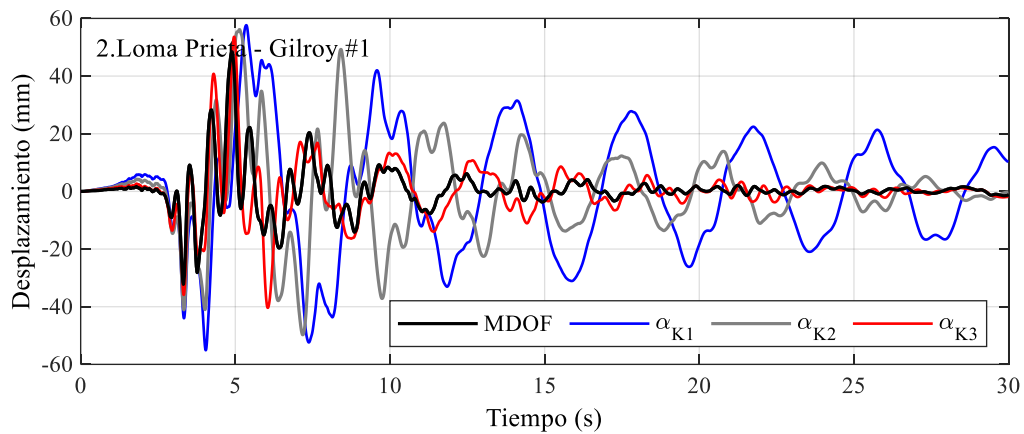
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



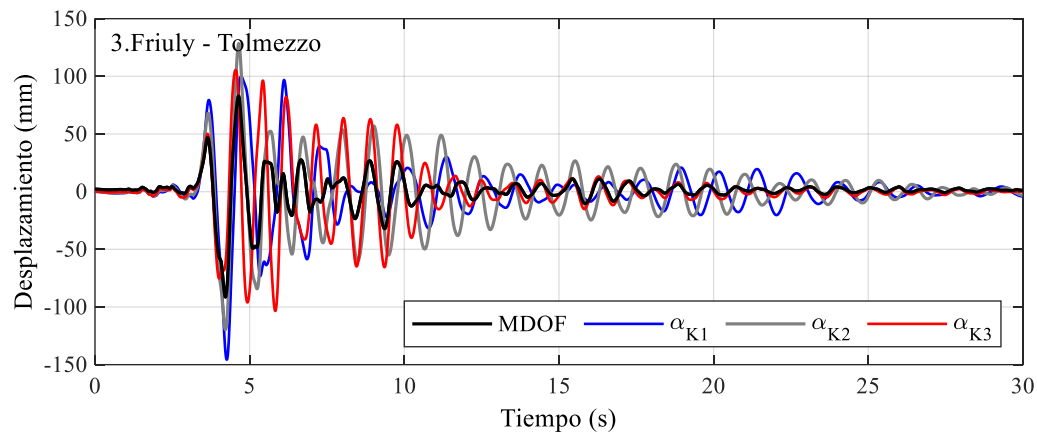
Desplazamientos del puente M2 en condición completa durante el sísmico #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



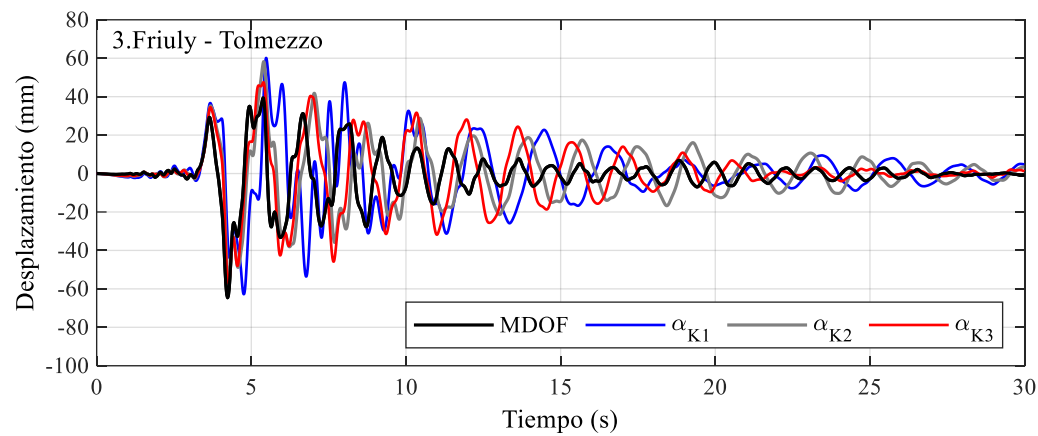
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



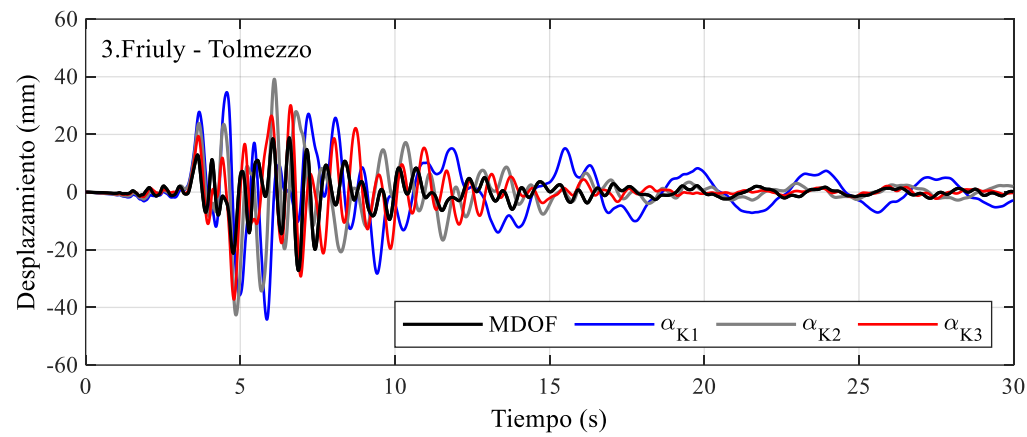
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



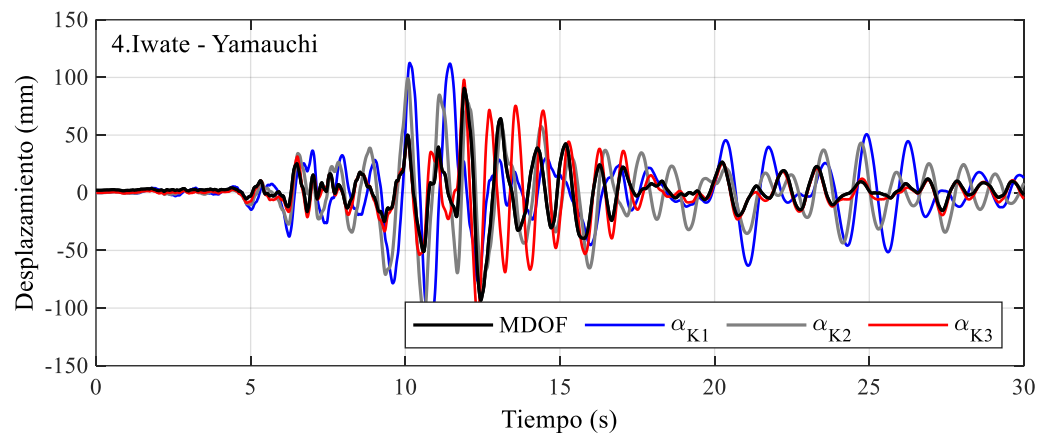
Desplazamientos del puente M2 en condición completa durante el sísmico #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



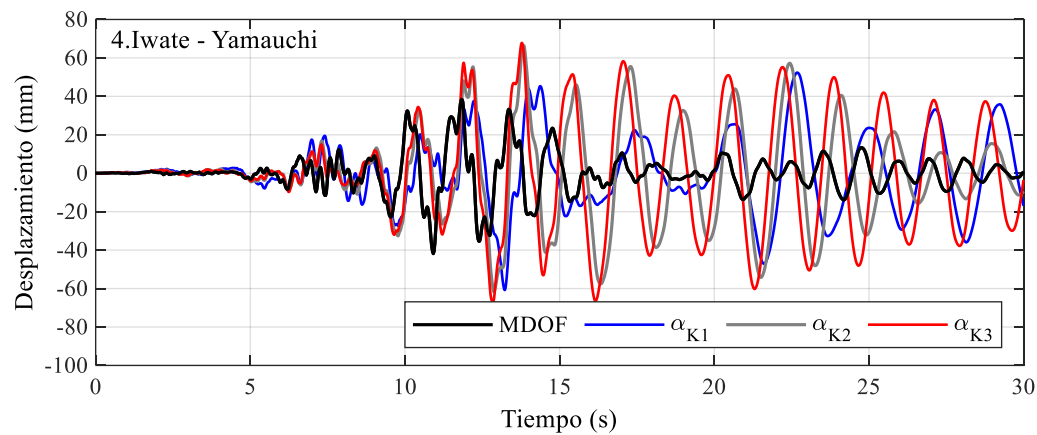
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



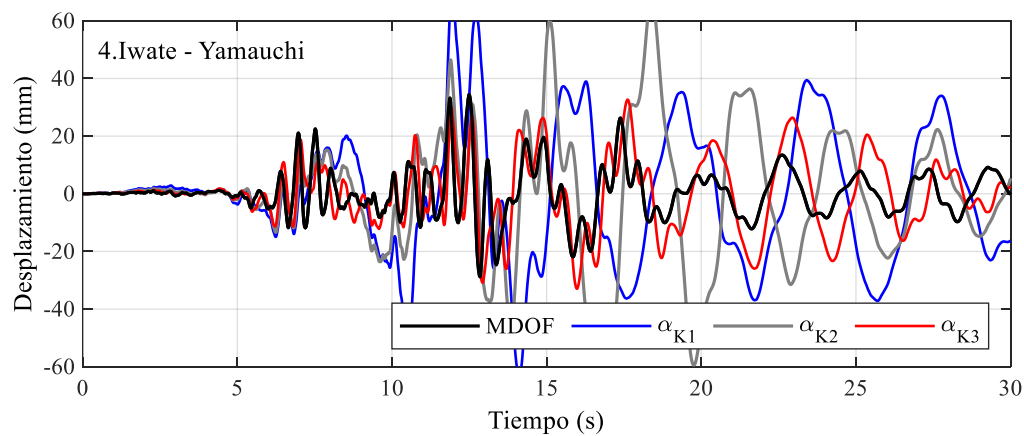
Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



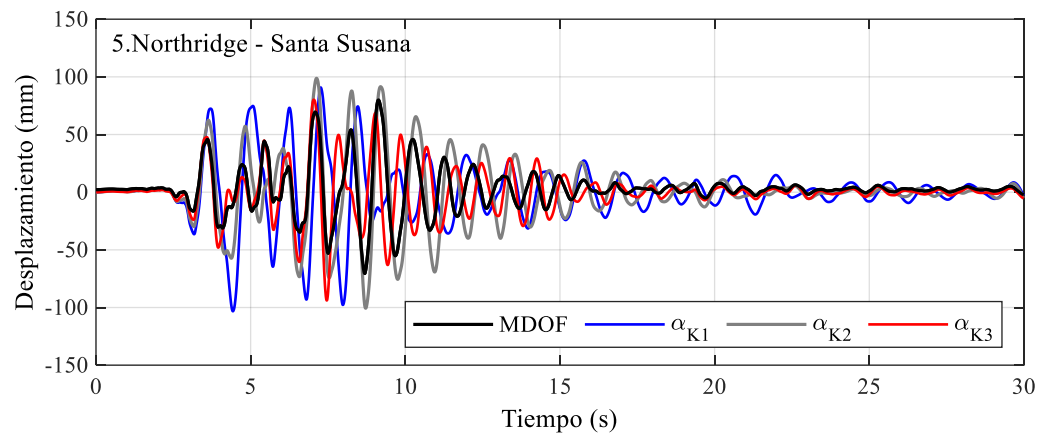
Desplazamientos del puente *M2* en condición completa durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



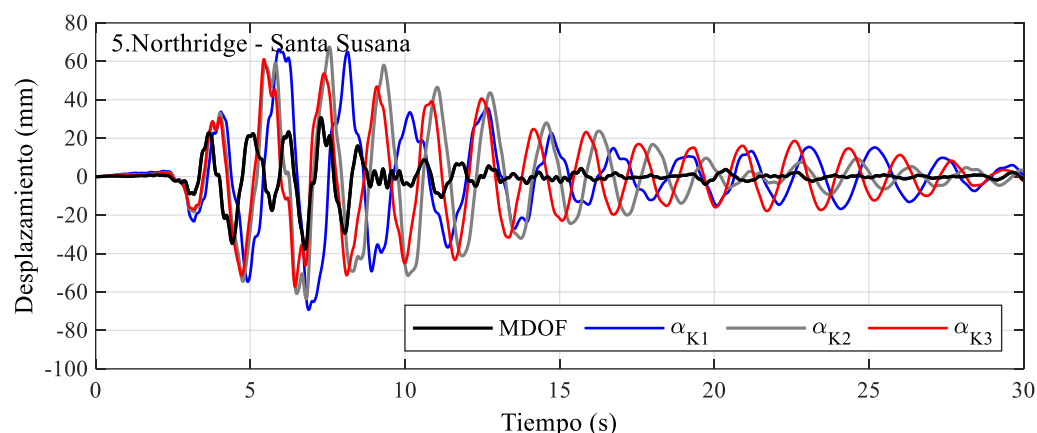
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



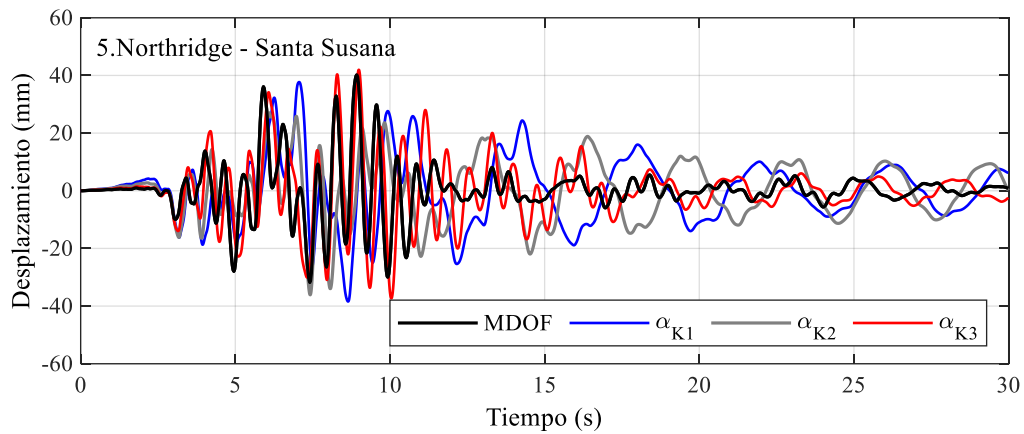
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



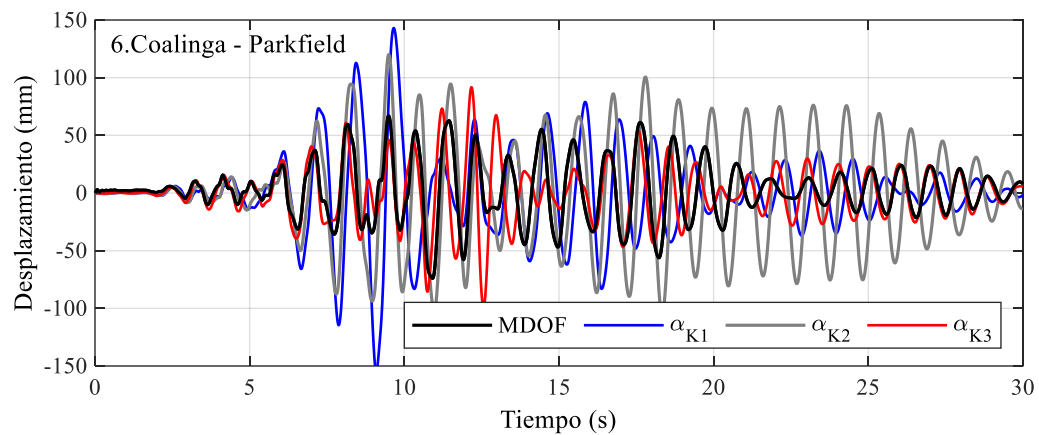
Desplazamientos del puente M2 en condición completa durante el sísmico #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



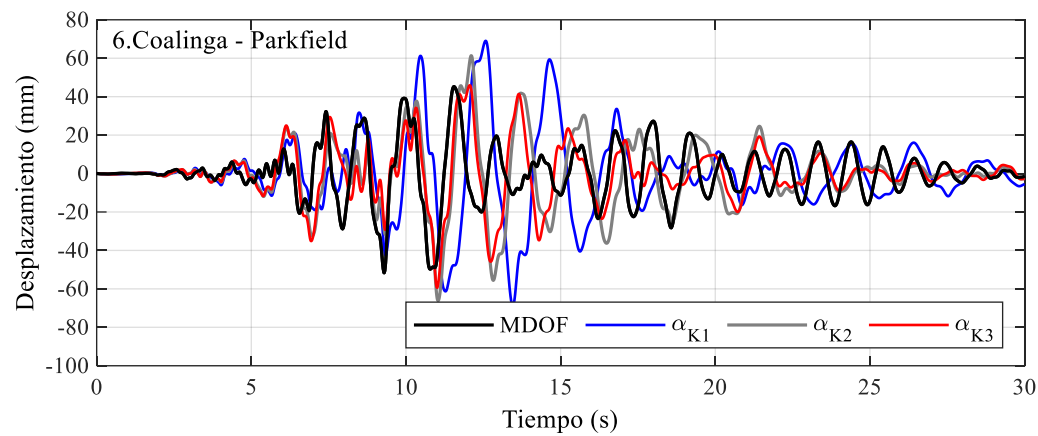
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



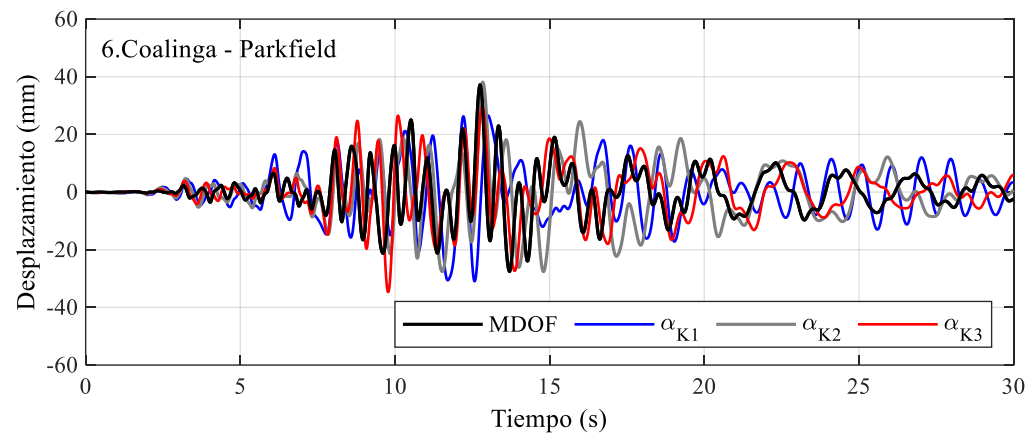
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



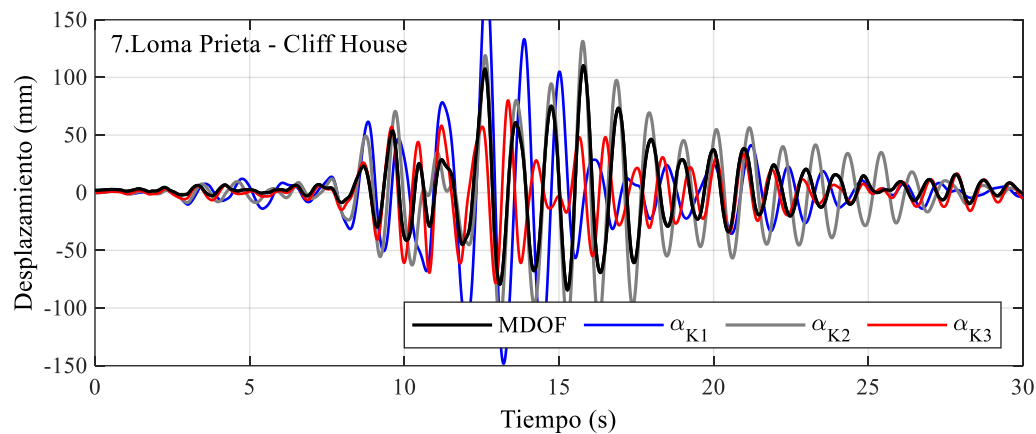
Desplazamientos del puente M2 en condición completa durante el sísmico #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



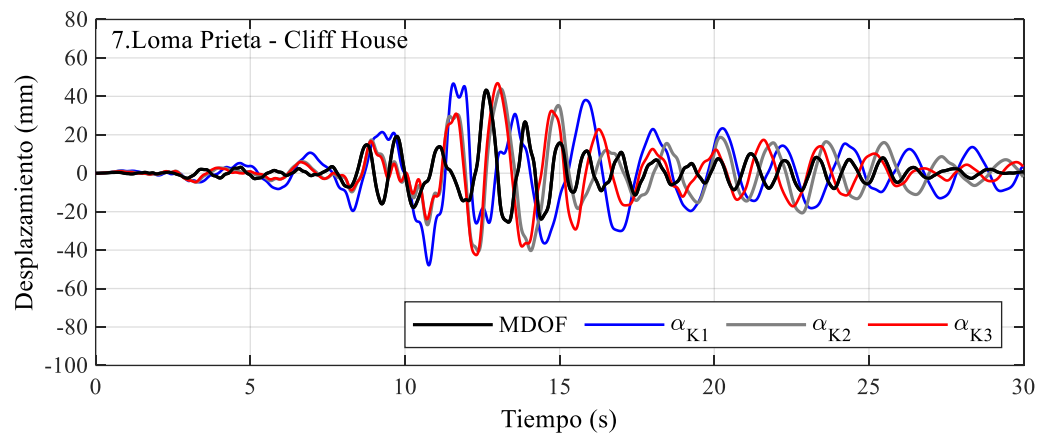
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M2 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



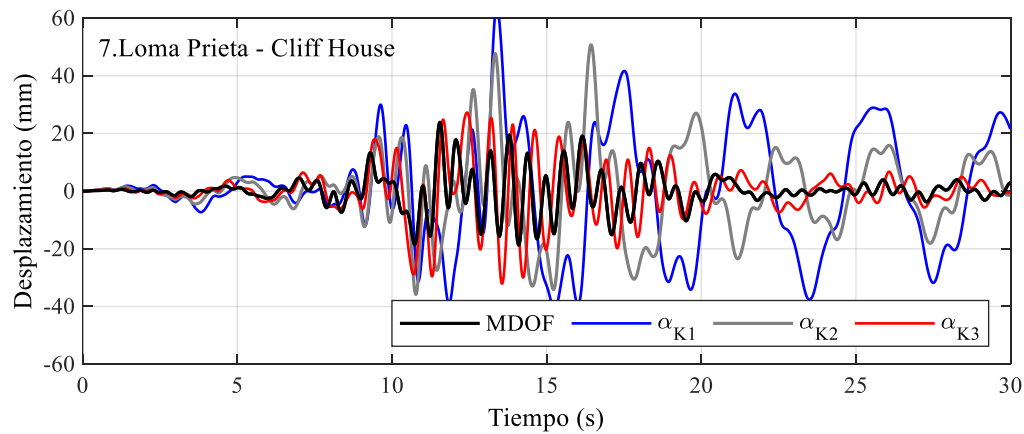
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M2 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



Desplazamientos del puente *M2* en condición completa durante el sísmico #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

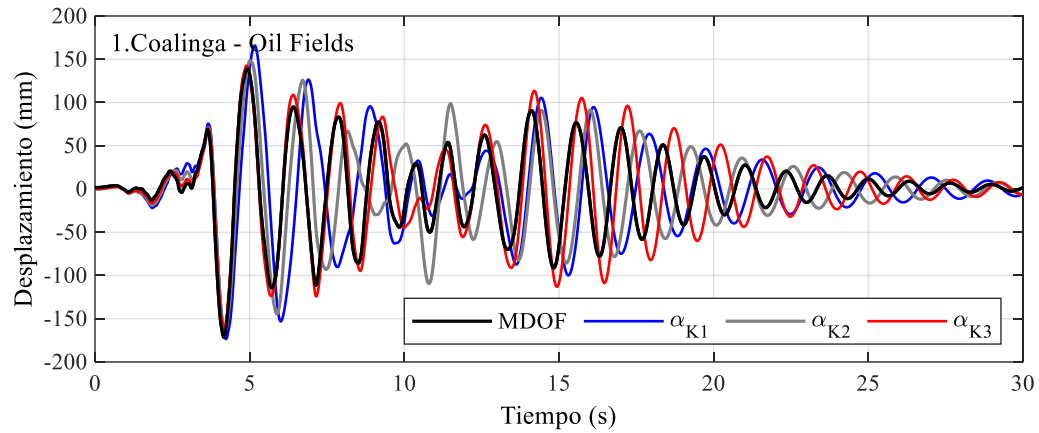


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M2* durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

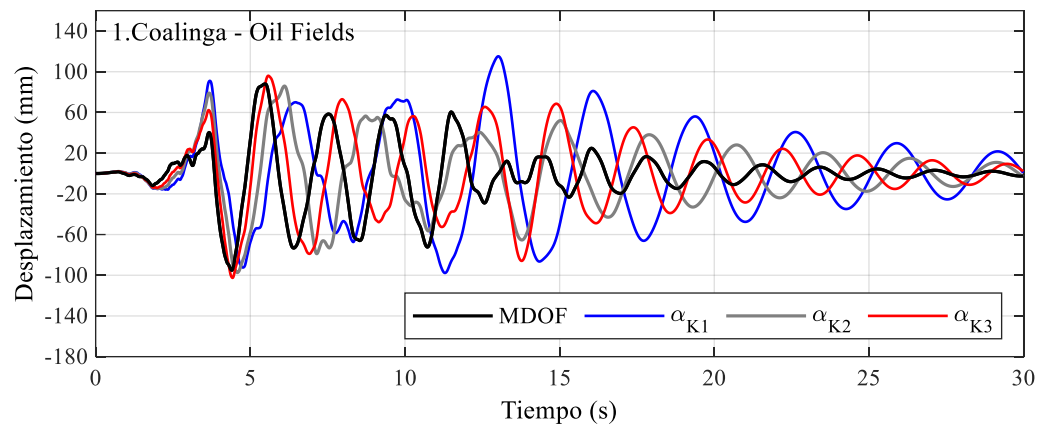


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M2* durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

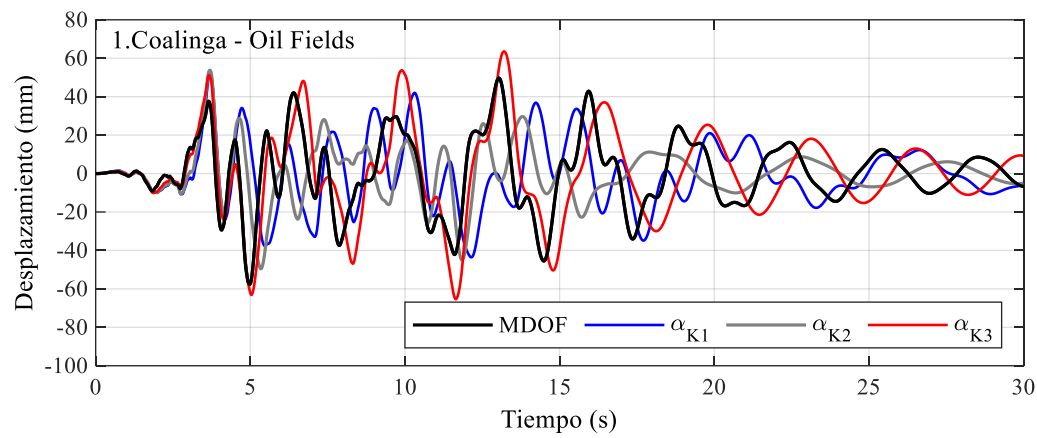
Apéndice M



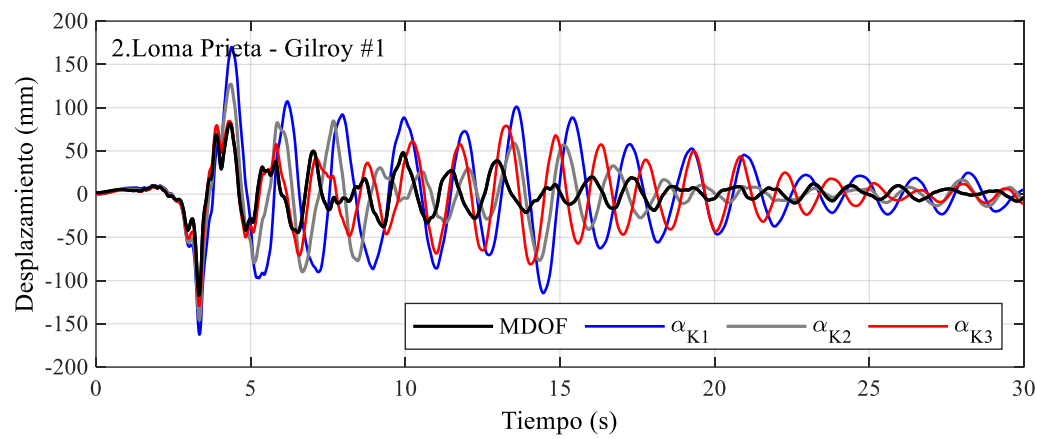
Desplazamientos del puente *M3* en condición completa durante el sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



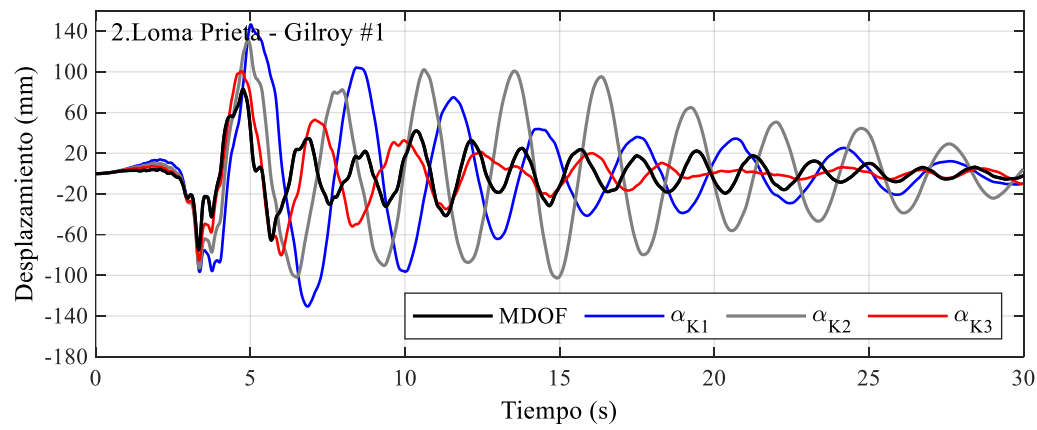
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



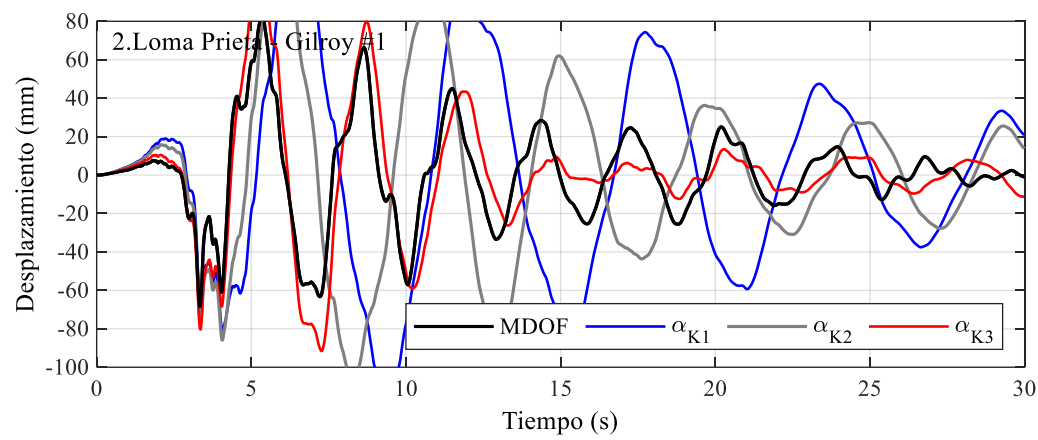
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



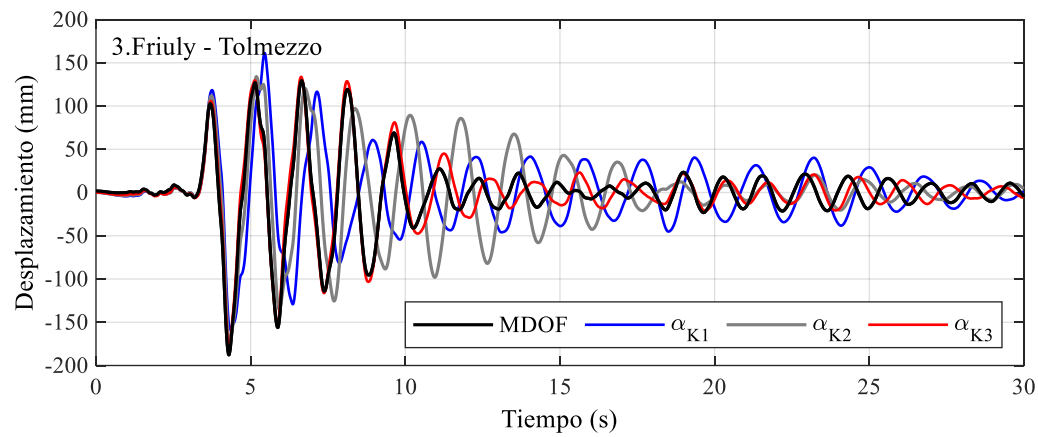
Desplazamientos del puente M3 en condición completa durante el sísmico #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



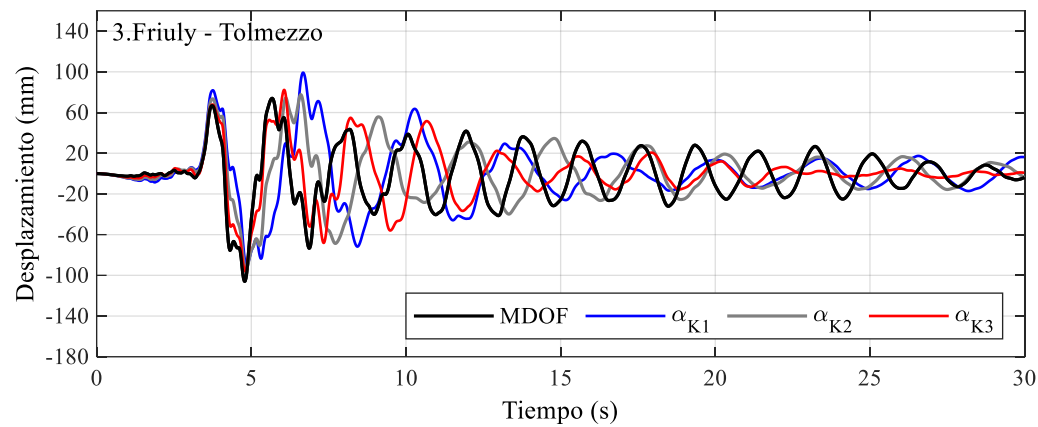
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



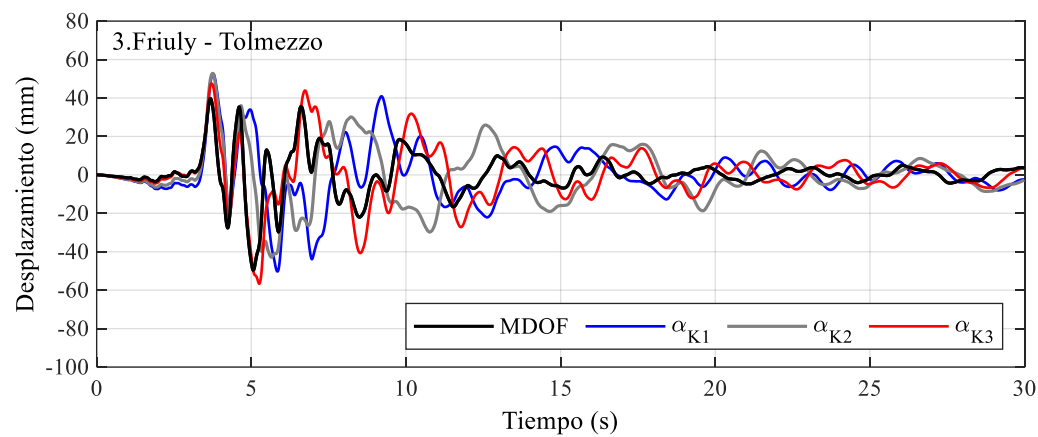
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



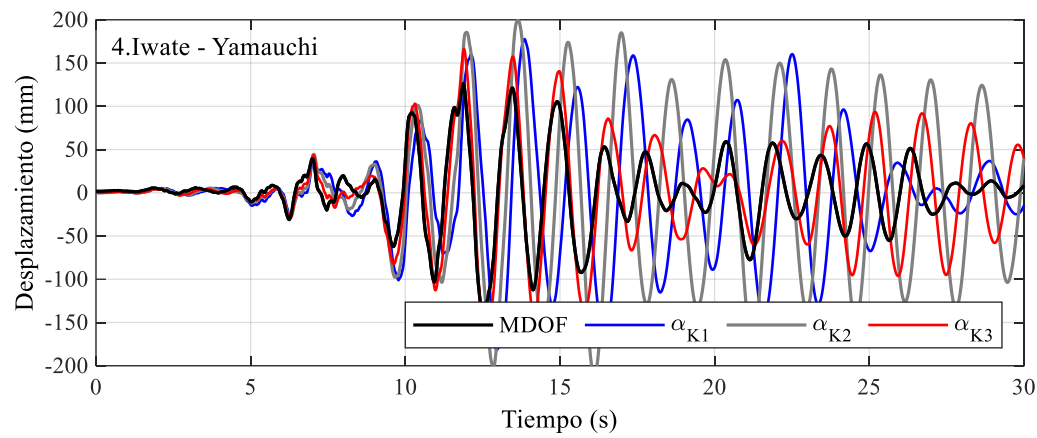
Desplazamientos del puente M3 en condición completa durante el sísmico #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



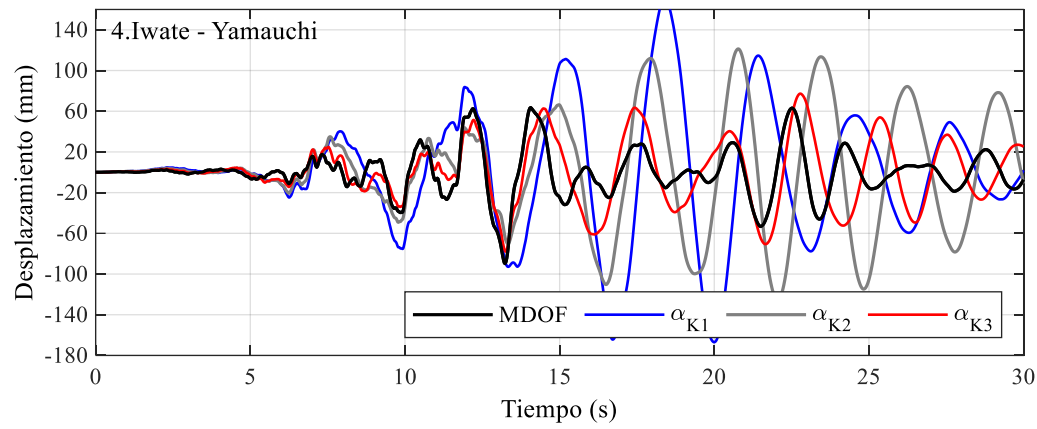
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



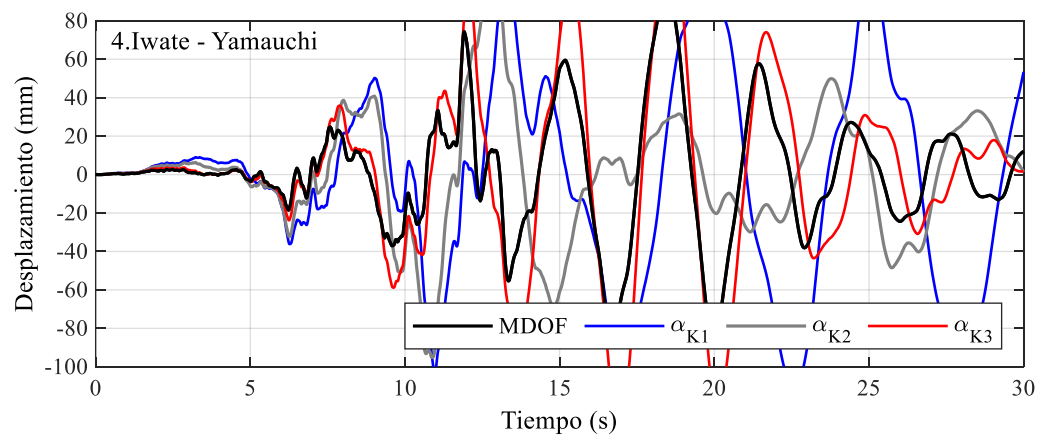
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



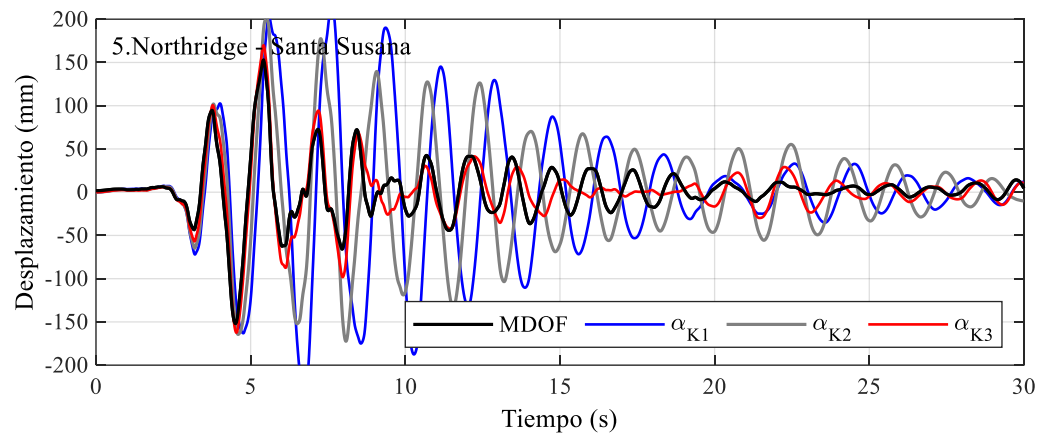
Desplazamientos del puente *M3* en condición completa durante el sísmico #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



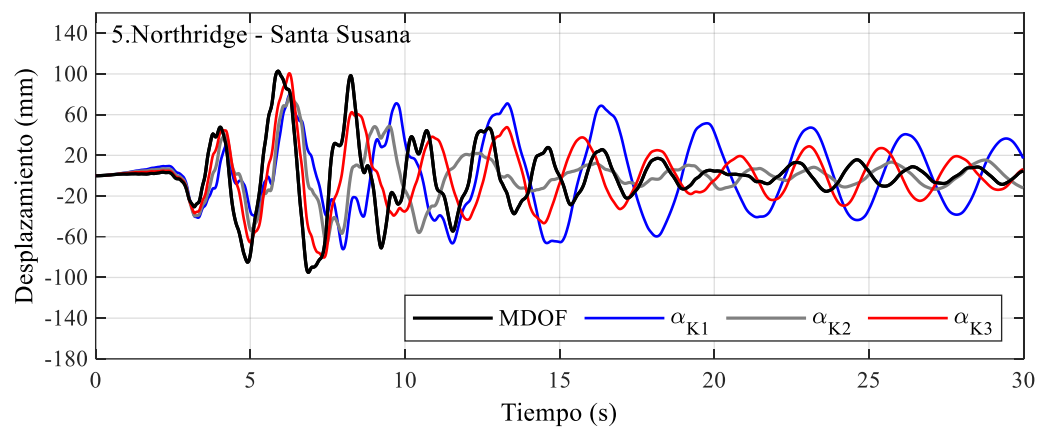
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



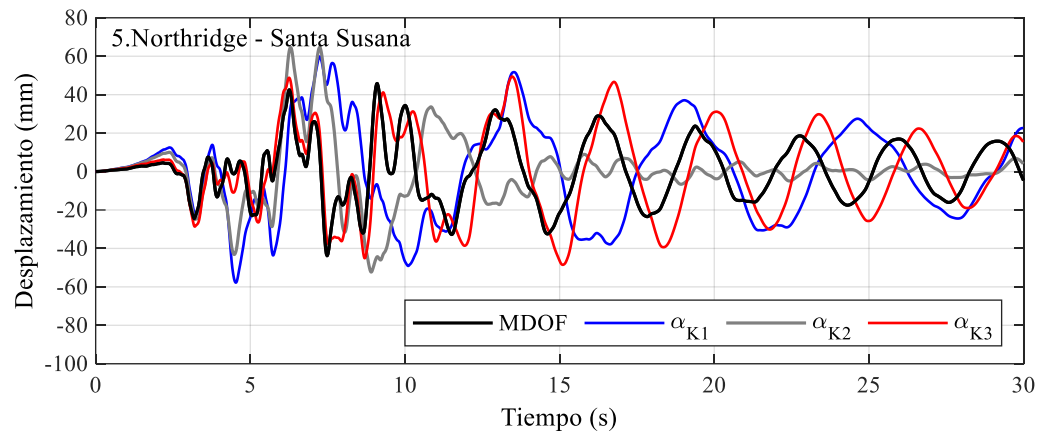
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



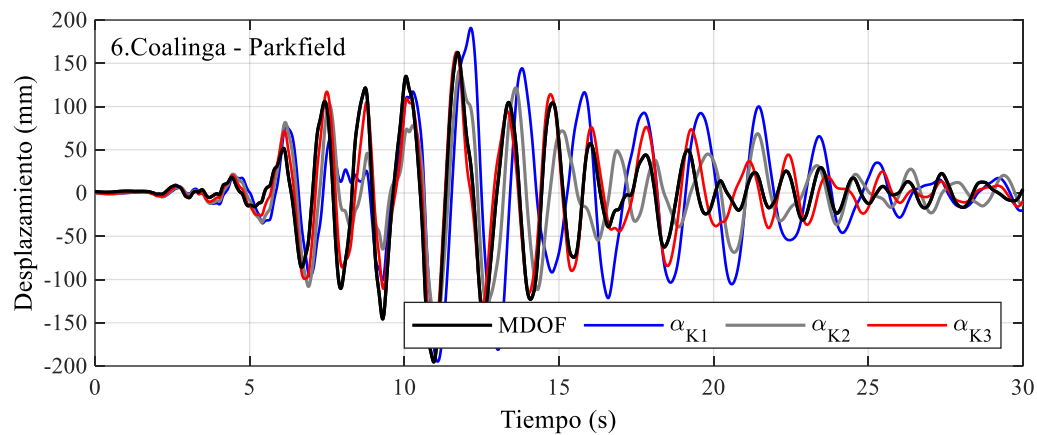
Desplazamientos del puente M3 en condición completa durante el sísmico #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



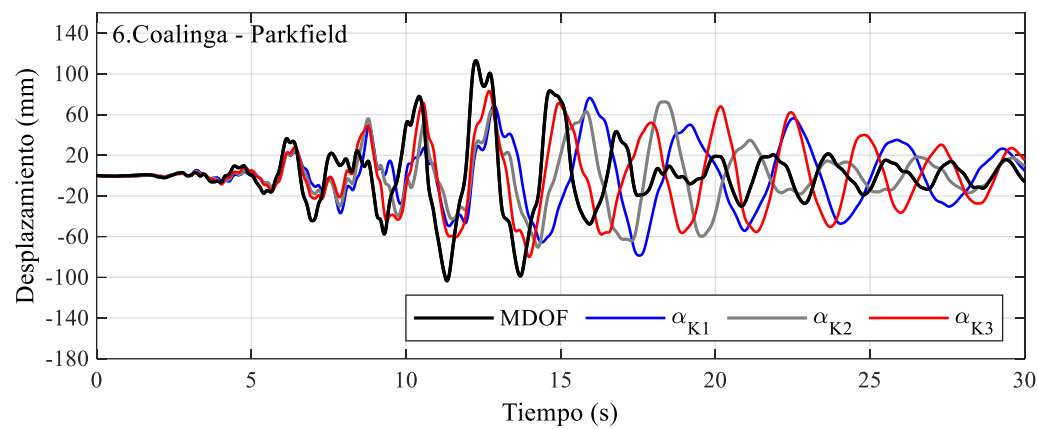
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



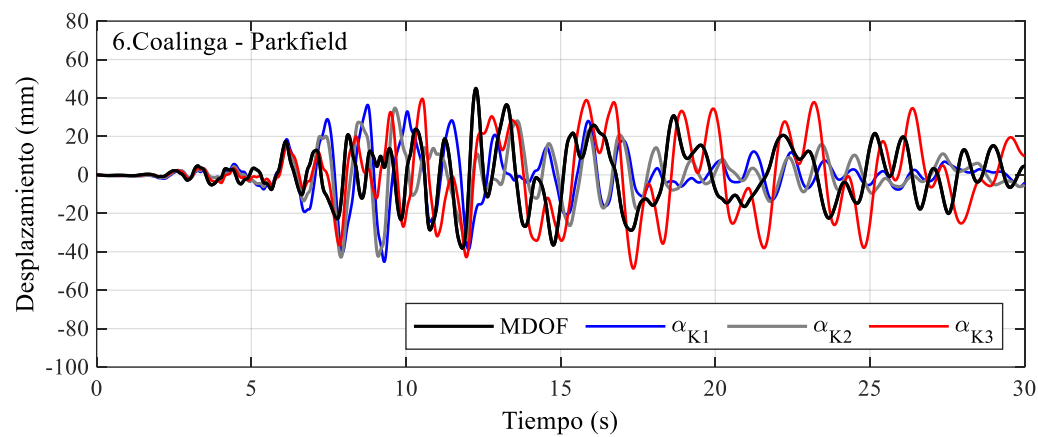
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



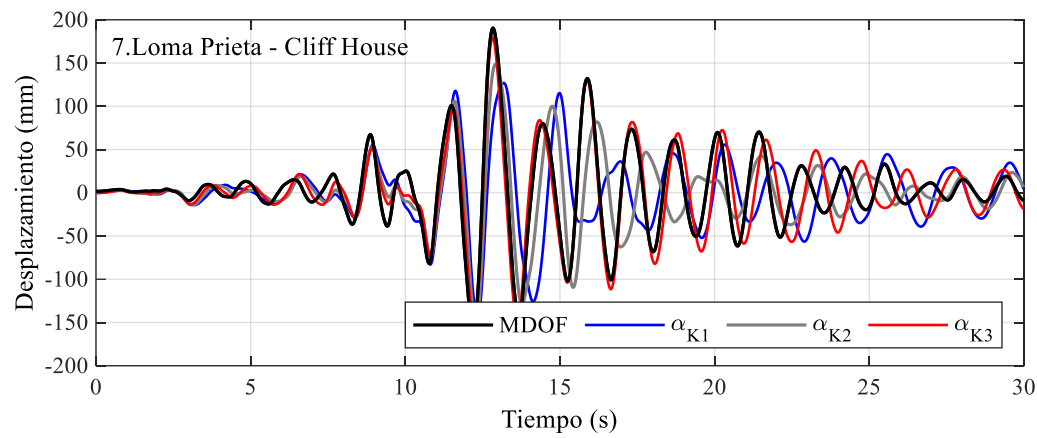
Desplazamientos del puente M3 en condición completa durante el sísmico #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



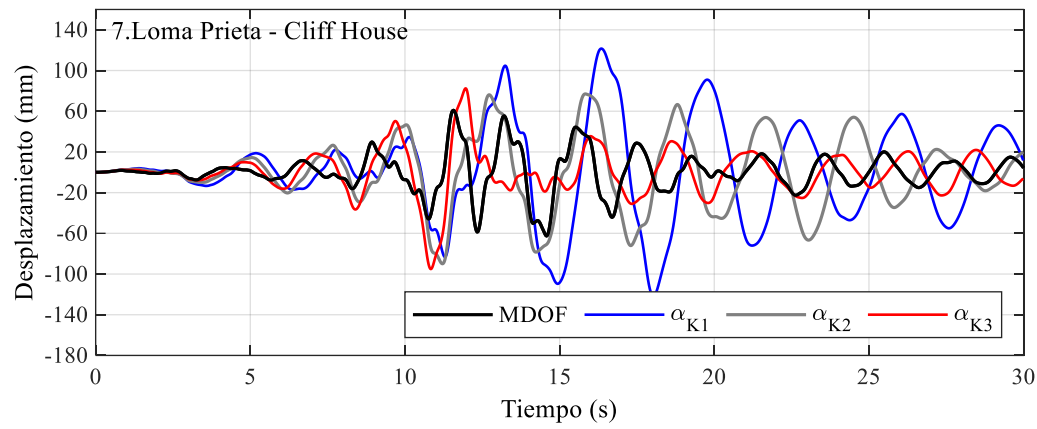
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M3 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



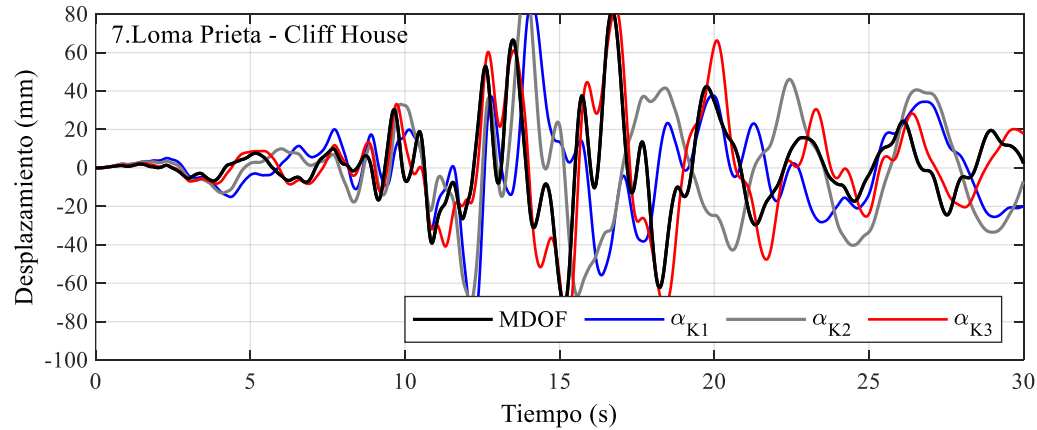
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M3 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



Desplazamientos del puente *M3* en condición completa durante el sísmico #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

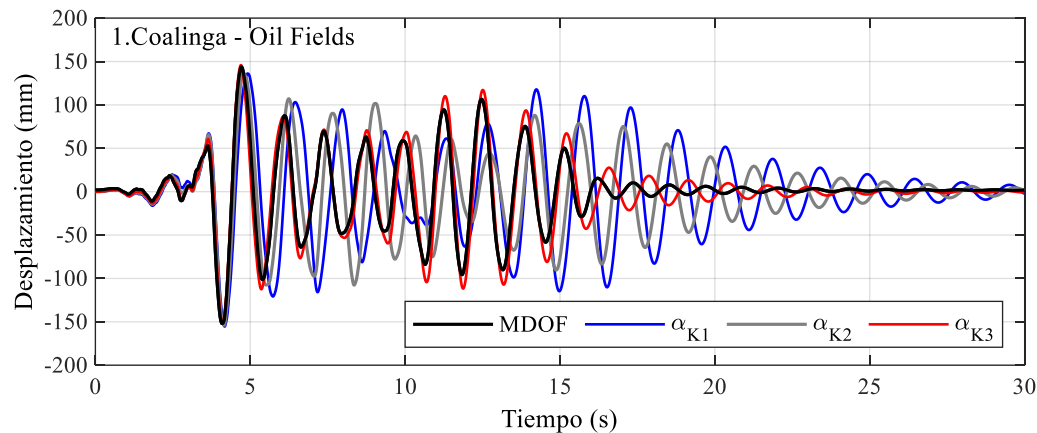


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M3* durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

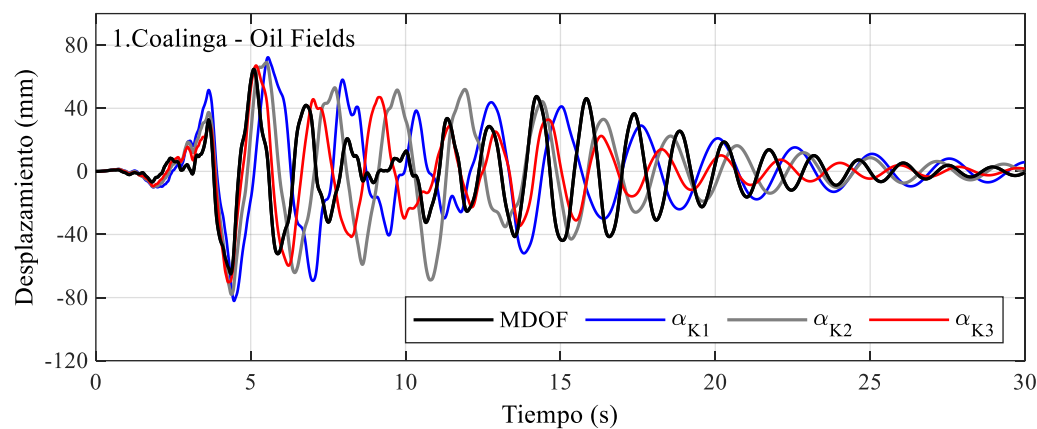


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M3* durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

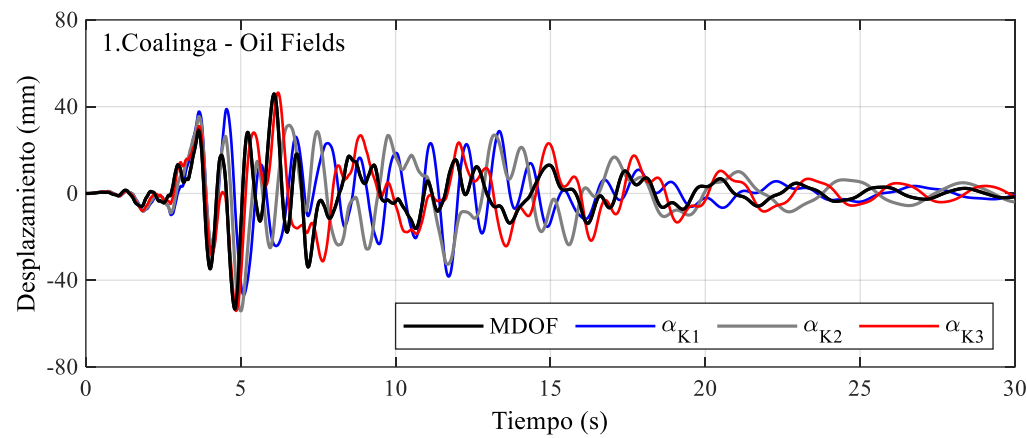
Apéndice N



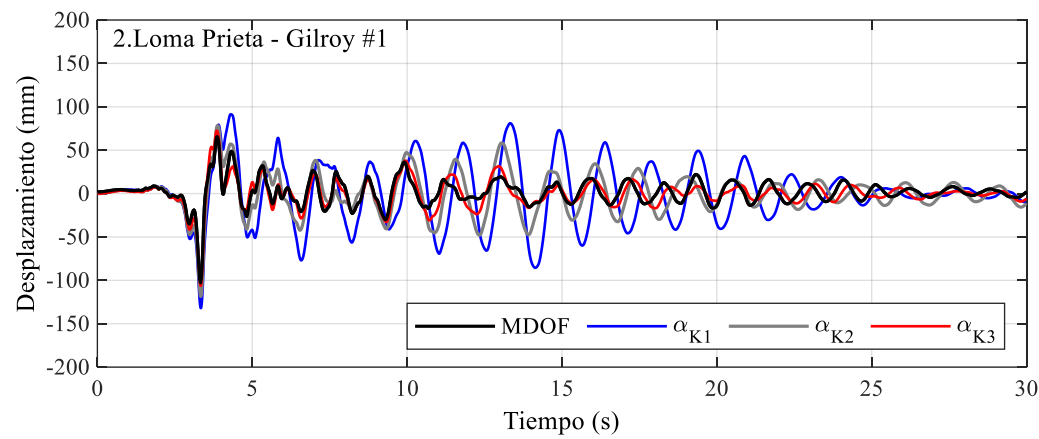
Desplazamientos del puente *M4* en condición completa durante el sísmico #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



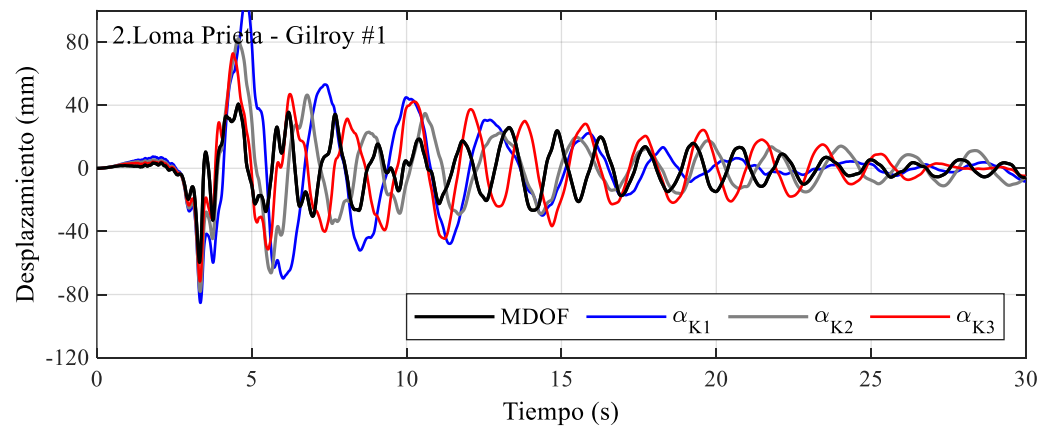
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



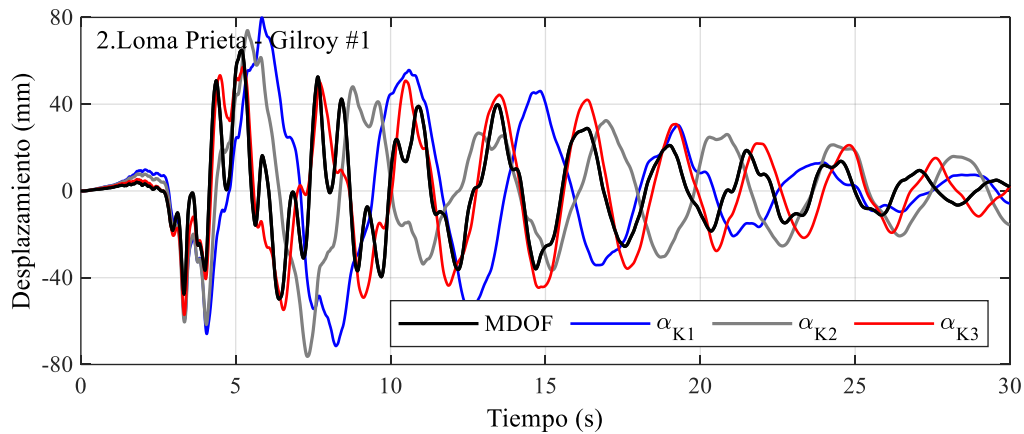
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #1, calculados mediante LDA con rigidez variable.



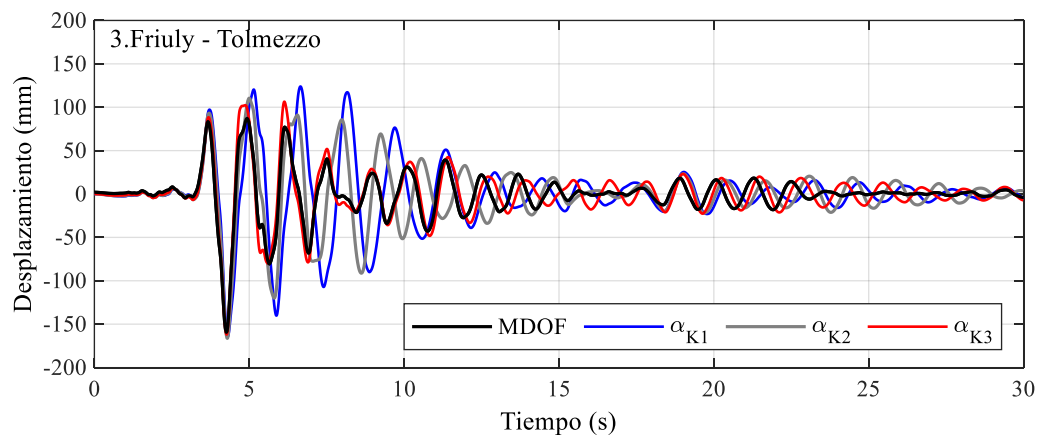
Desplazamientos del puente M4 en condición completa durante el sísmico #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



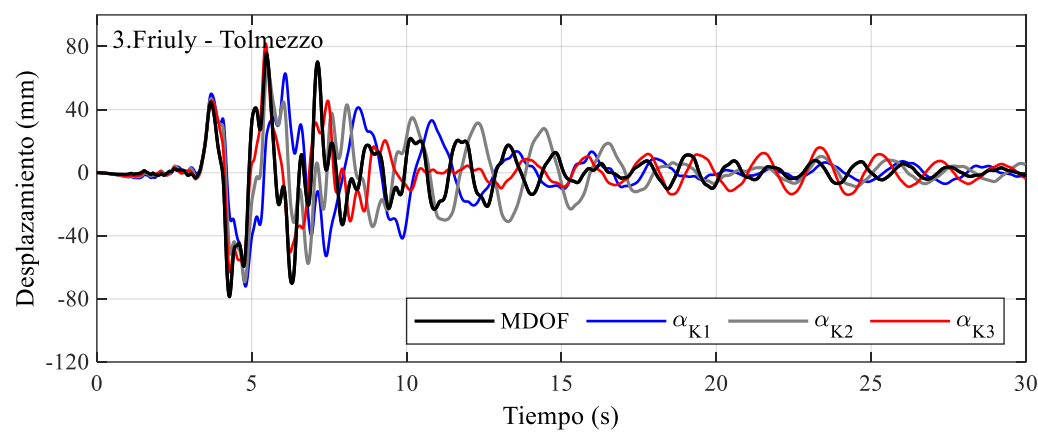
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



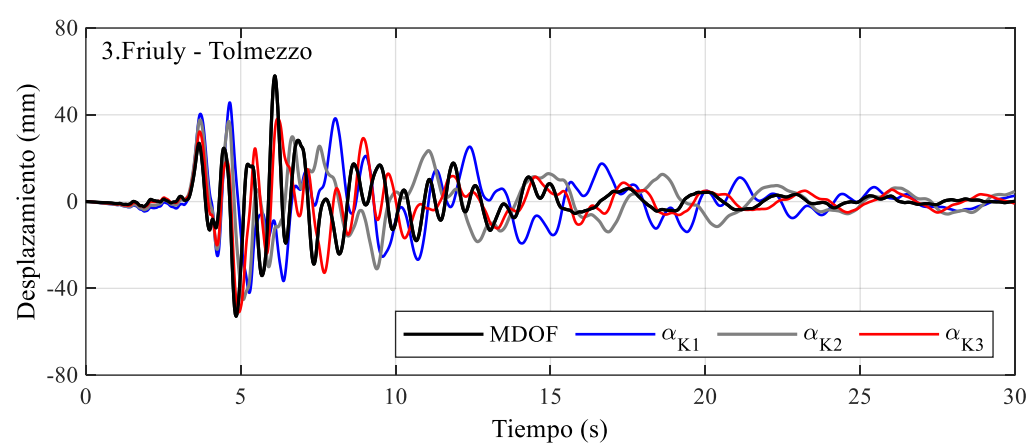
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #2, calculados mediante LDA con rigidez variable.



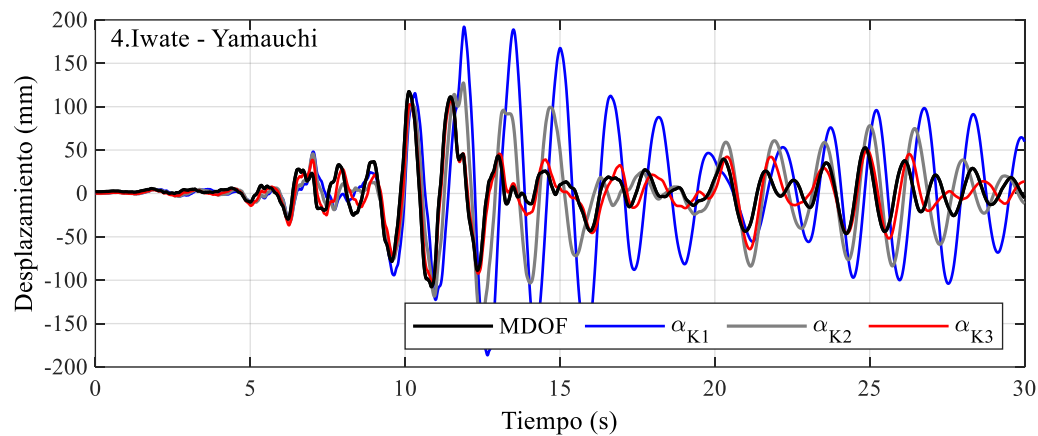
Desplazamientos del puente M4 en condición completa durante el sísmico #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



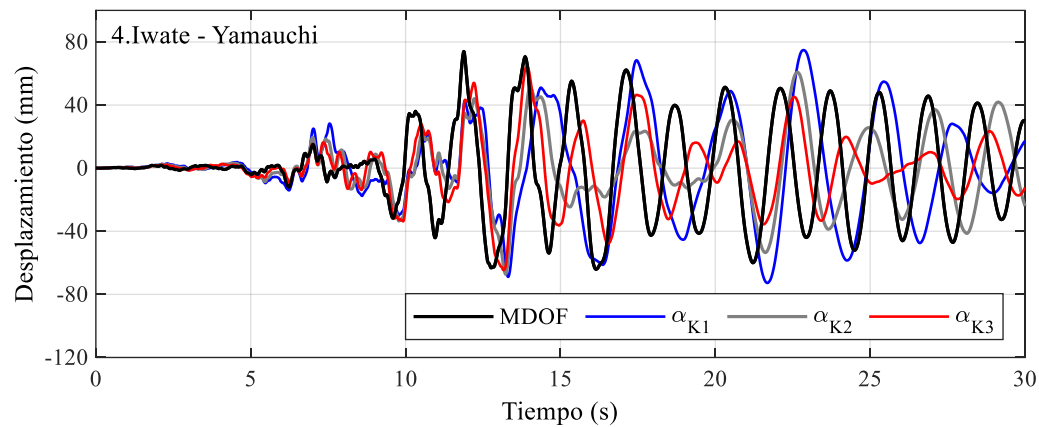
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



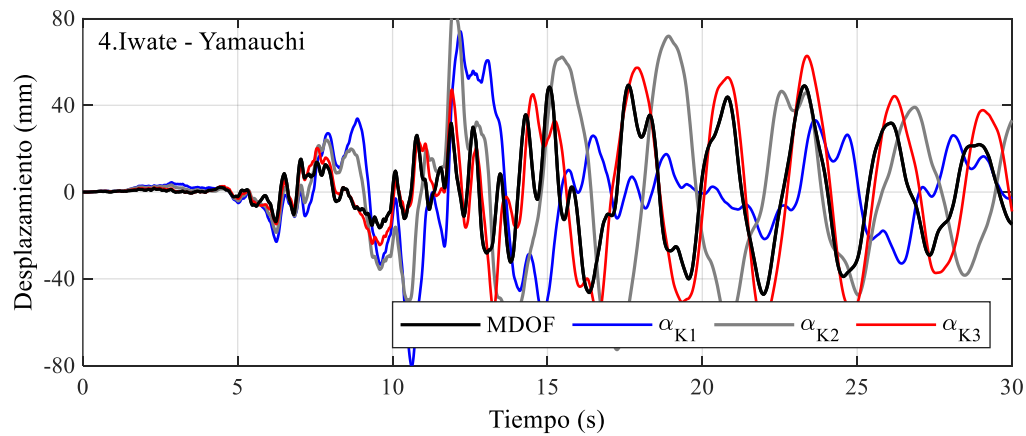
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #3, calculados mediante LDA con rigidez variable.



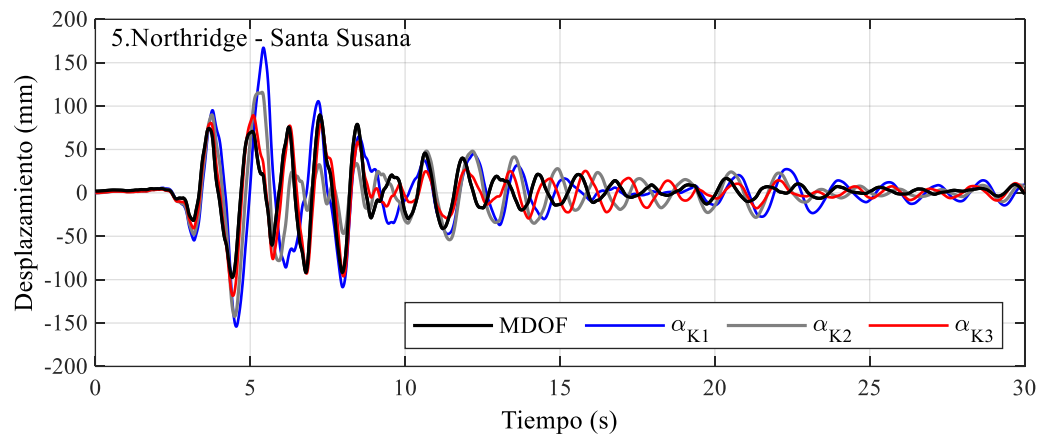
Desplazamientos del puente *M4* en condición completa durante el sísmico #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



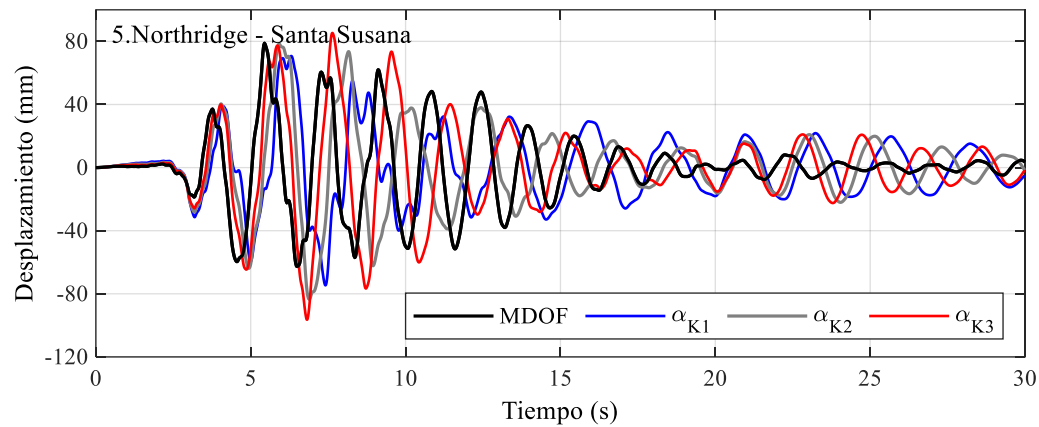
Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



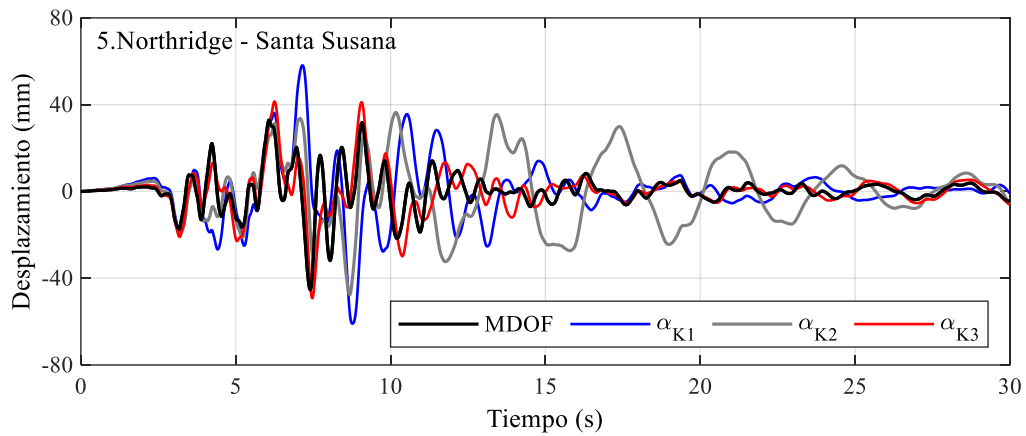
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #4, calculados mediante LDA con rigidez variable.



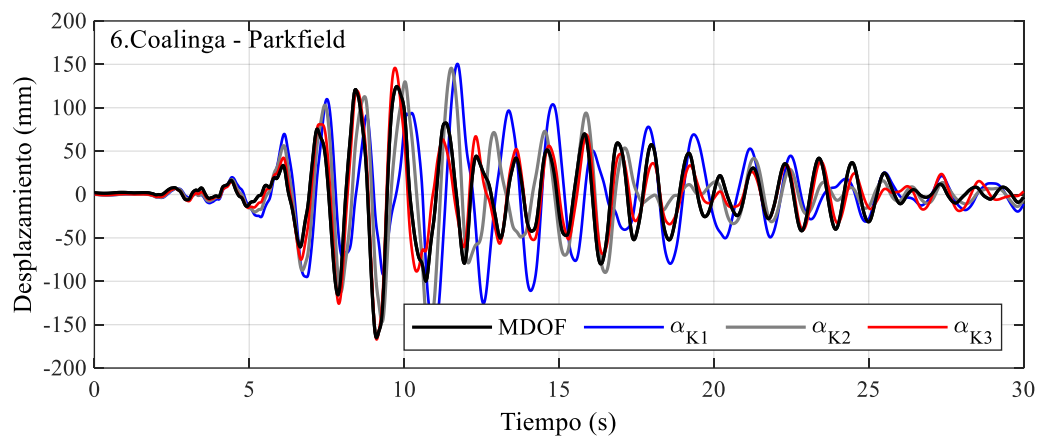
Desplazamientos del puente M4 en condición completa durante el sísmico #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



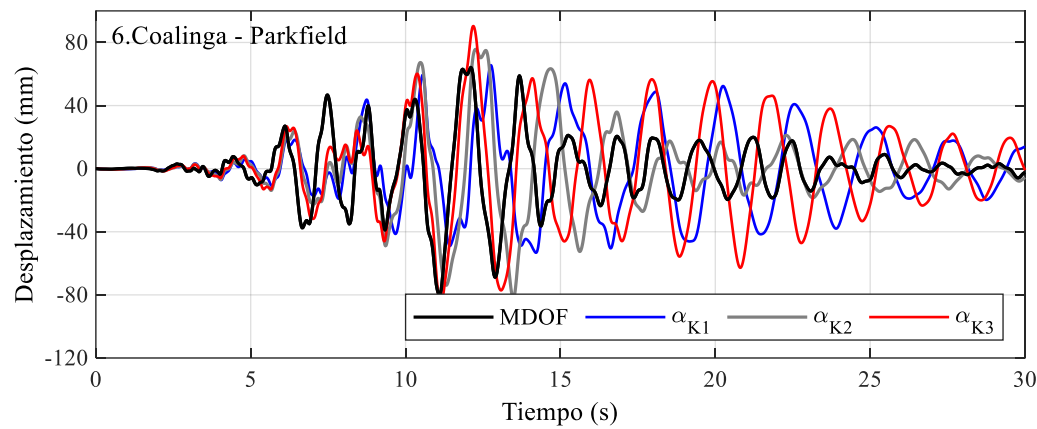
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



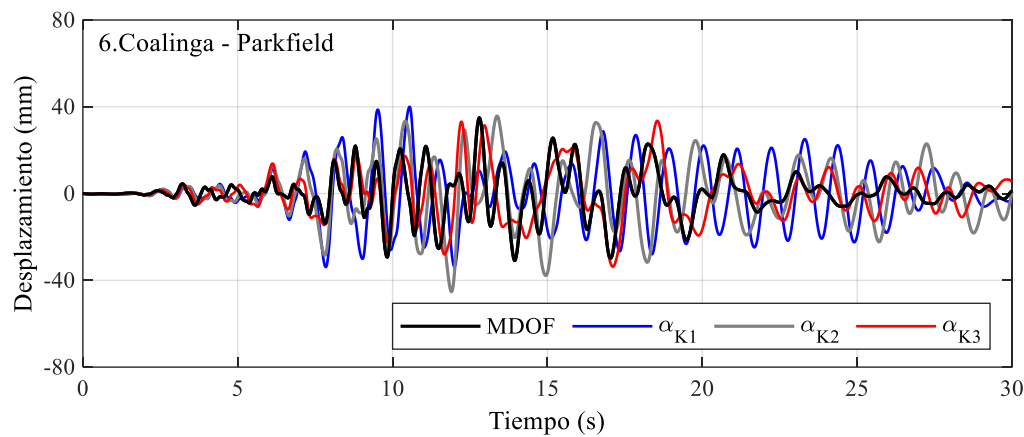
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #5, calculados mediante LDA con rigidez variable.



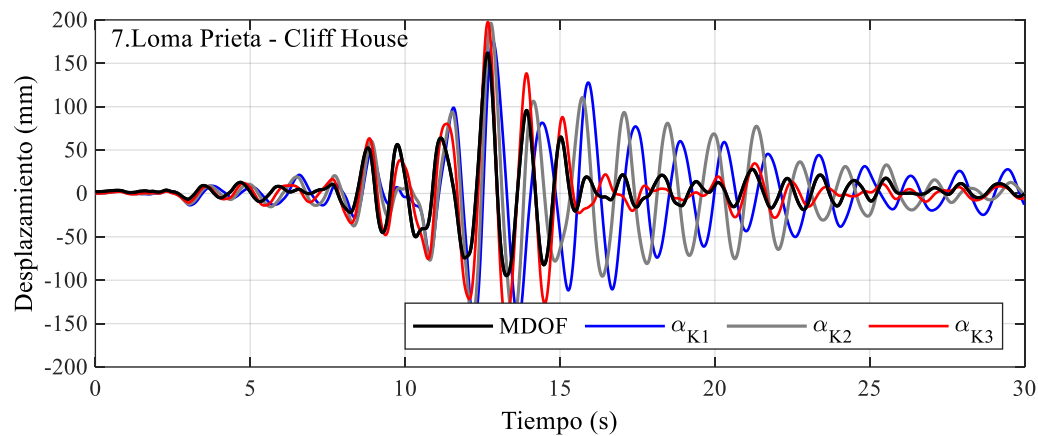
Desplazamientos del puente M4 en condición completa durante el sísmico #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



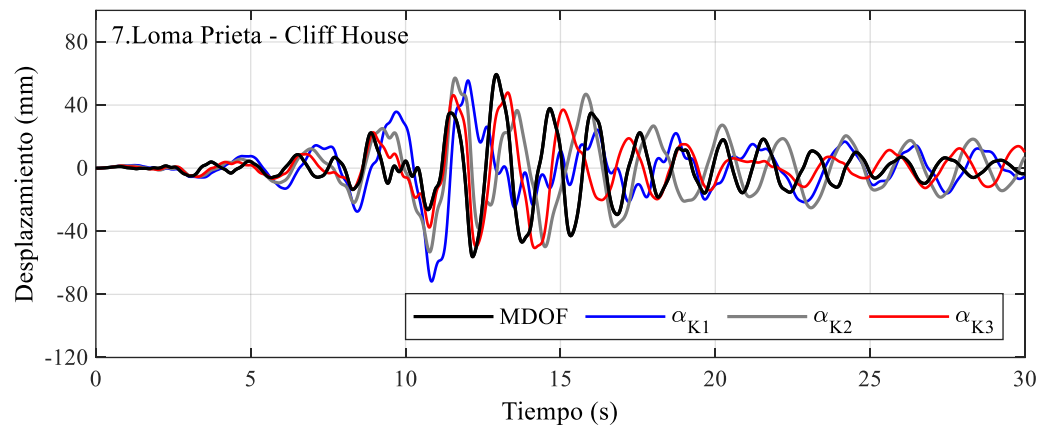
Desplazamientos de la etapa C1 del puente M4 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



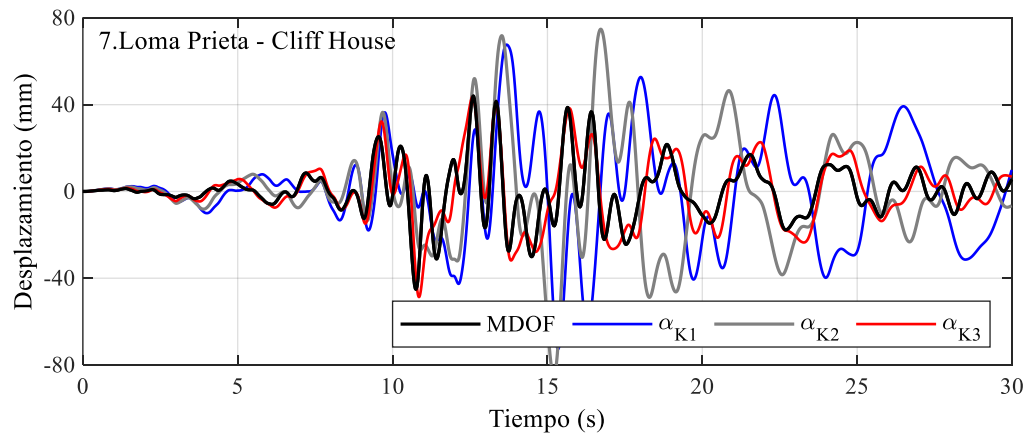
Desplazamientos de la etapa C2 del puente M4 durante el sismo #6, calculados mediante LDA con rigidez variable.



Desplazamientos del puente *M4* en condición completa durante el sísmico #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

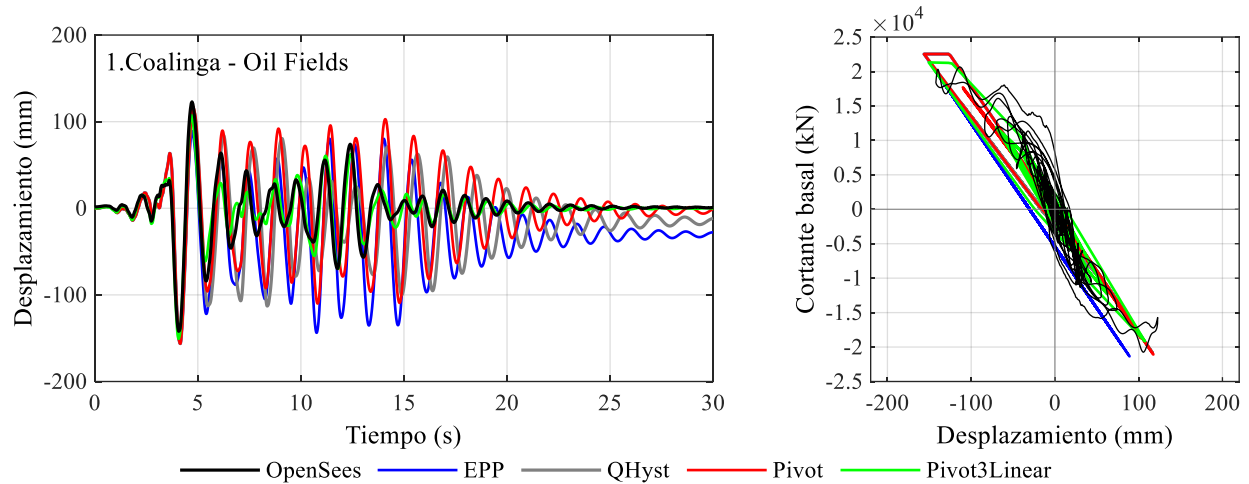


Desplazamientos de la etapa *C1* del puente *M4* durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

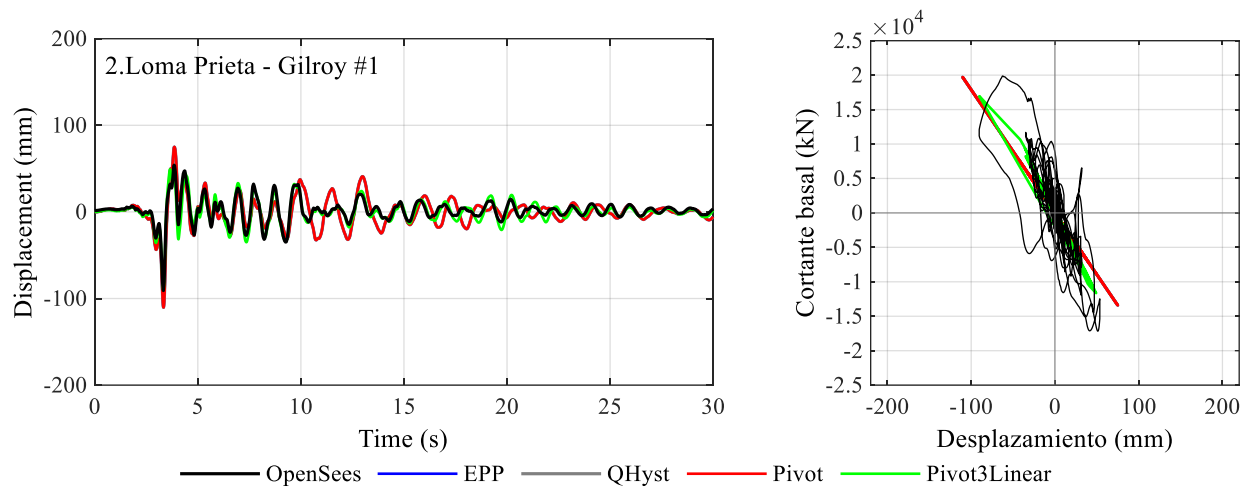


Desplazamientos de la etapa *C2* del puente *M4* durante el sismo #7, calculados mediante LDA con rigidez variable.

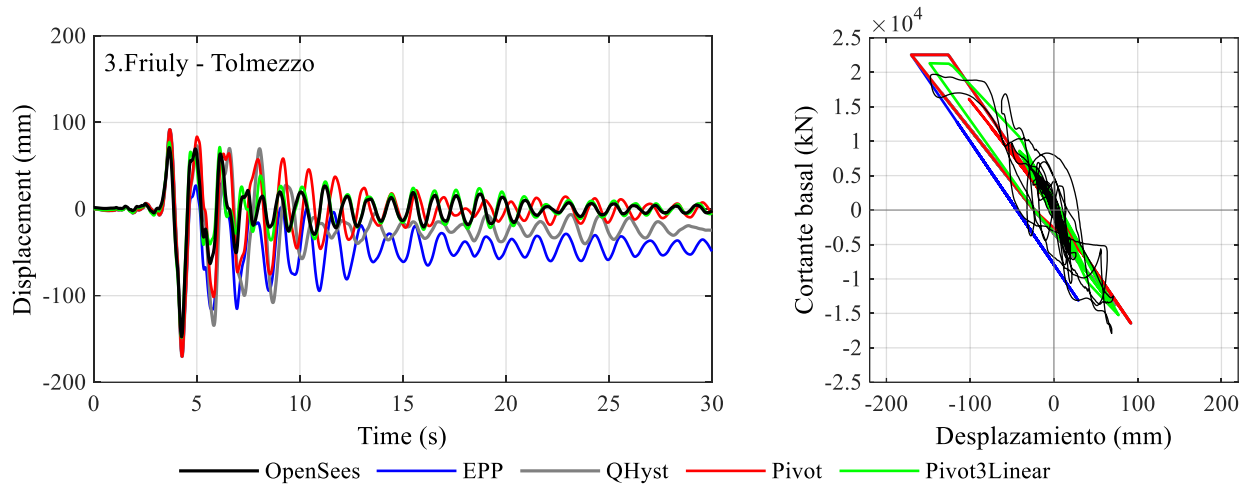
Apéndice O



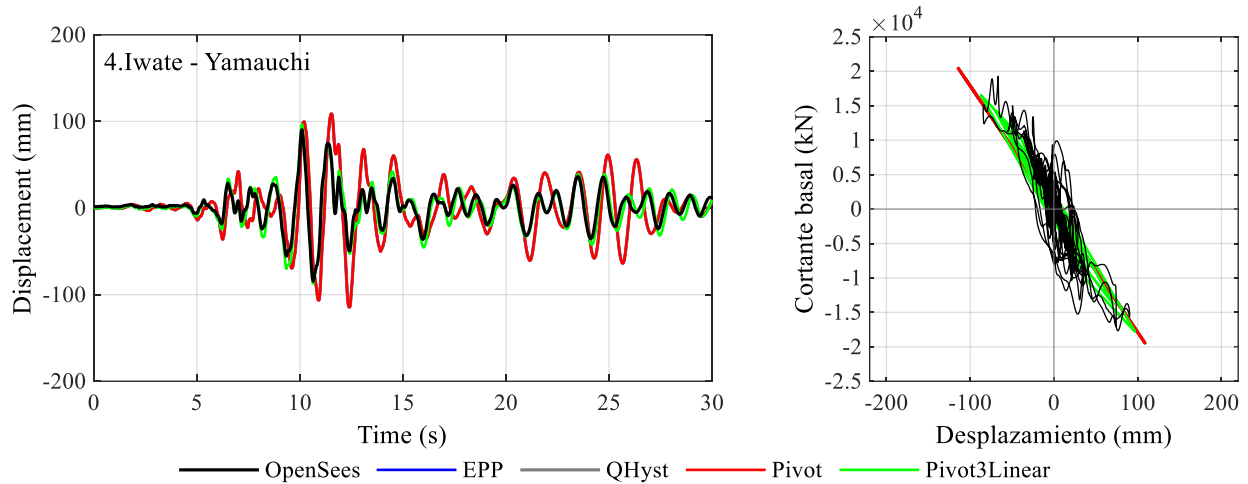
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #1 del Caso 1.



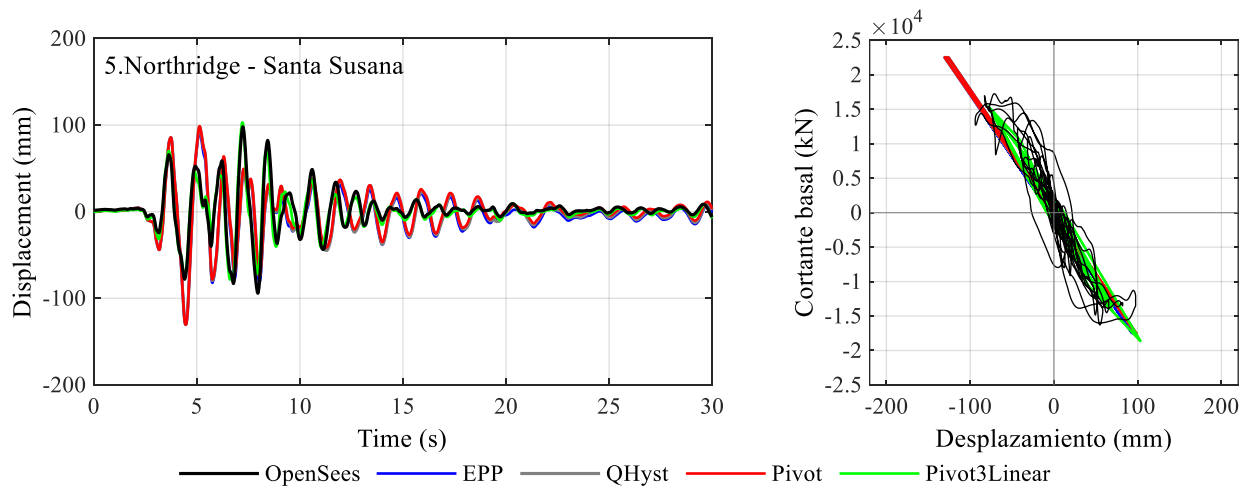
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #2 del Caso 1.



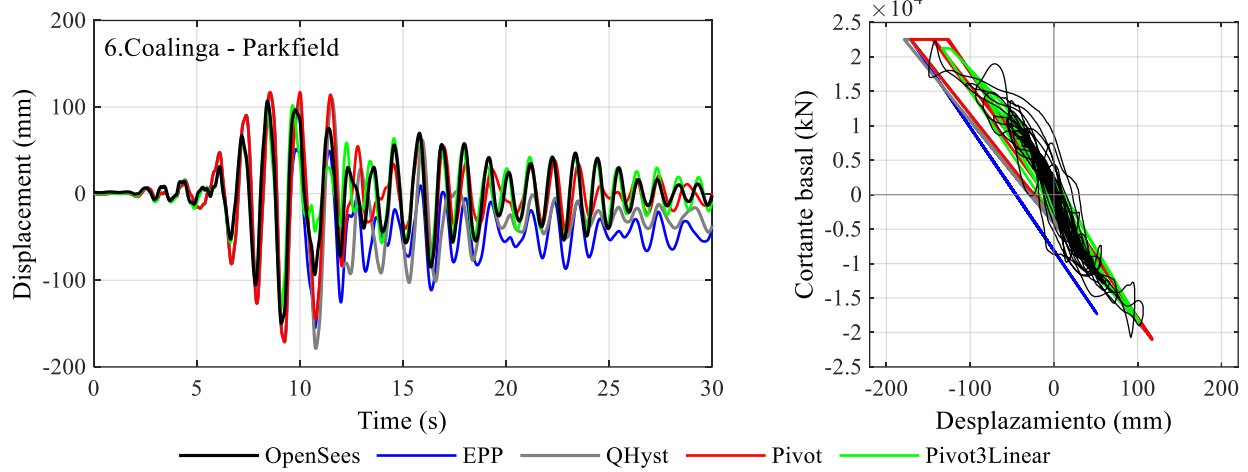
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante el registro #3 del Caso 1.



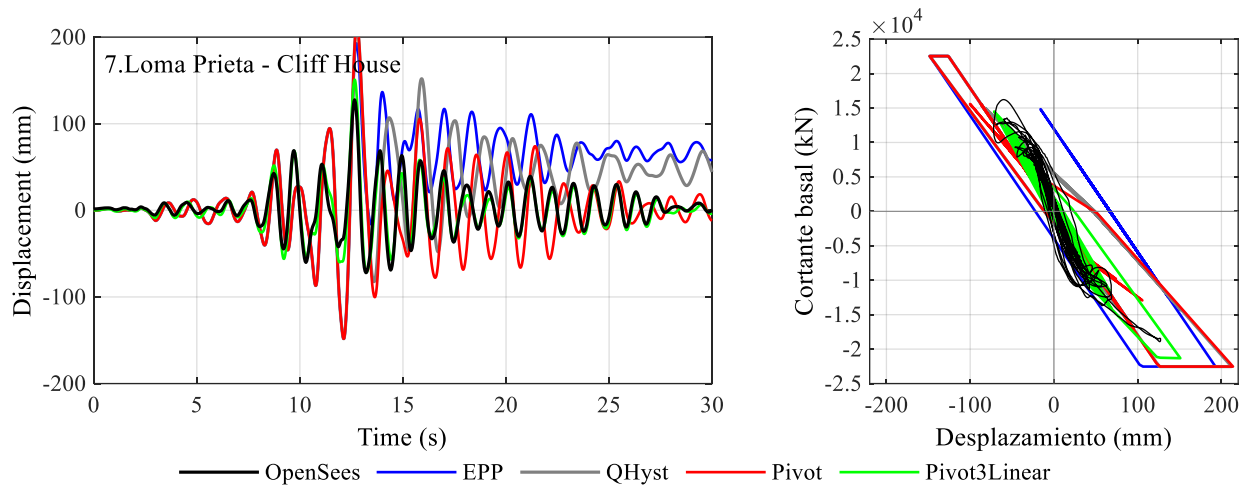
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante el registro #4 del Caso 1.



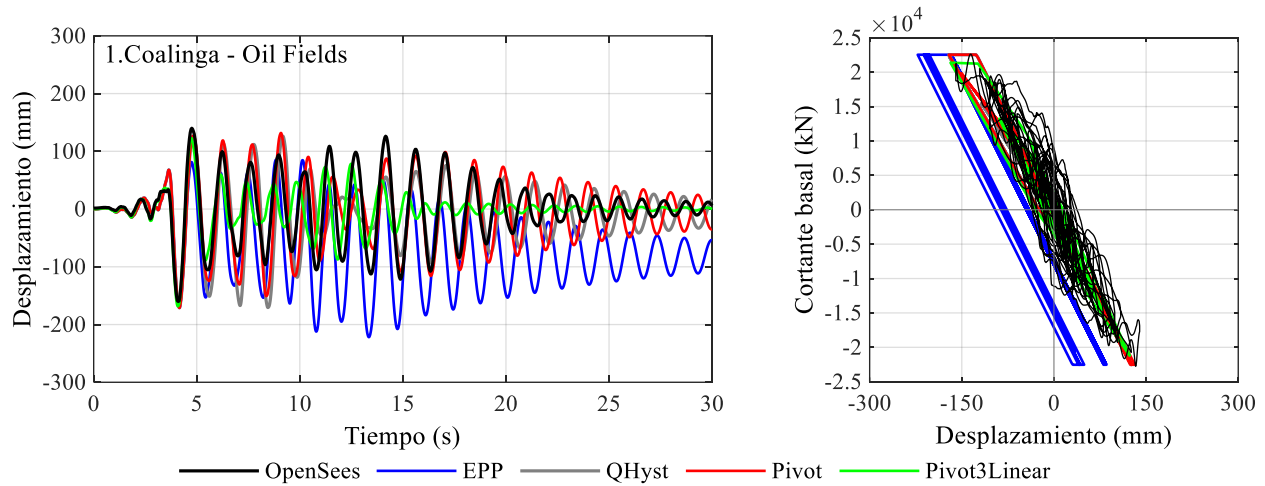
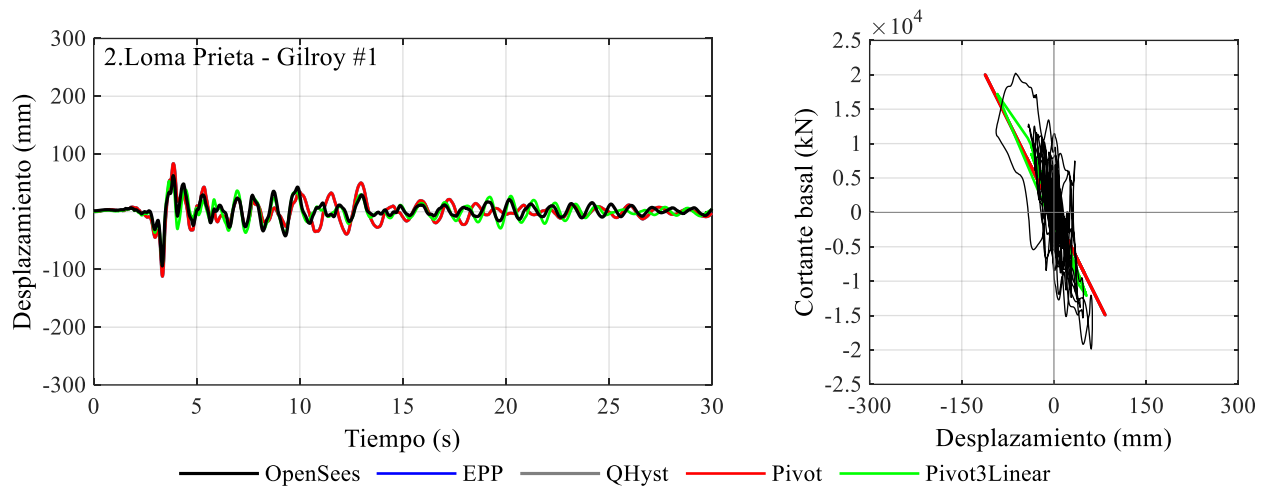
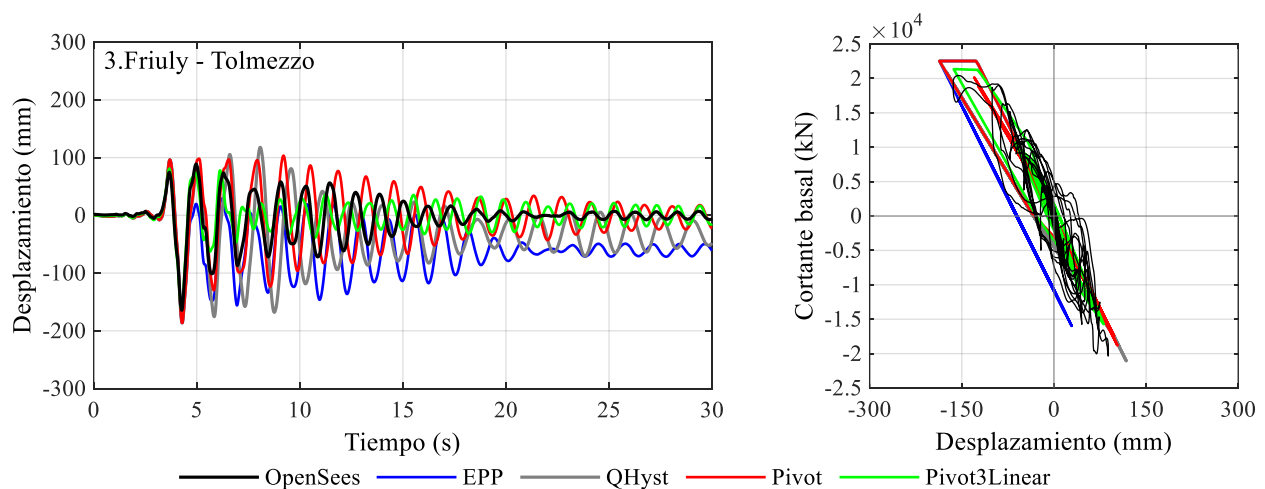
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M1 durante el registro #5 del Caso 1.

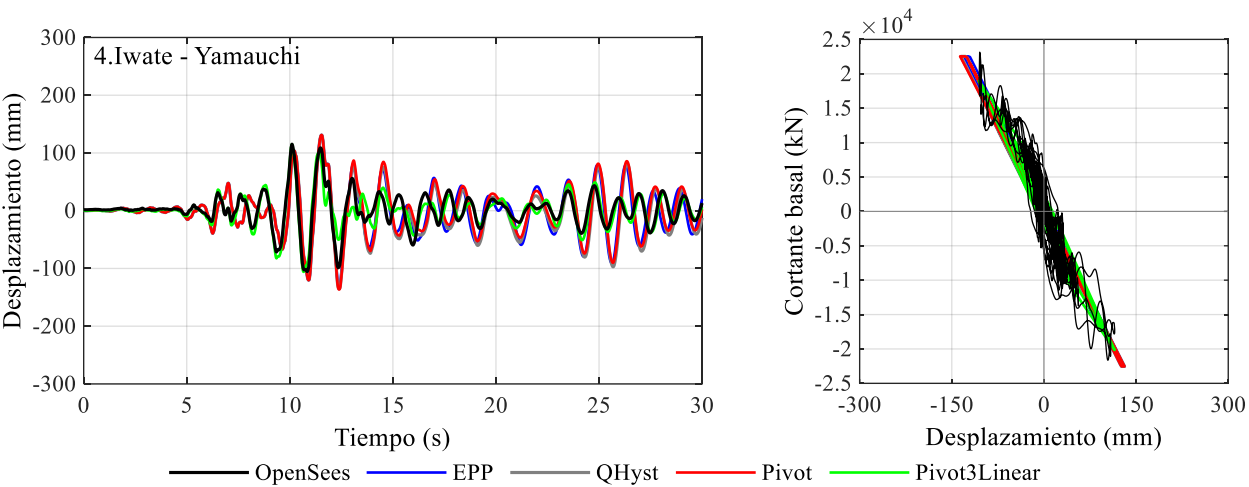


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #6 del Caso 1.

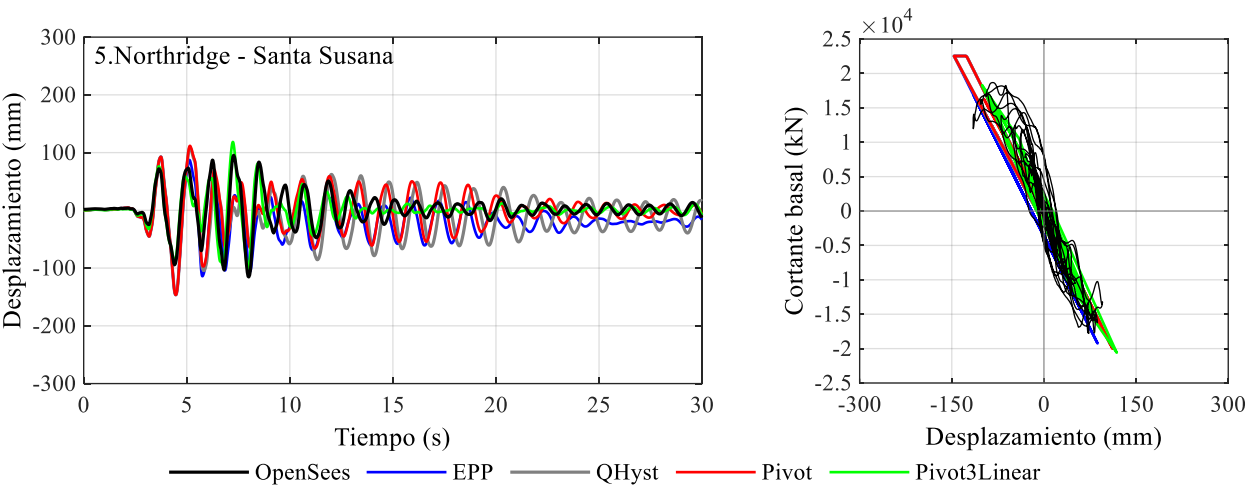


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #7 del Caso 1.

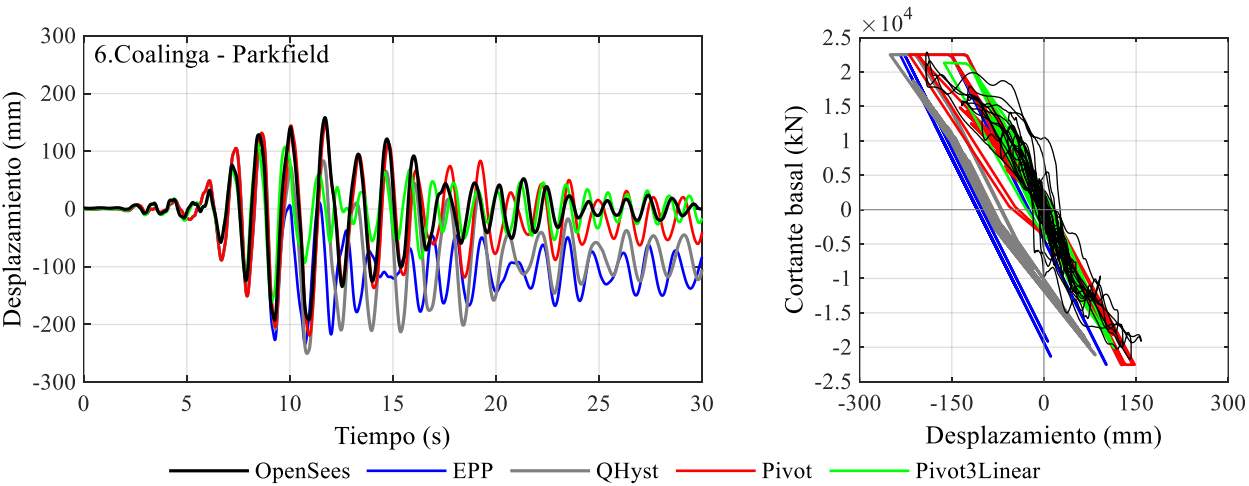
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #1 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #2 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #3 del Caso 2.



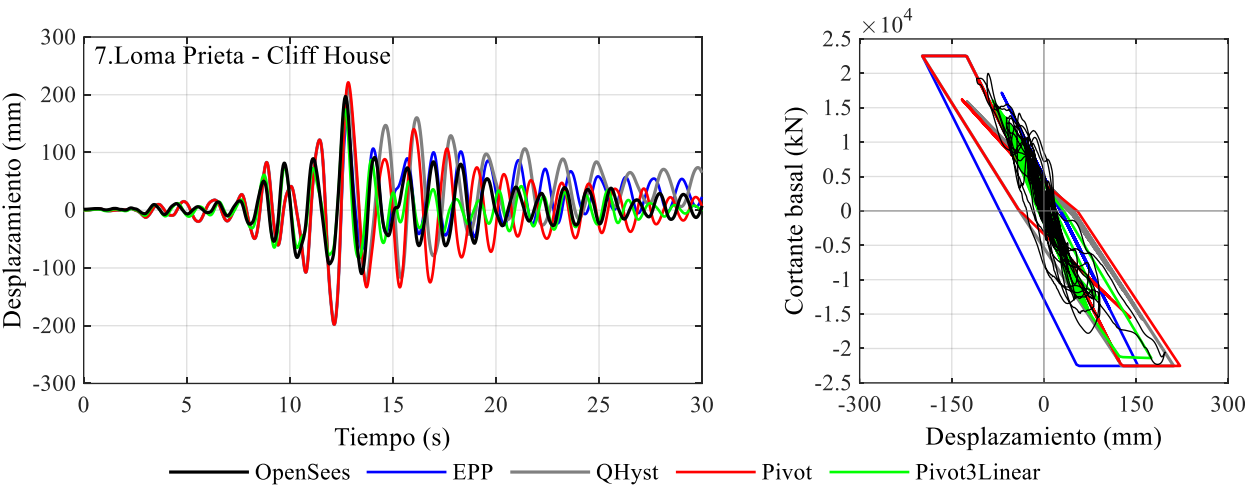
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #4 del Caso 2.



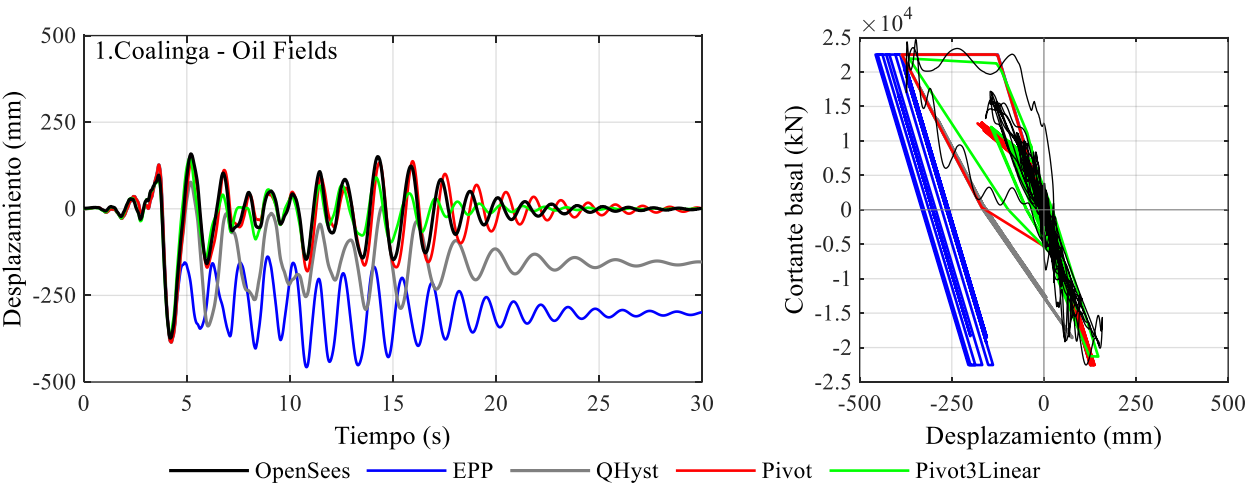
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #5 del Caso 2.



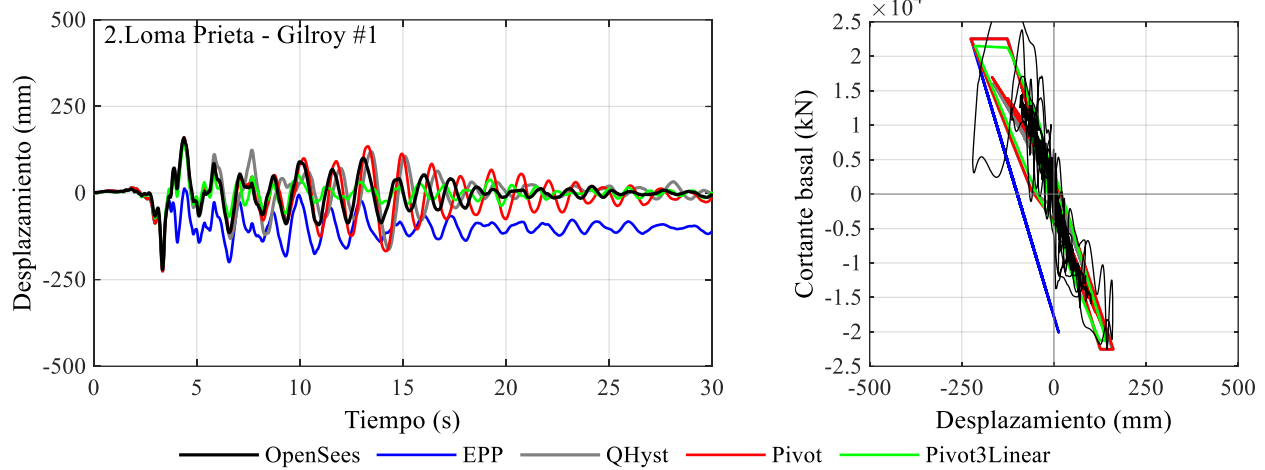
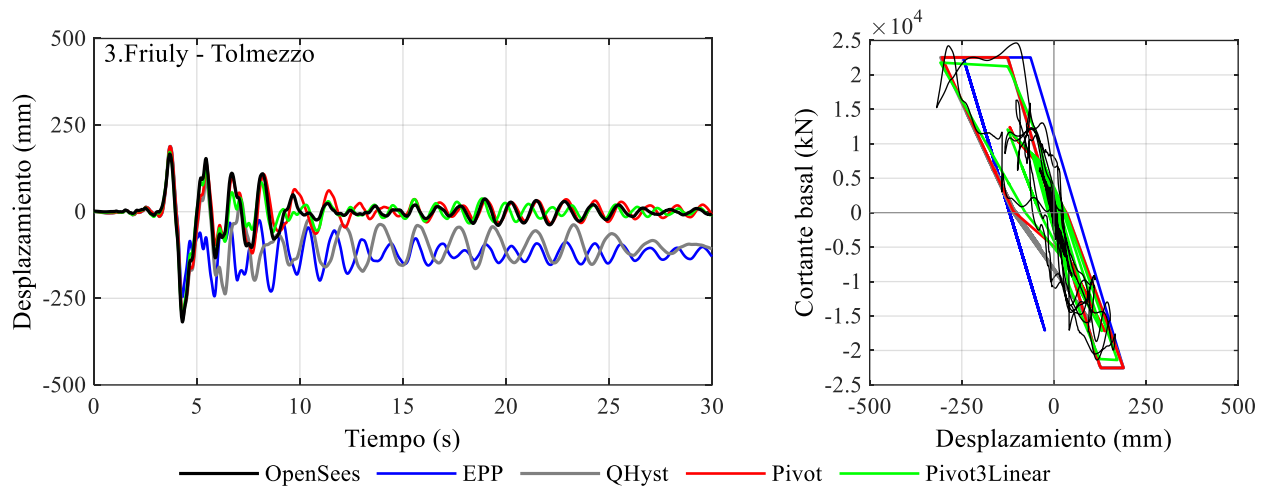
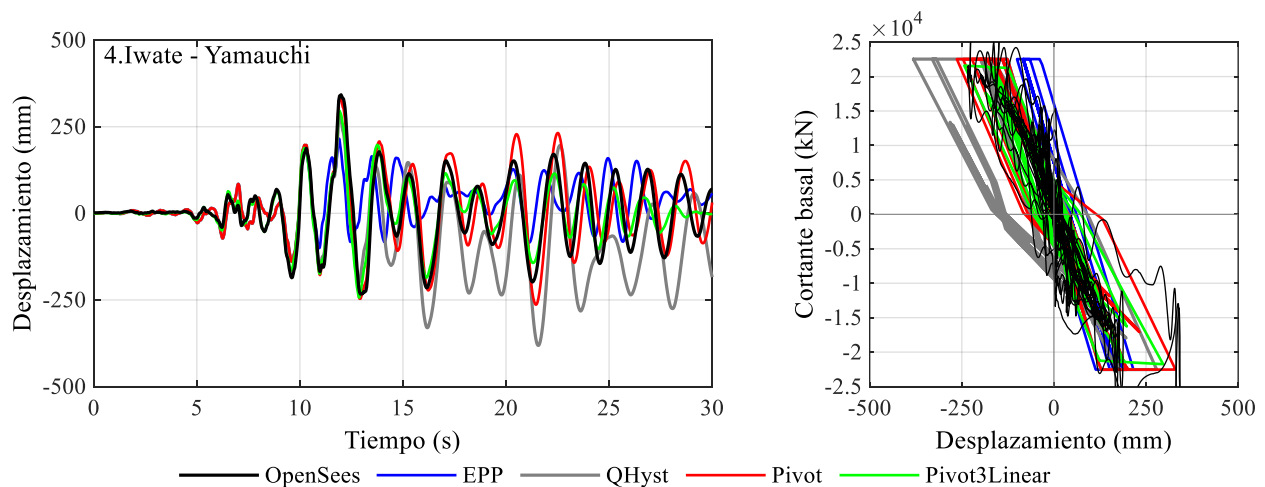
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #6 del Caso 2.

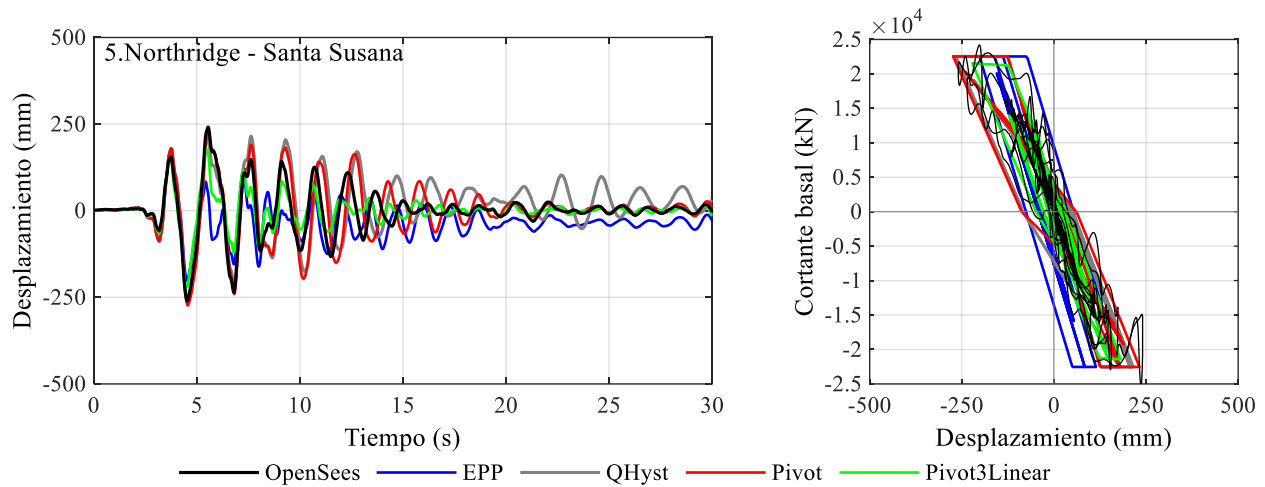
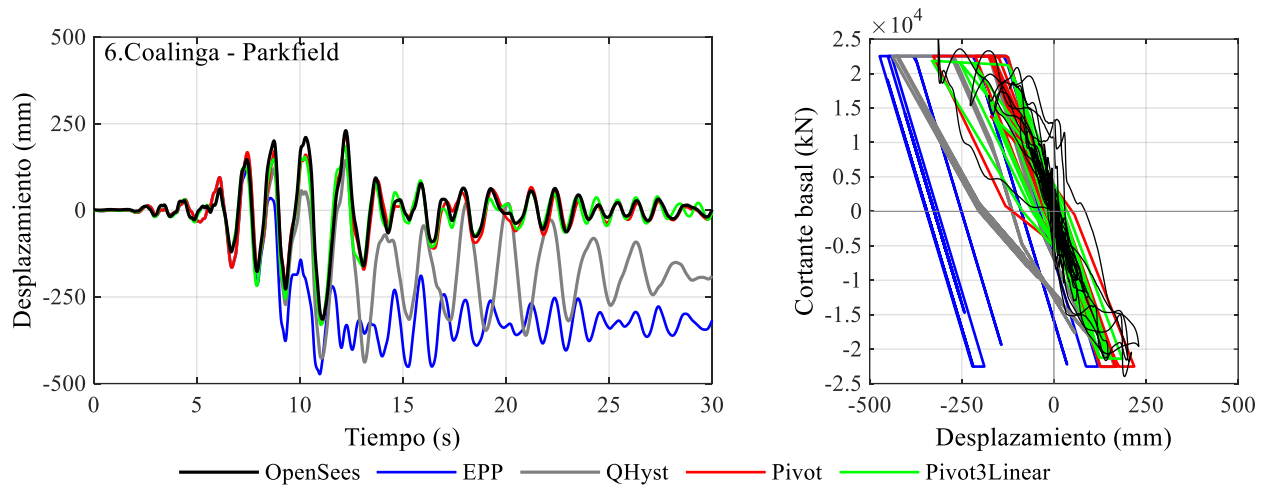
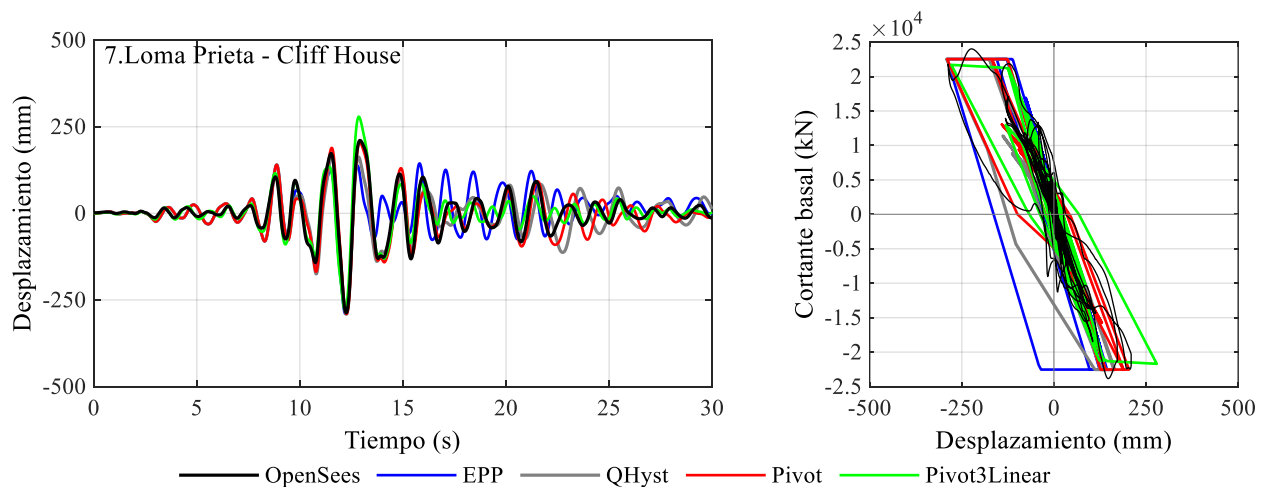


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #7 del Caso 2.

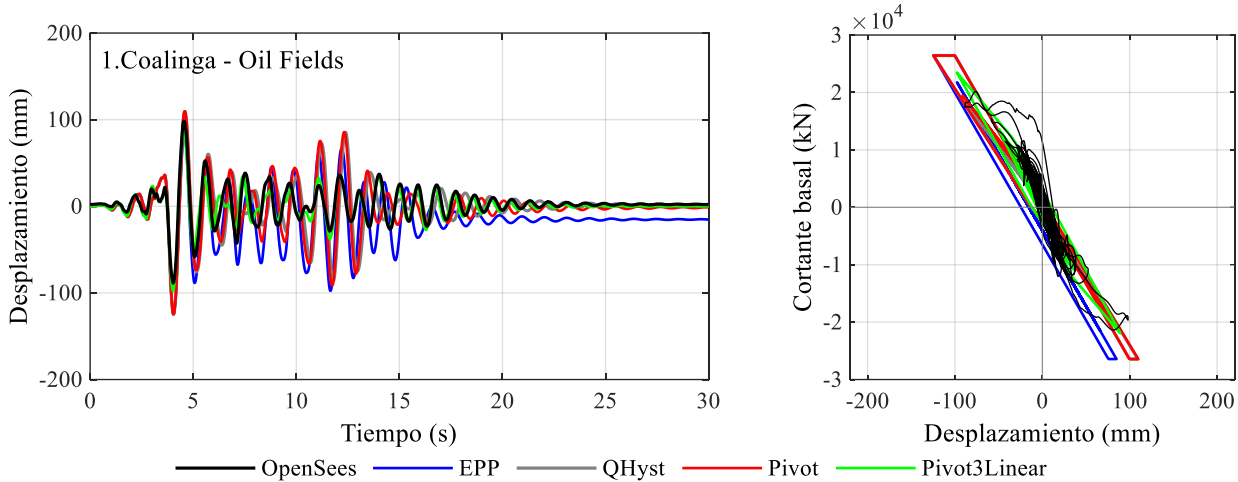


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #1 del Caso 3.

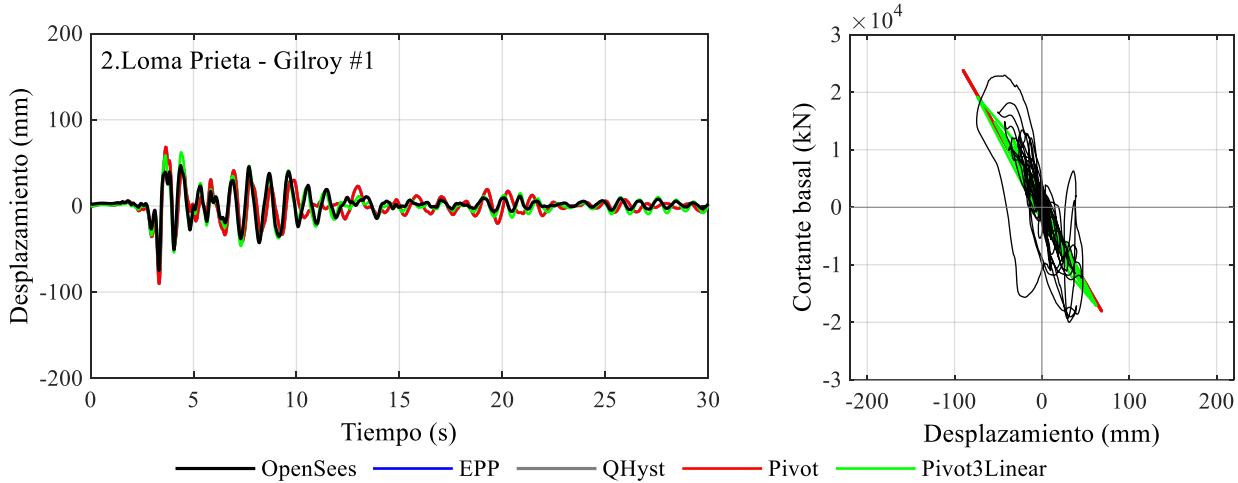
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #2 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #3 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #4 del Caso 3.

Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #5 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #6 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M1* durante el registro #7 del Caso 3.

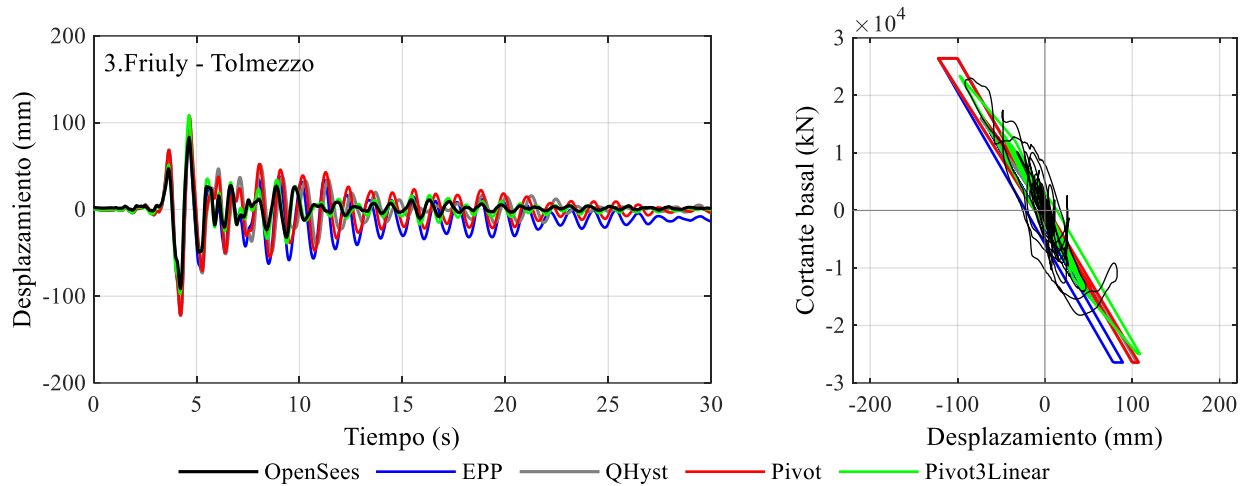
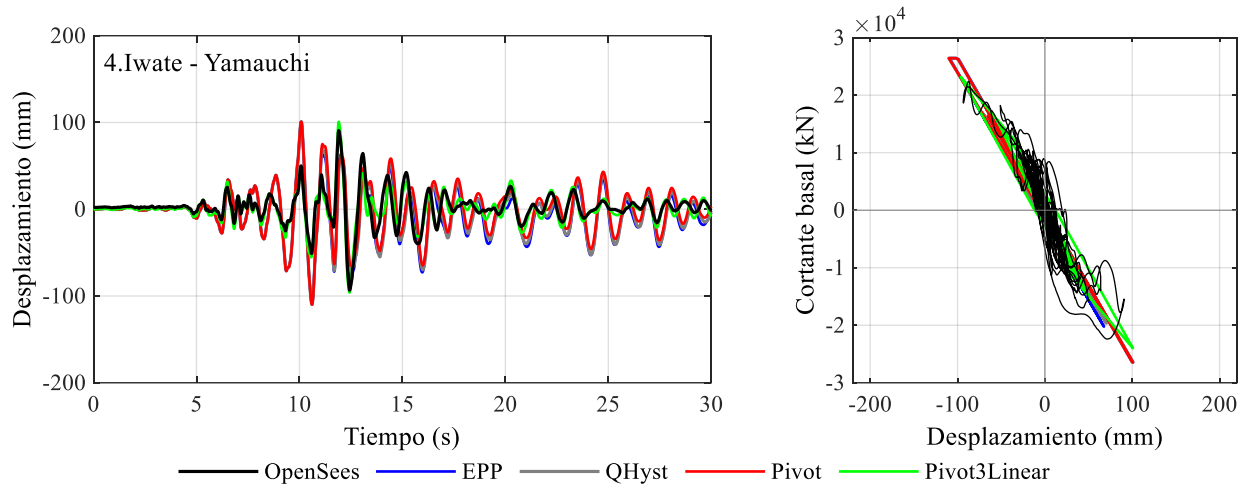
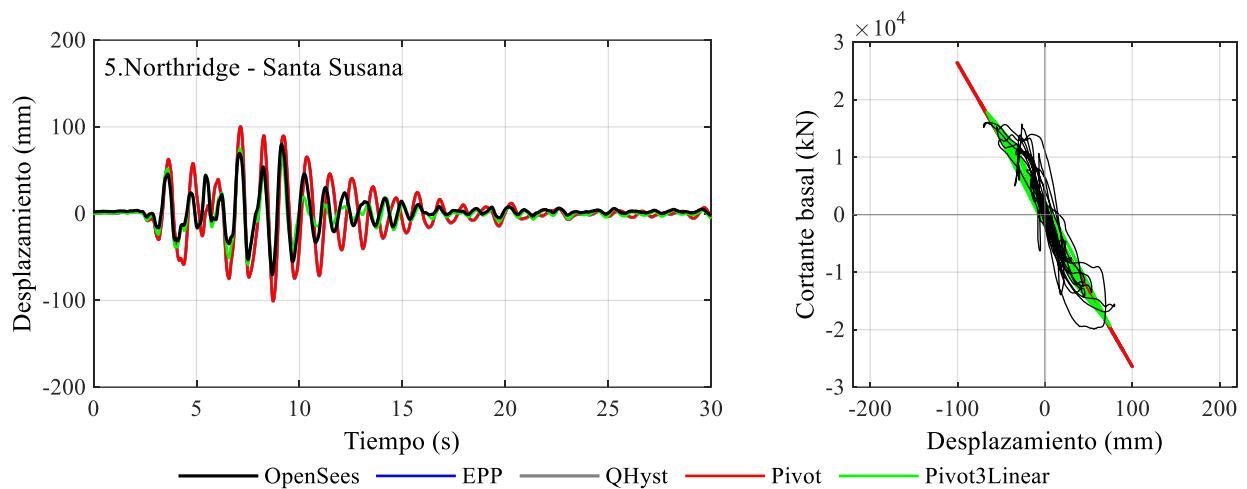
Apéndice P

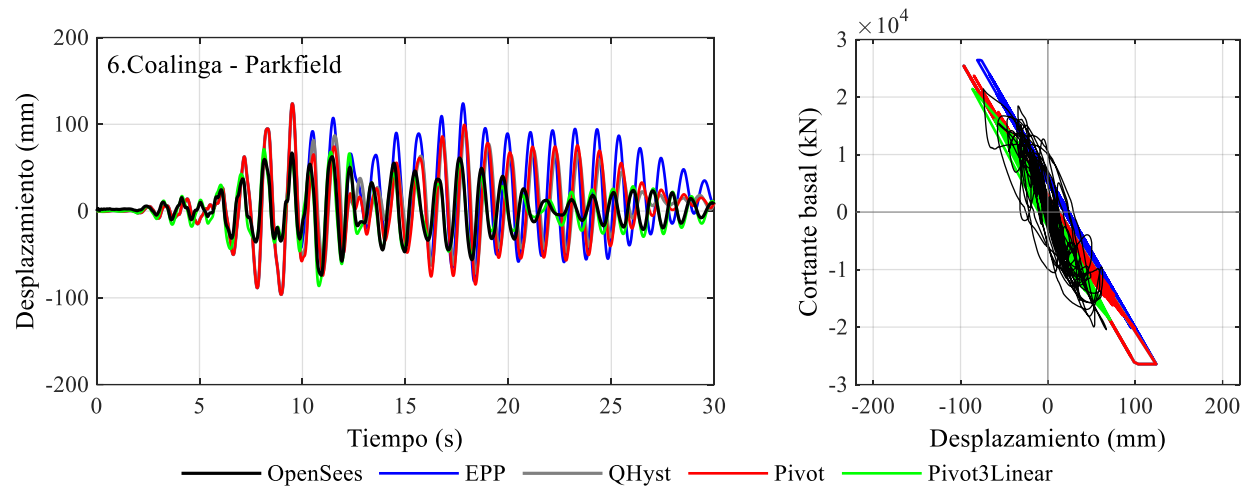


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #1 del Caso 1.

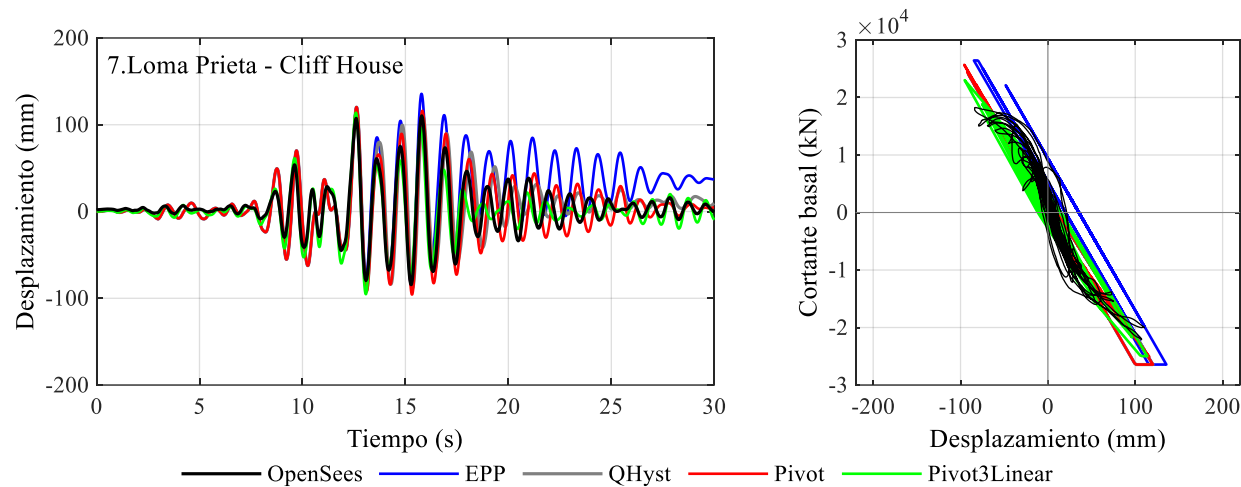


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #2 del Caso 1.

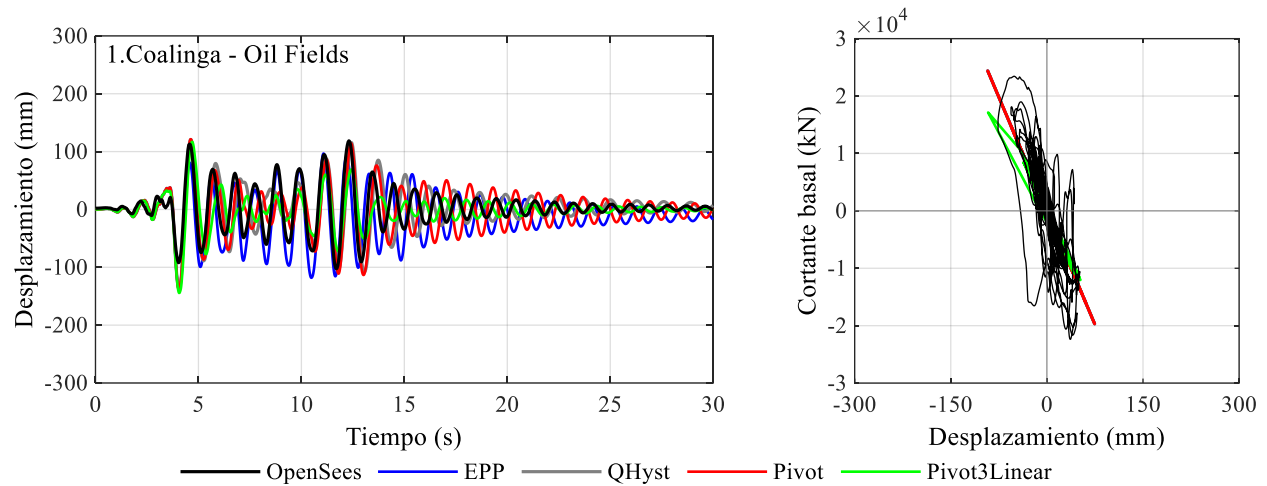
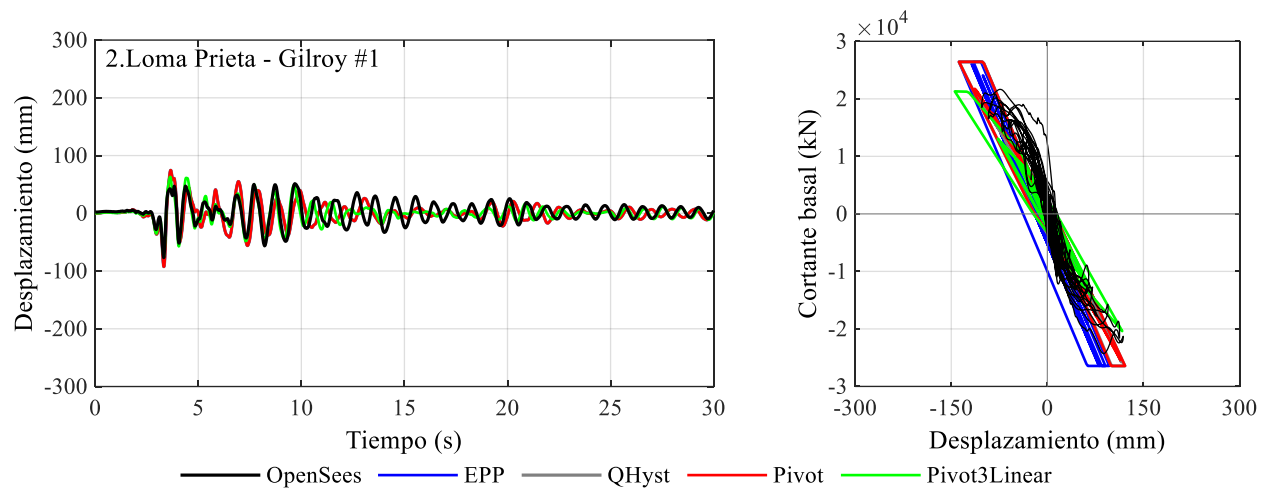
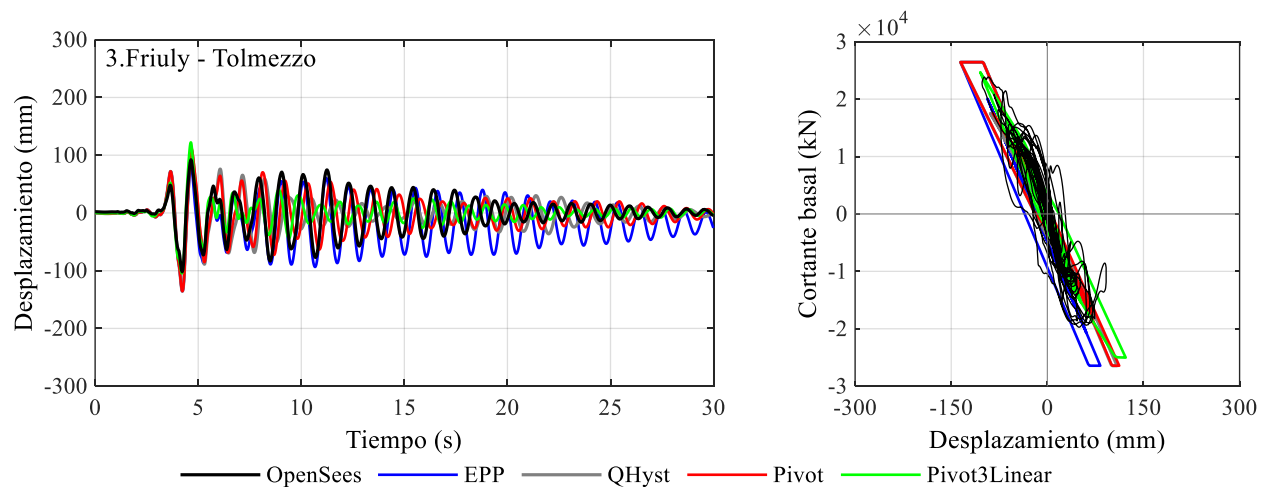
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #3 del Caso 1.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #4 del Caso 1.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #5 del Caso 1.

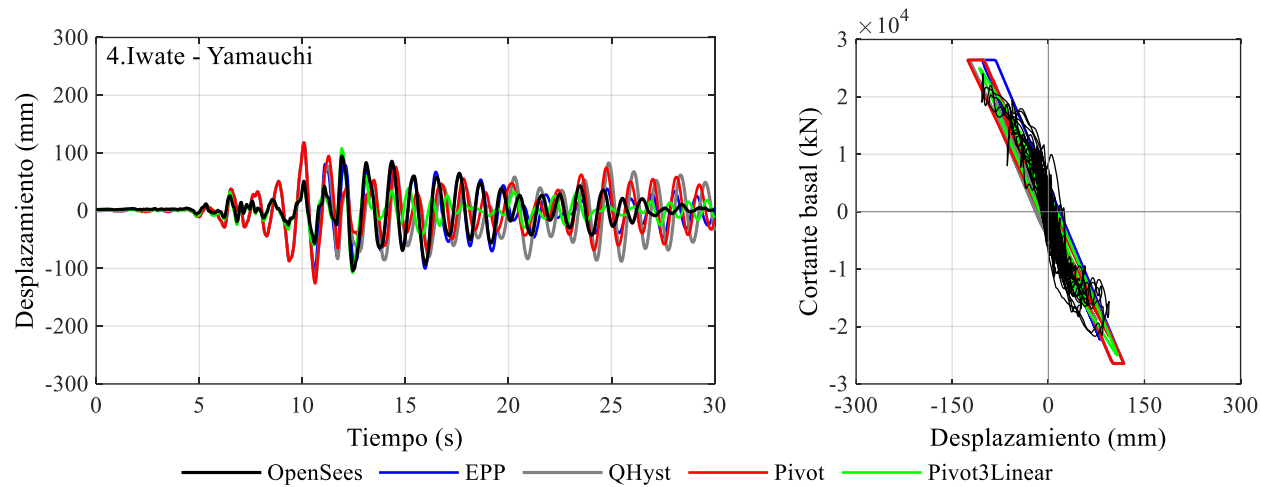


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #6 del Caso 1.

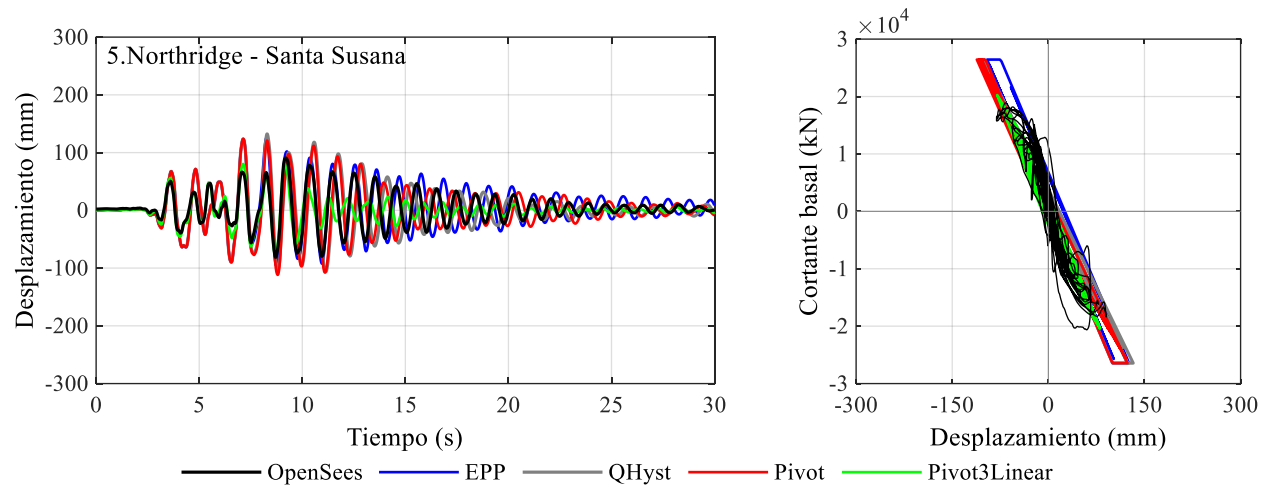


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #7 del Caso 1.

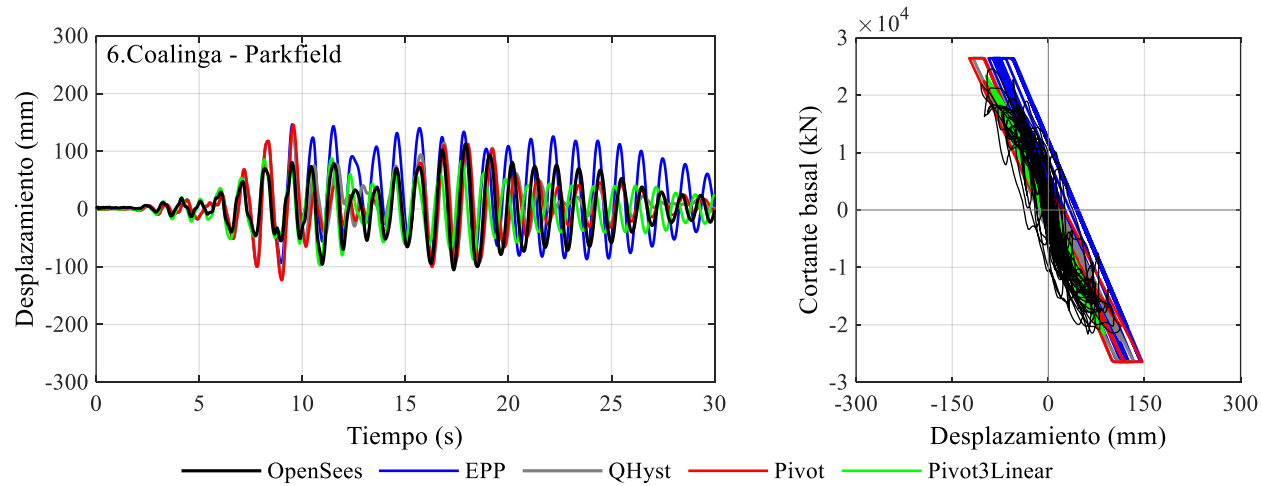
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #1 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #2 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #3 del Caso 2.



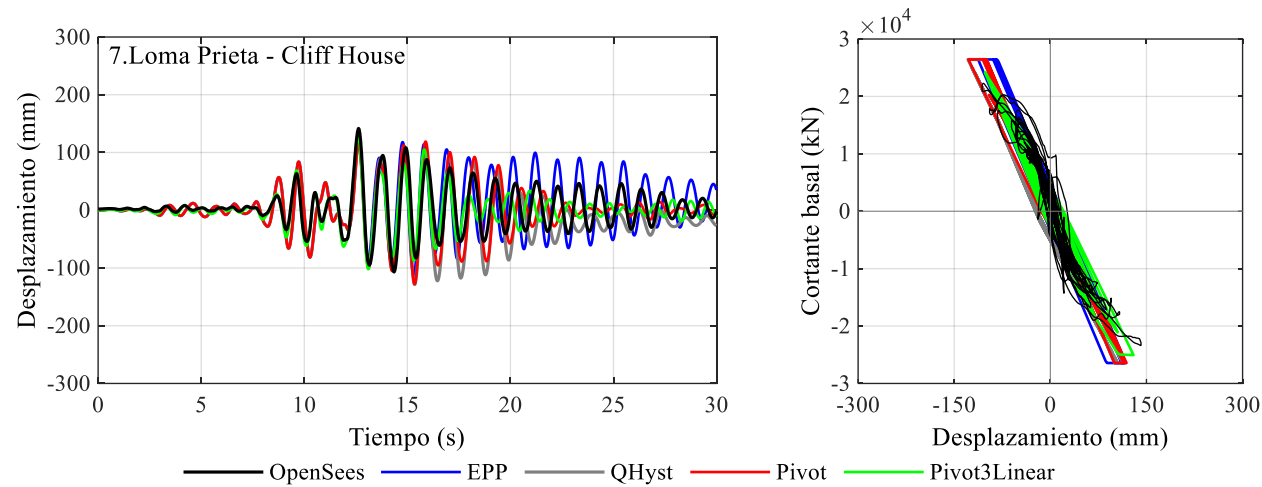
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #4 del Caso 2.



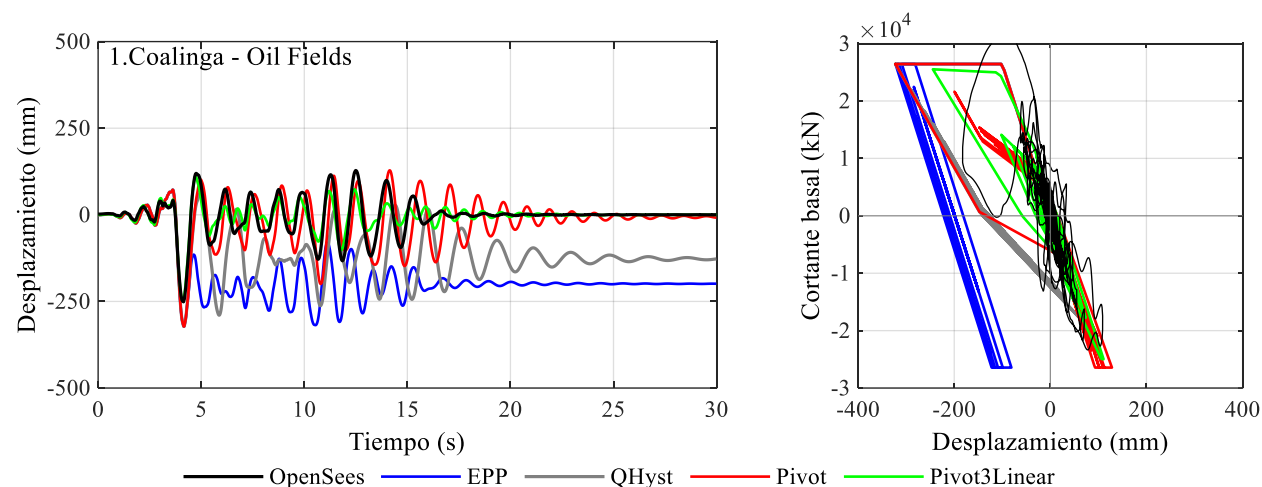
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #5 del Caso 2.



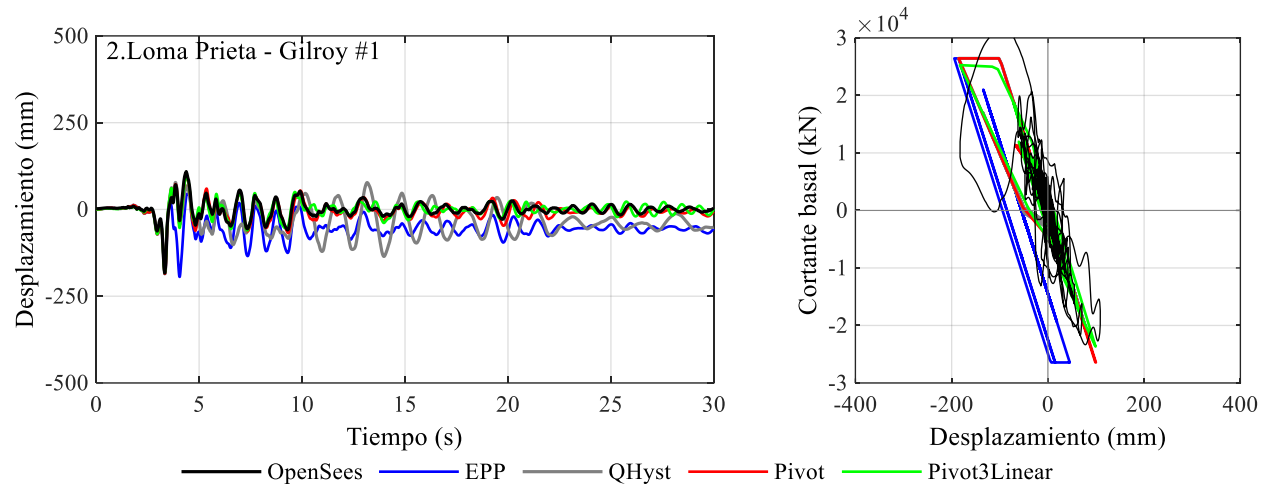
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #6 del Caso 2.



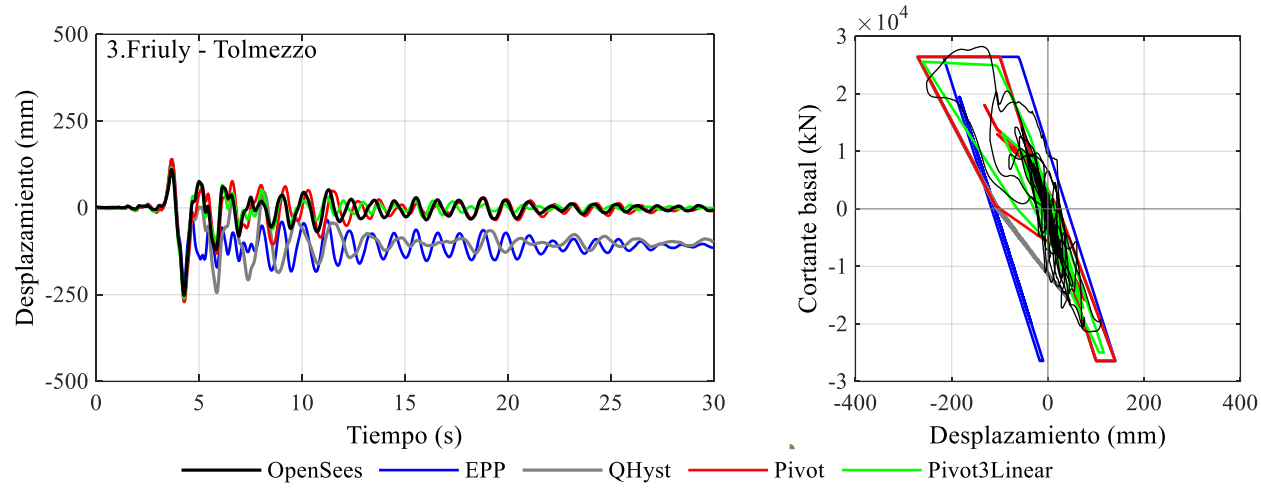
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #7 del Caso 2.



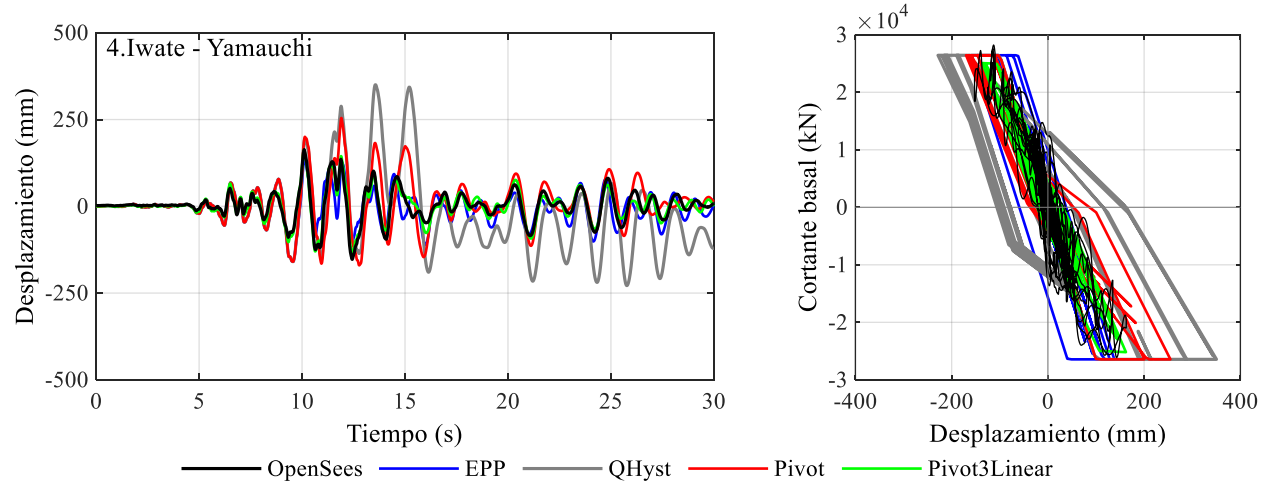
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #1 del Caso 3.



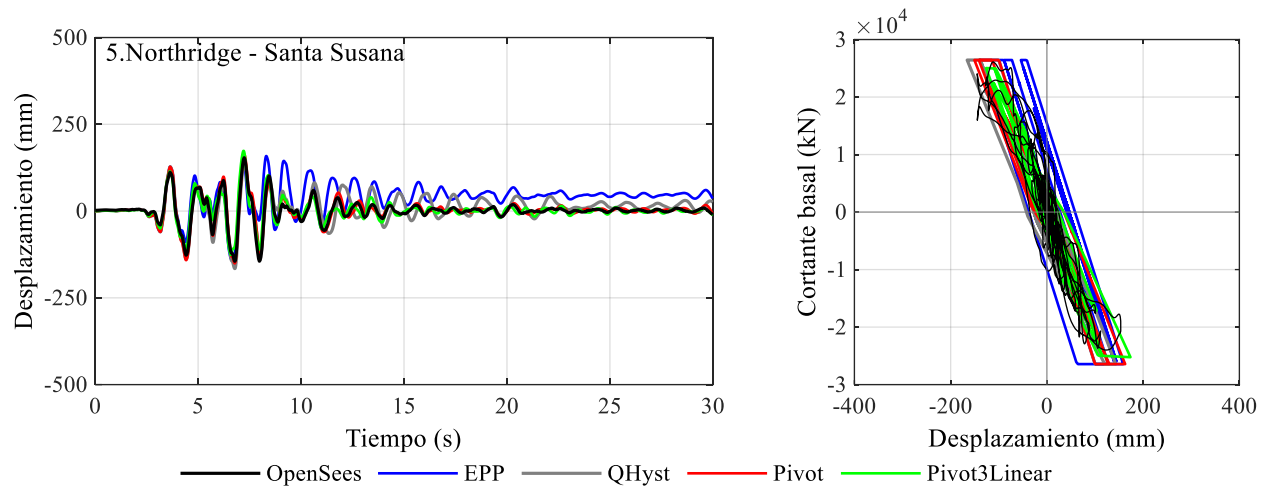
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #2 del Caso 3.



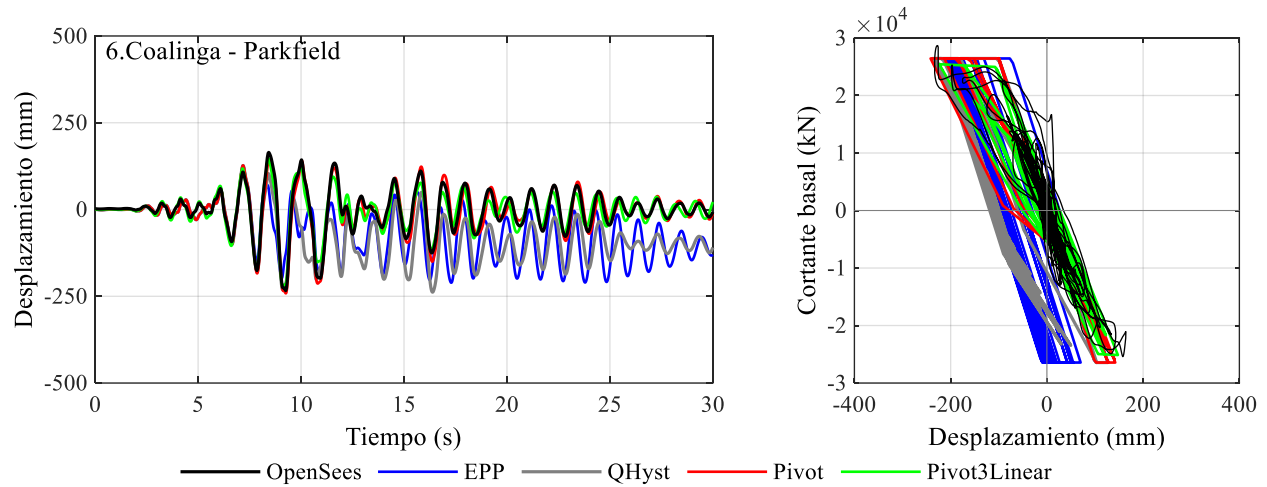
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #3 del Caso 3.



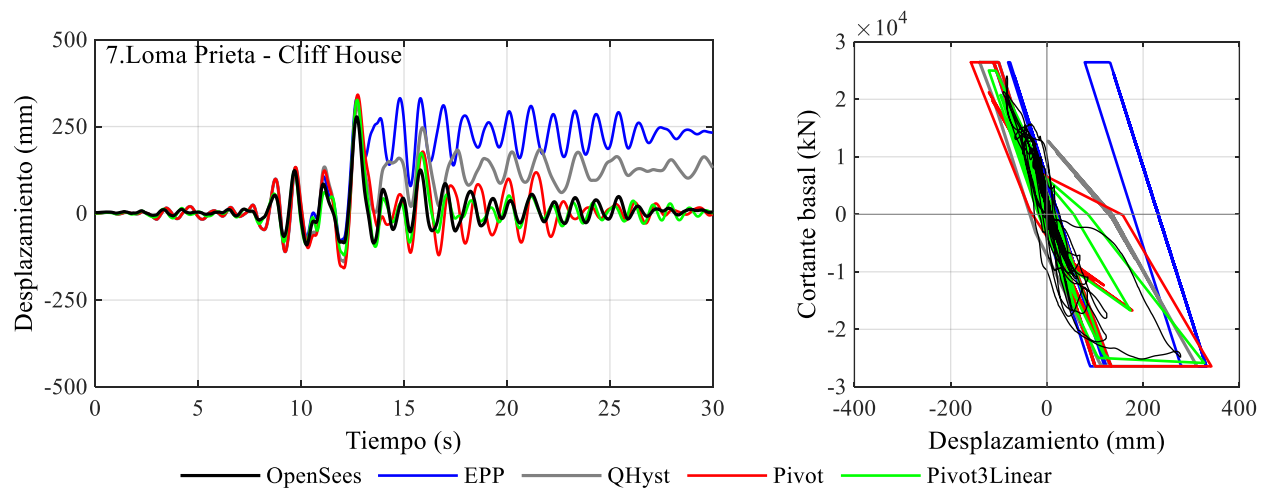
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M2* durante el registro #4 del Caso 3.



Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante el registro #5 del Caso 3.

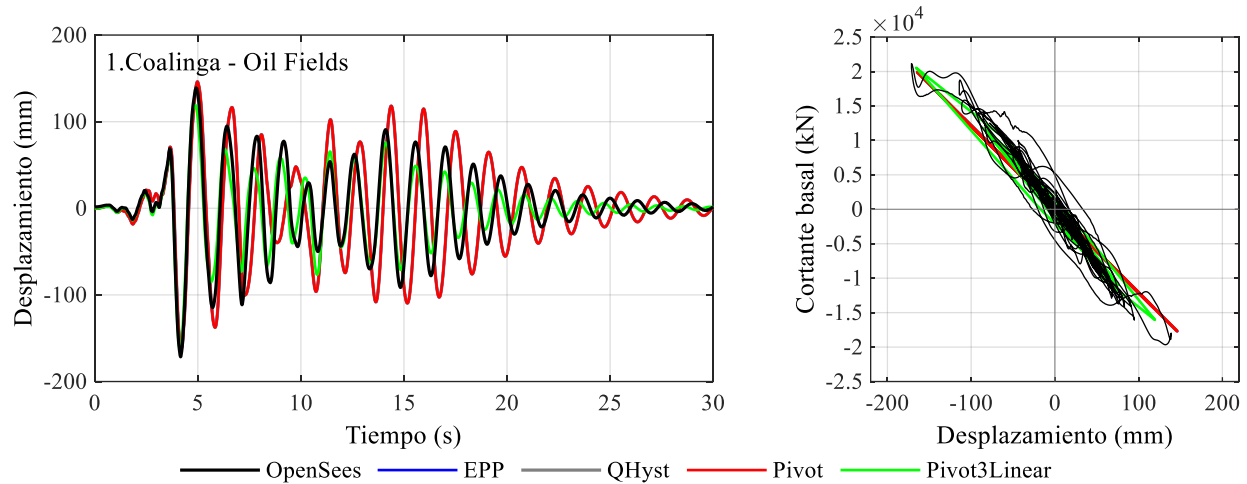


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante el registro #6 del Caso 3.

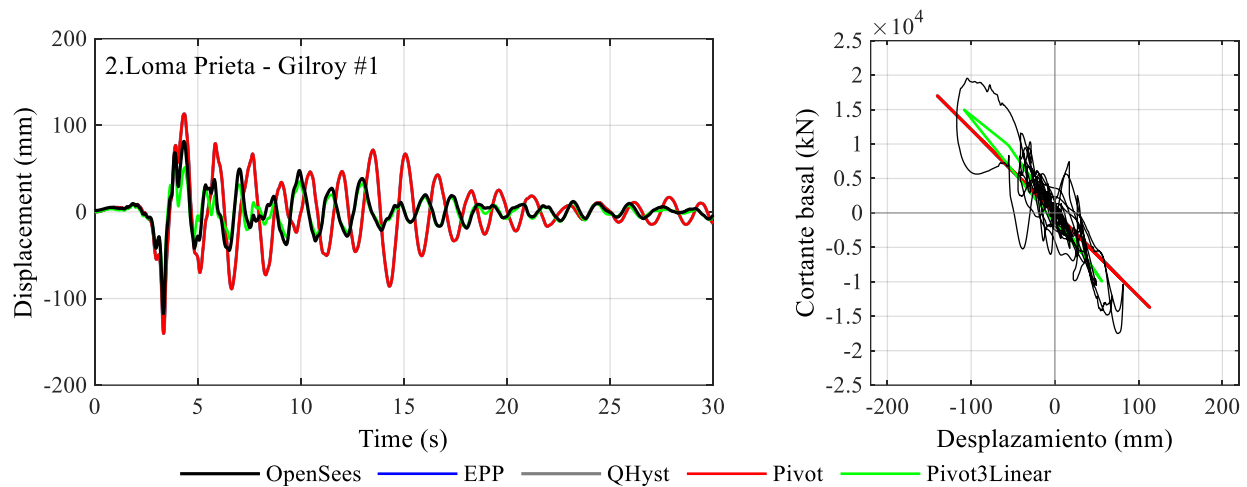


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M2 durante el registro #7 del Caso 3.

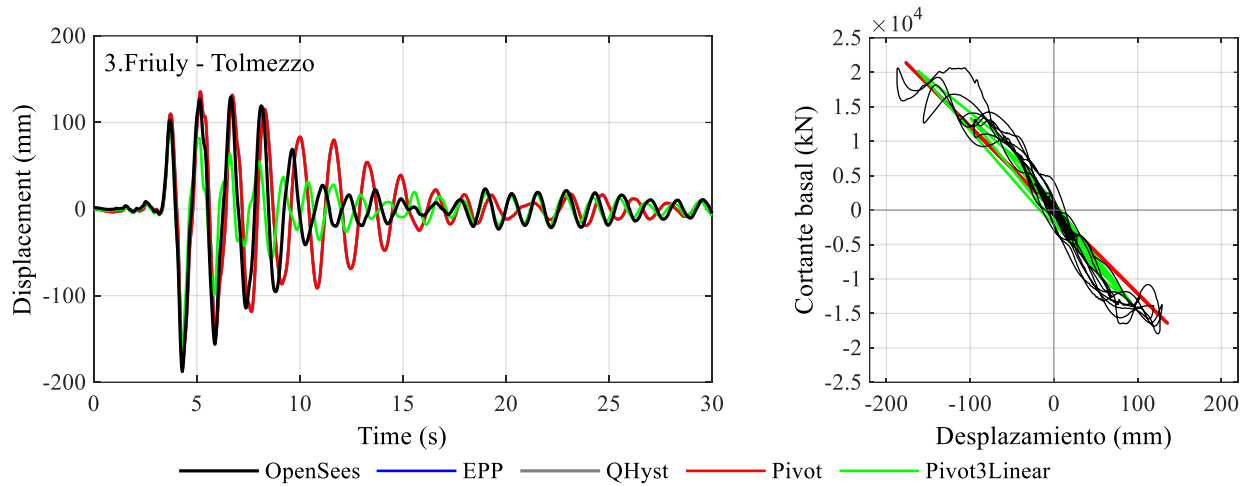
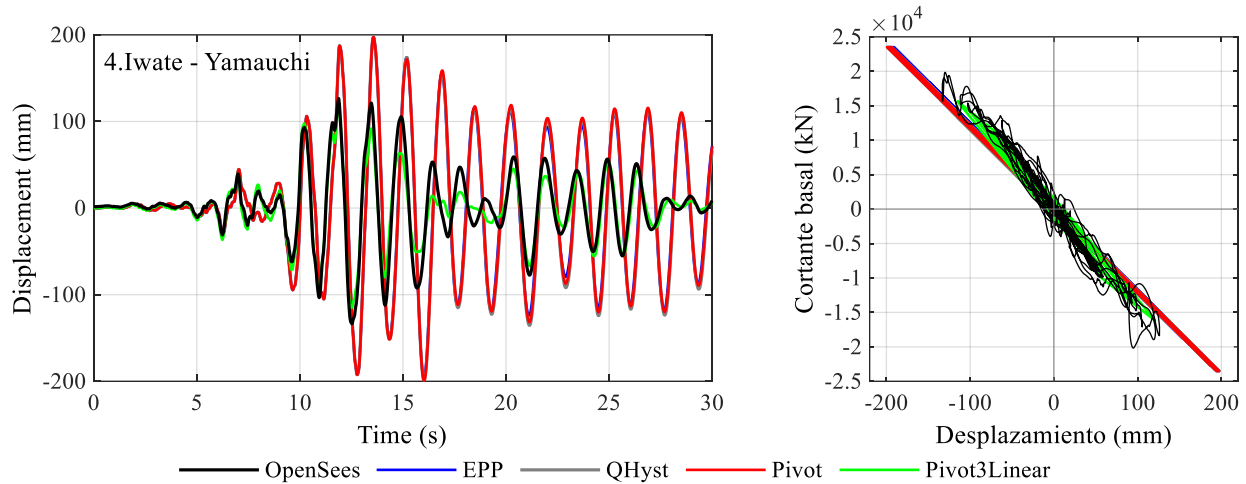
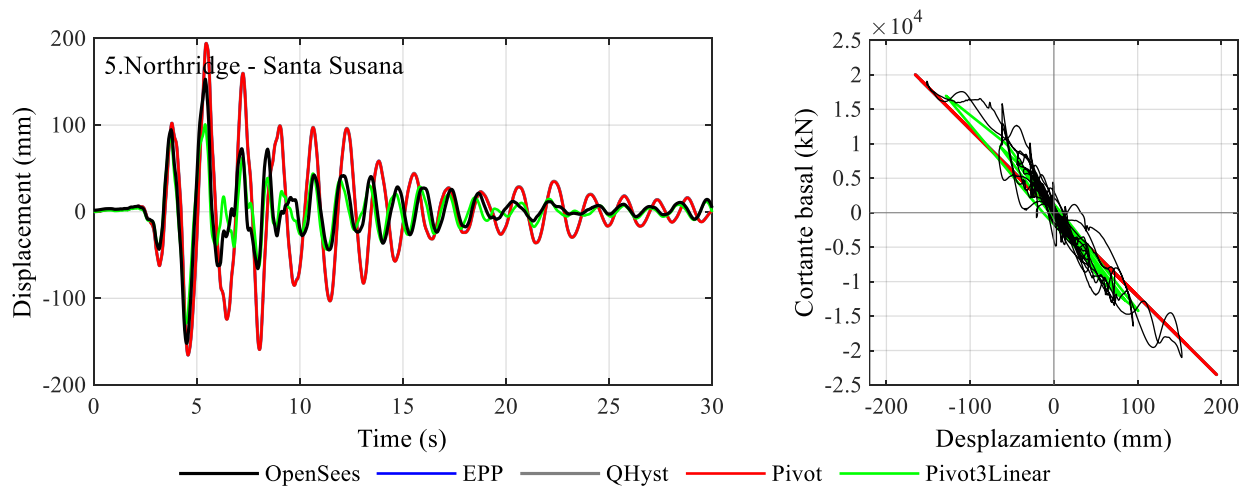
Apéndice Q

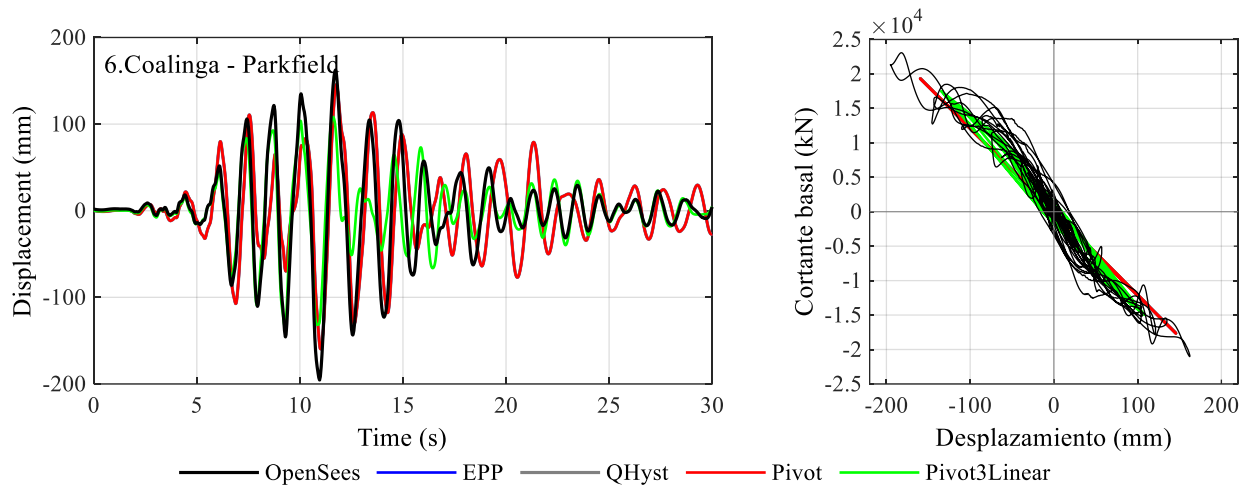


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #1 del Caso 1.

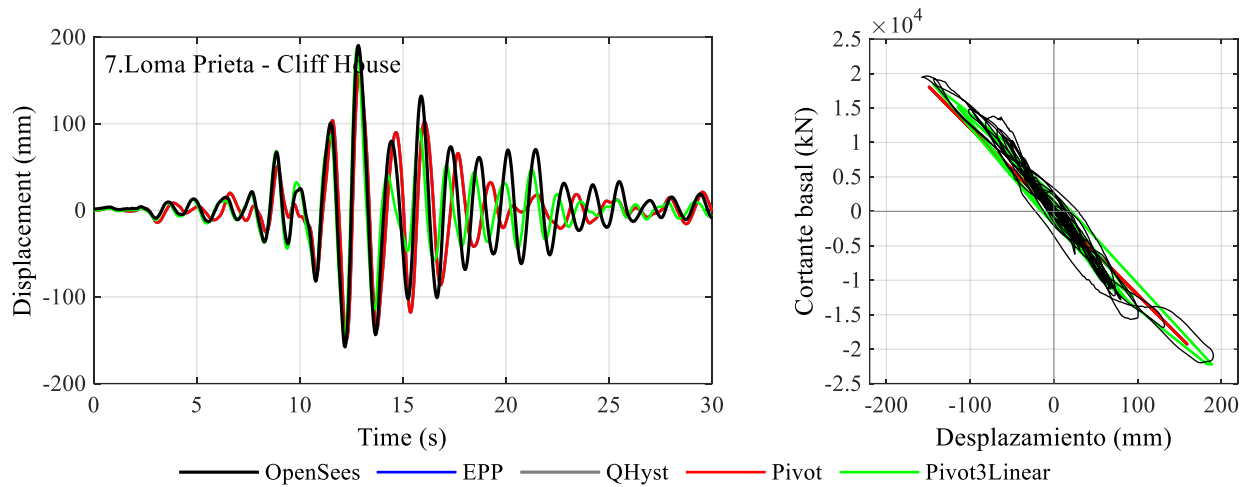


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #2 del Caso 1.

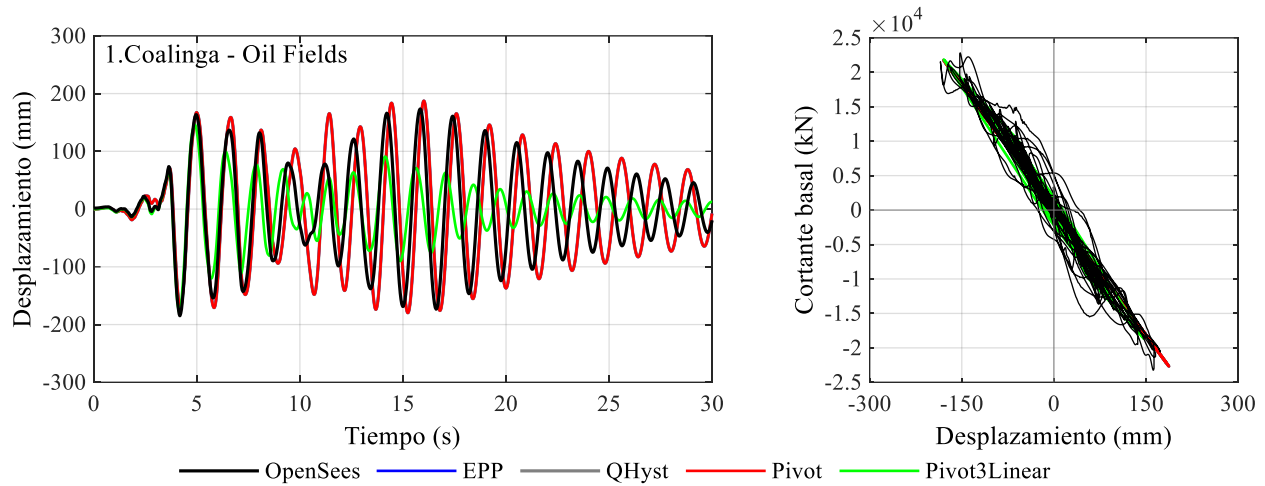
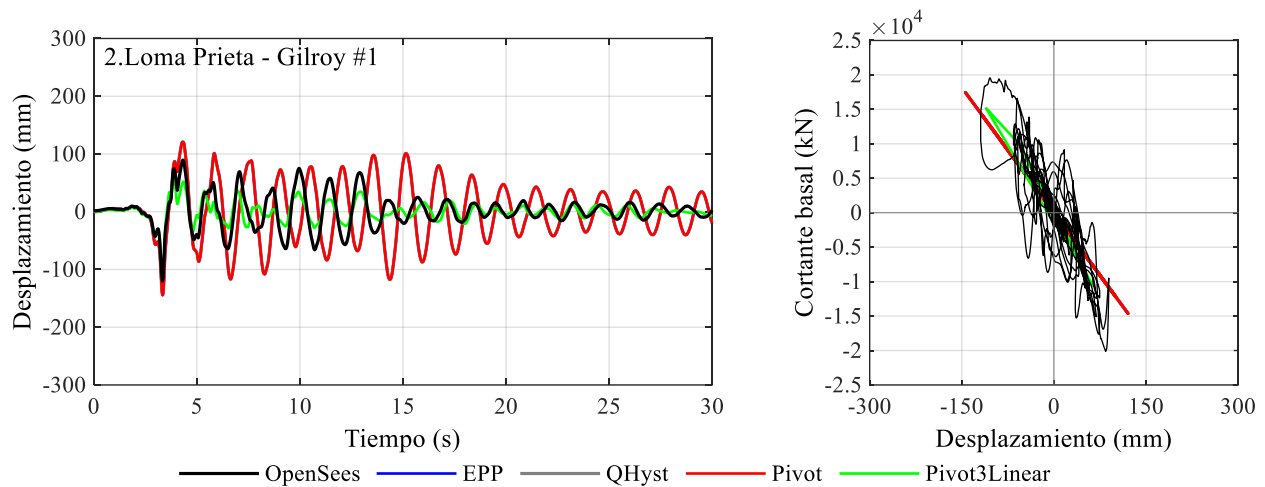
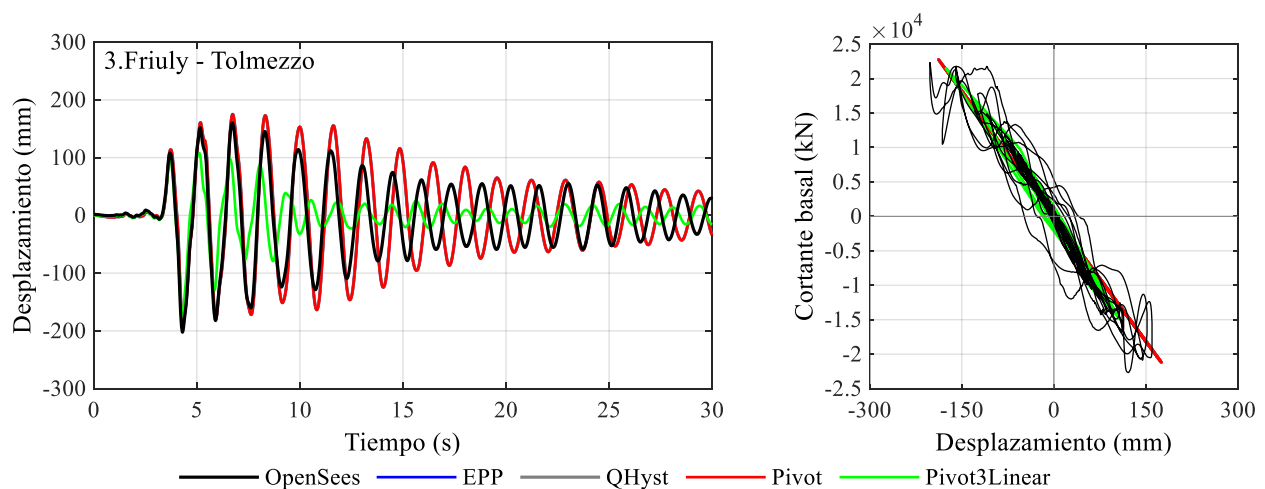
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #3 del Caso 1.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #4 del Caso 1.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #5 del Caso 1.

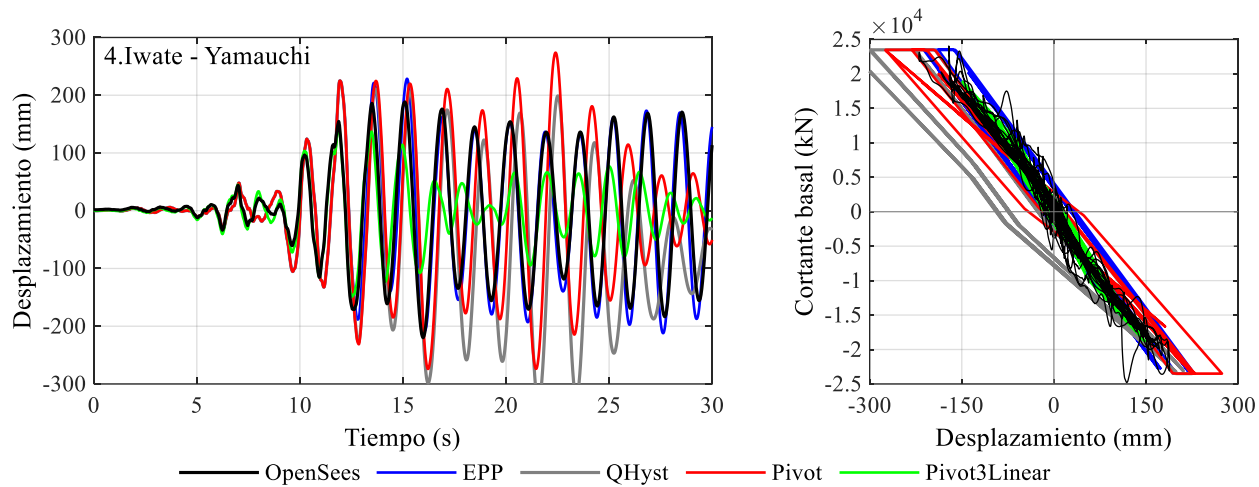


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #6 del Caso 1.

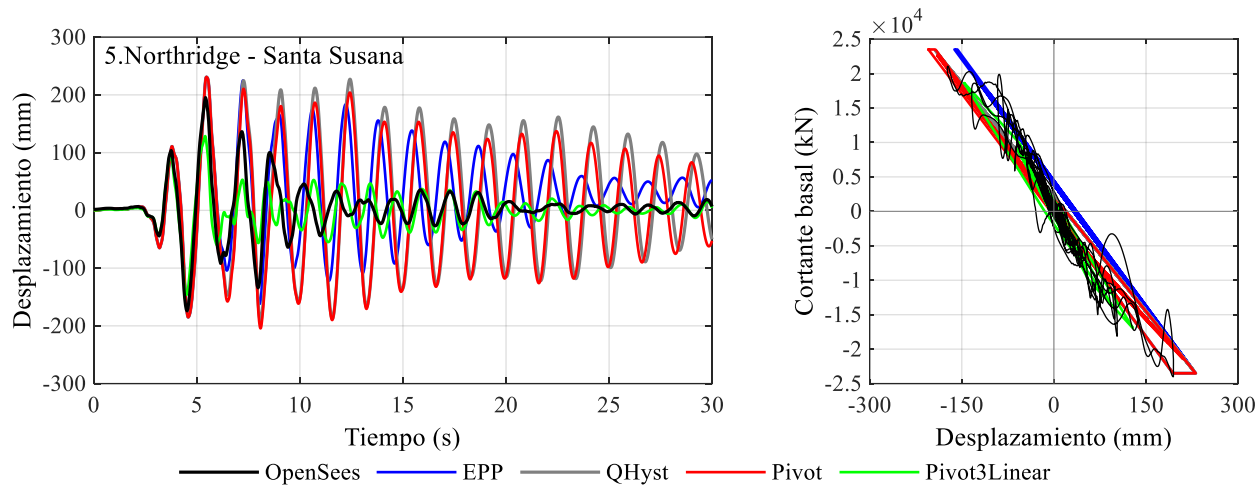


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #7 del Caso 1.

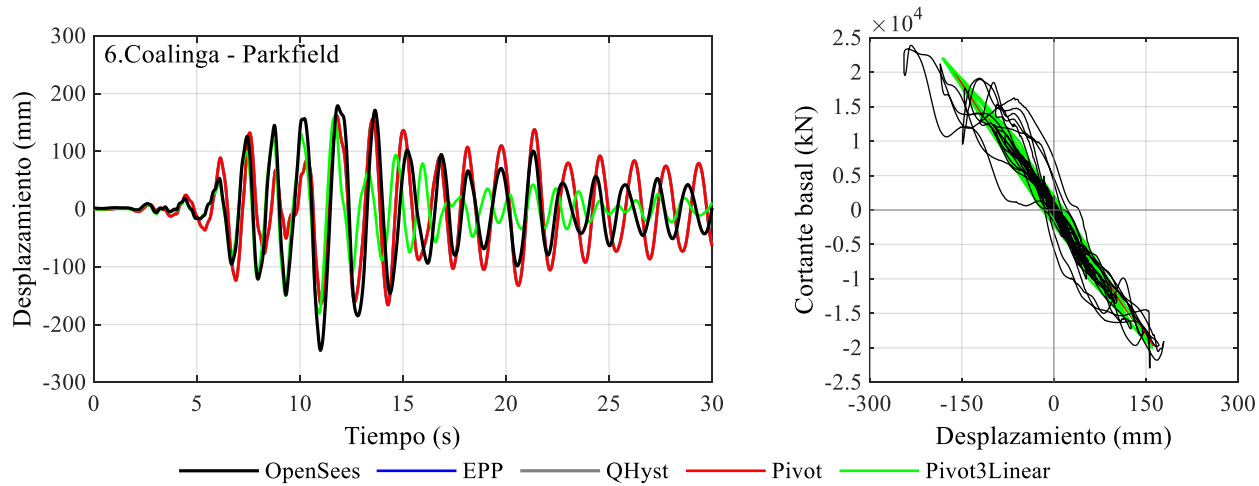
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #1 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #2 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #3 del Caso 2.



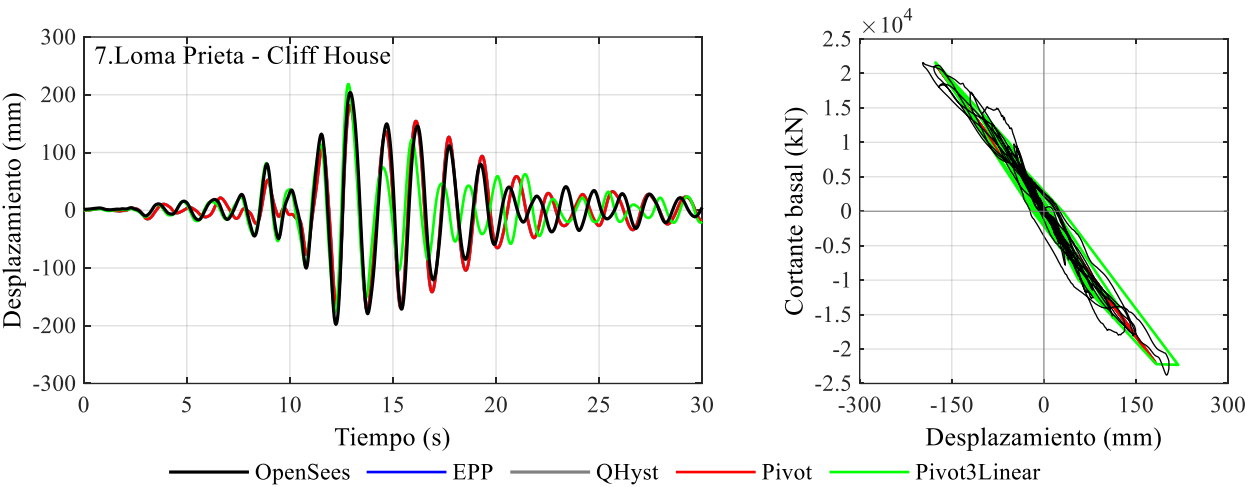
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #4 del Caso 2.



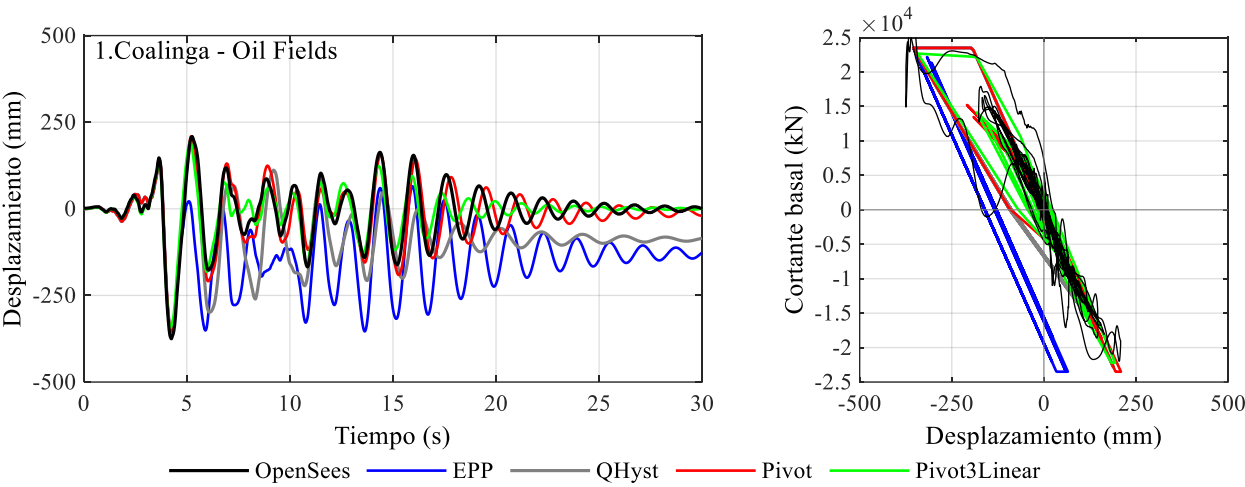
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #5 del Caso 2.



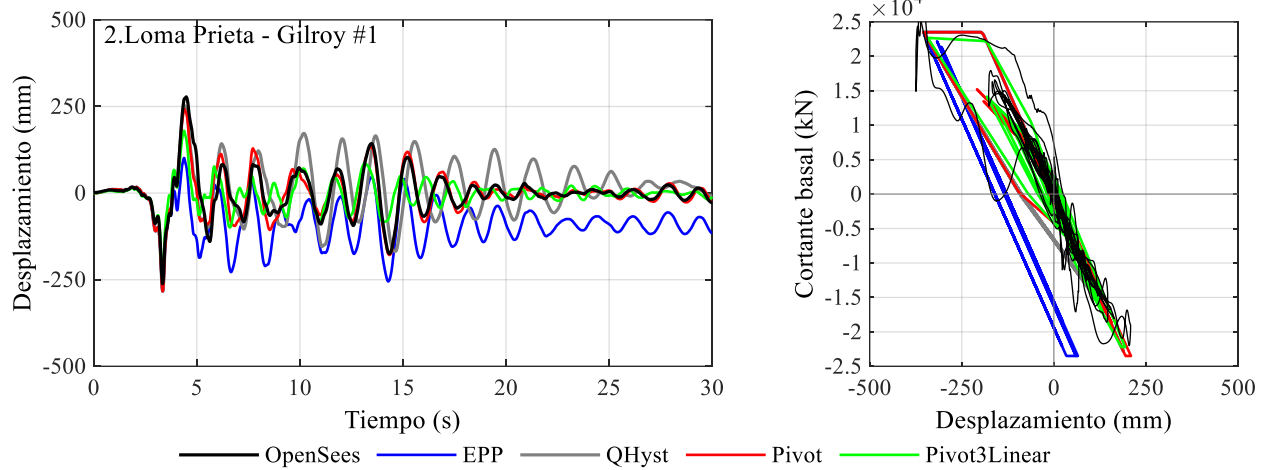
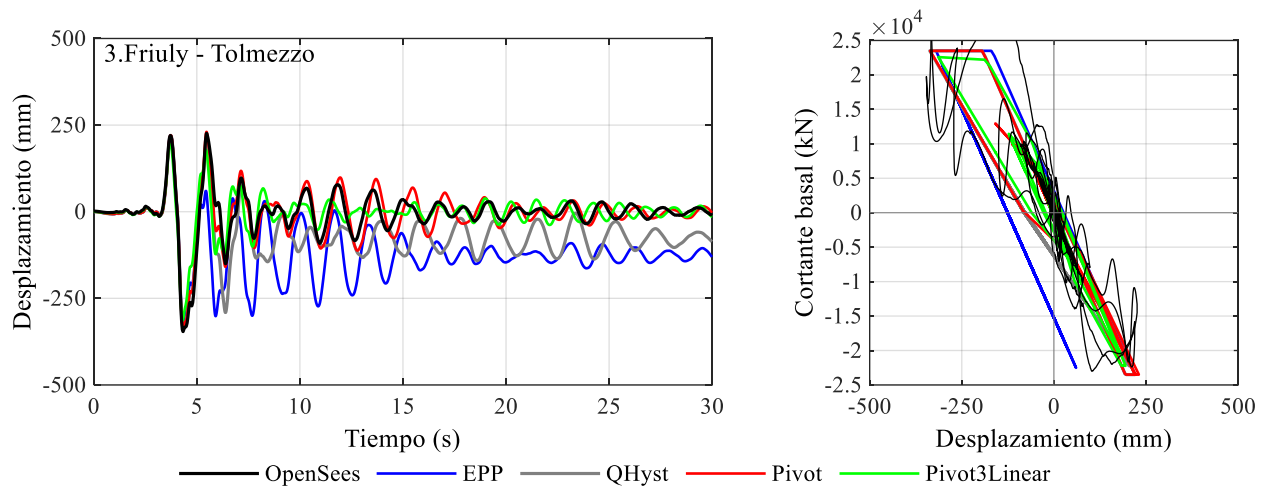
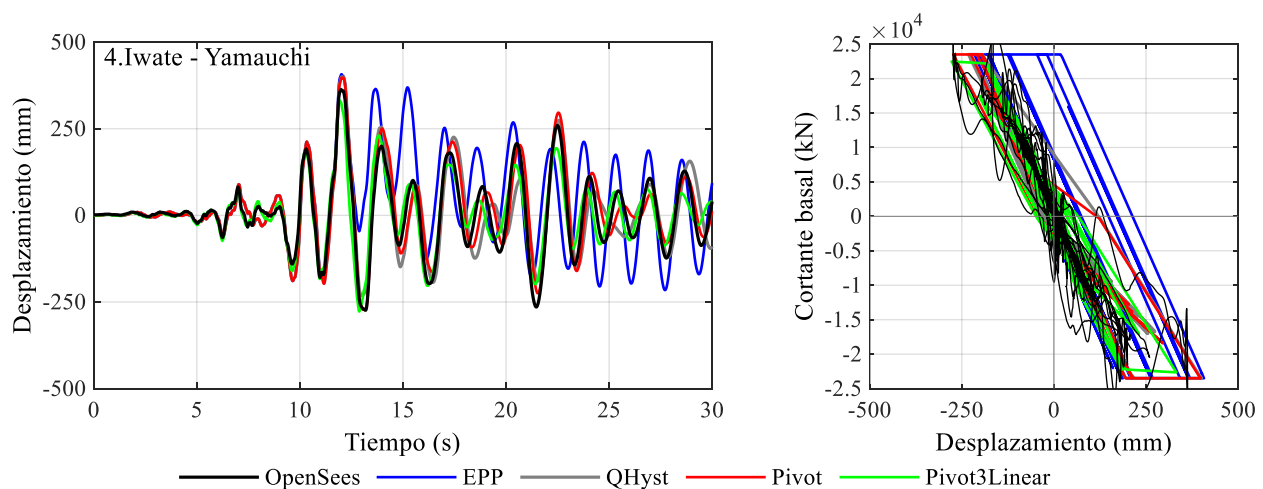
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #6 del Caso 2.

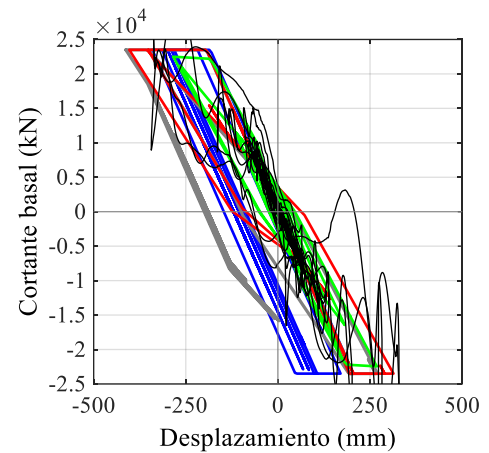
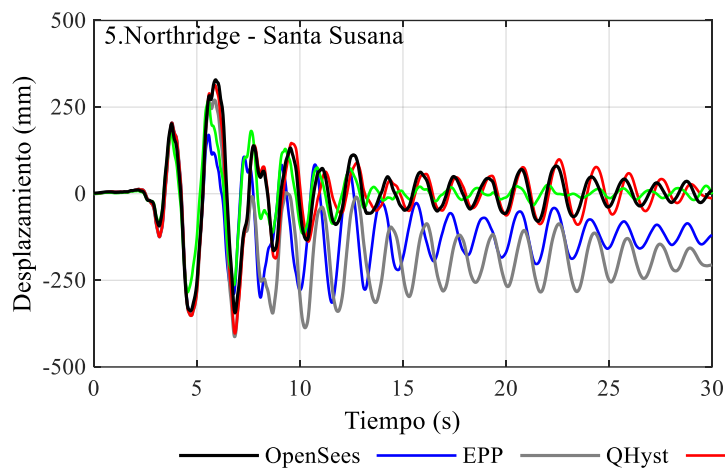


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #7 del Caso 2.

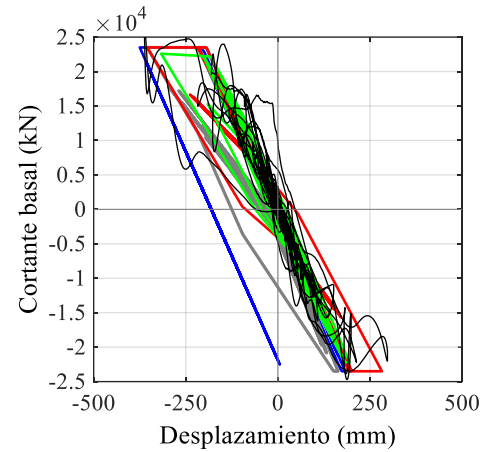
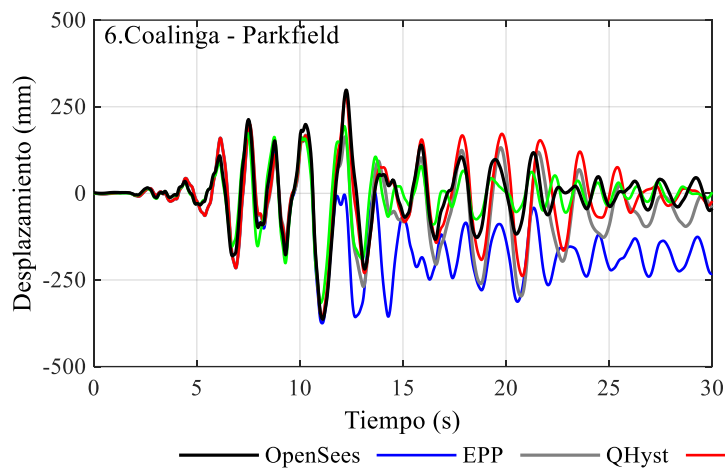


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #1 del Caso 3.

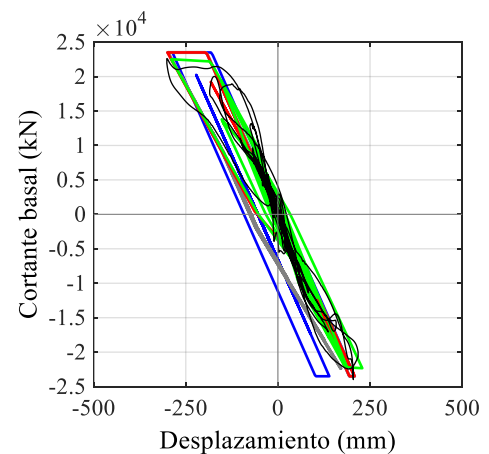
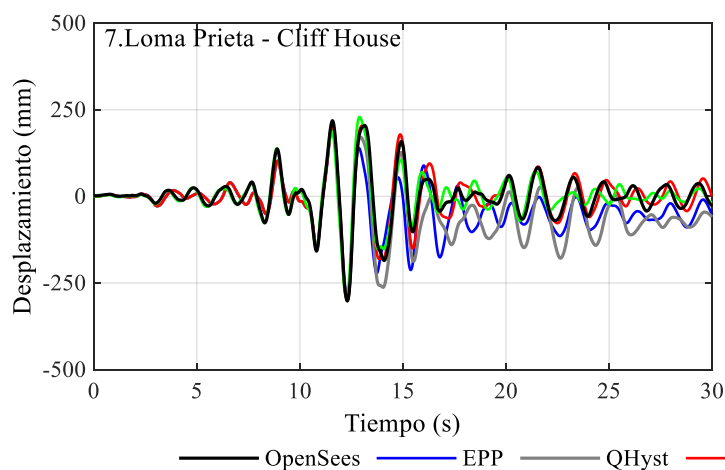
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #2 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #3 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M3* durante el registro #4 del Caso 3.



Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante el registro #5 del Caso 3.

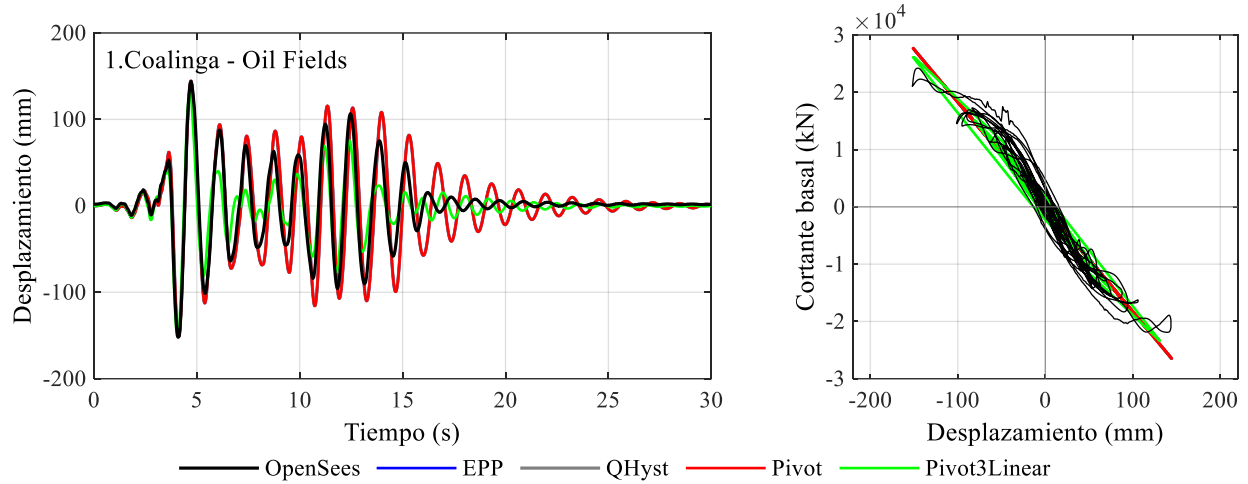


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante el registro #6 del Caso 3.

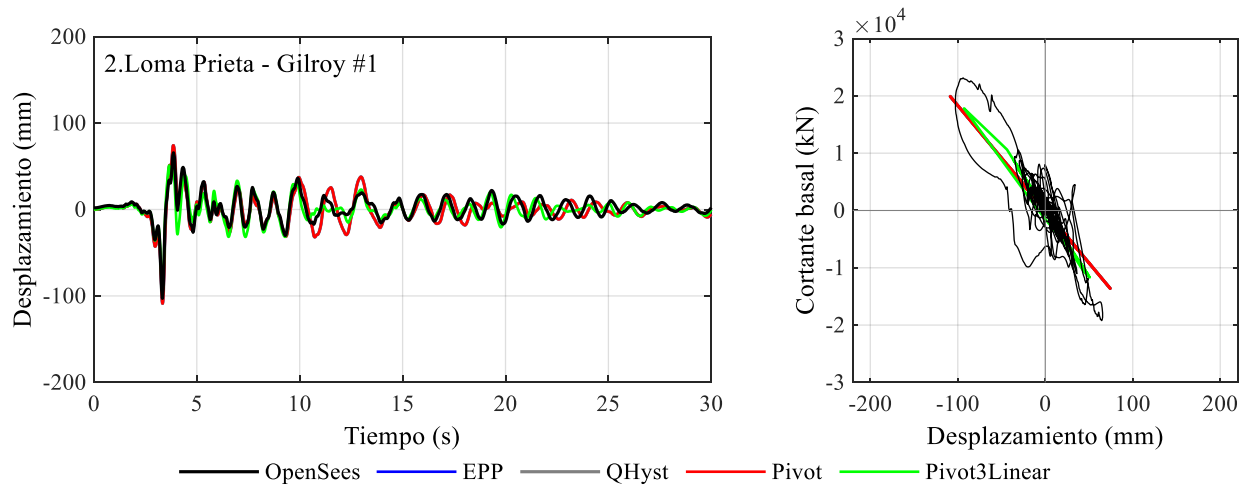


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M3 durante el registro #7 del Caso 3.

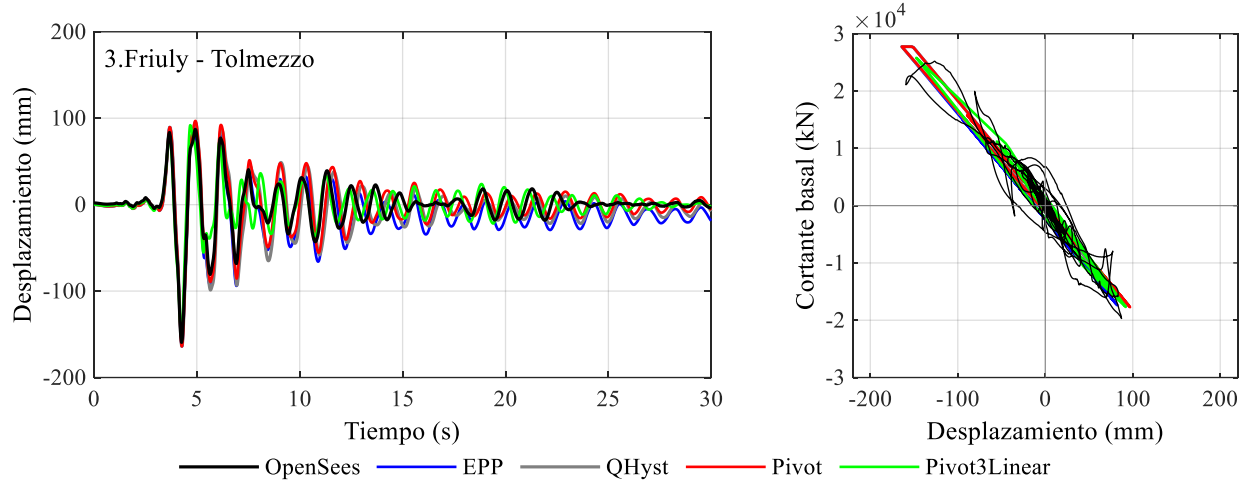
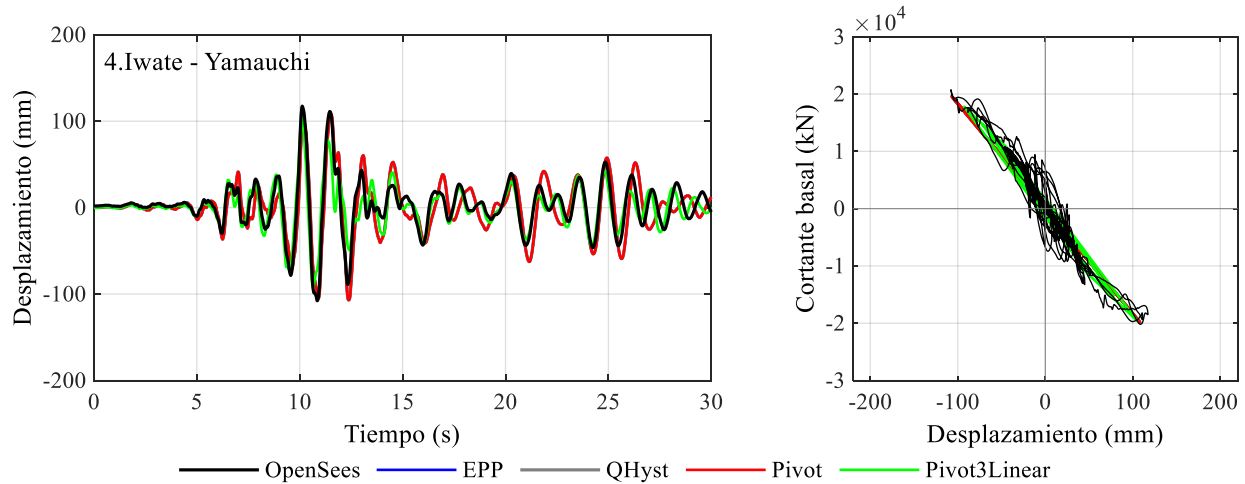
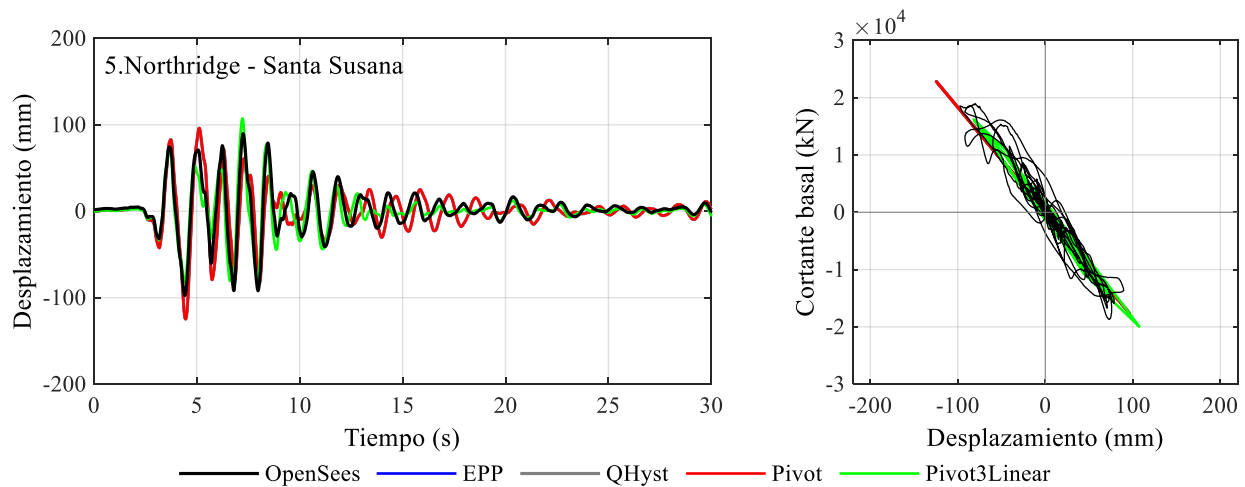
Apéndice R

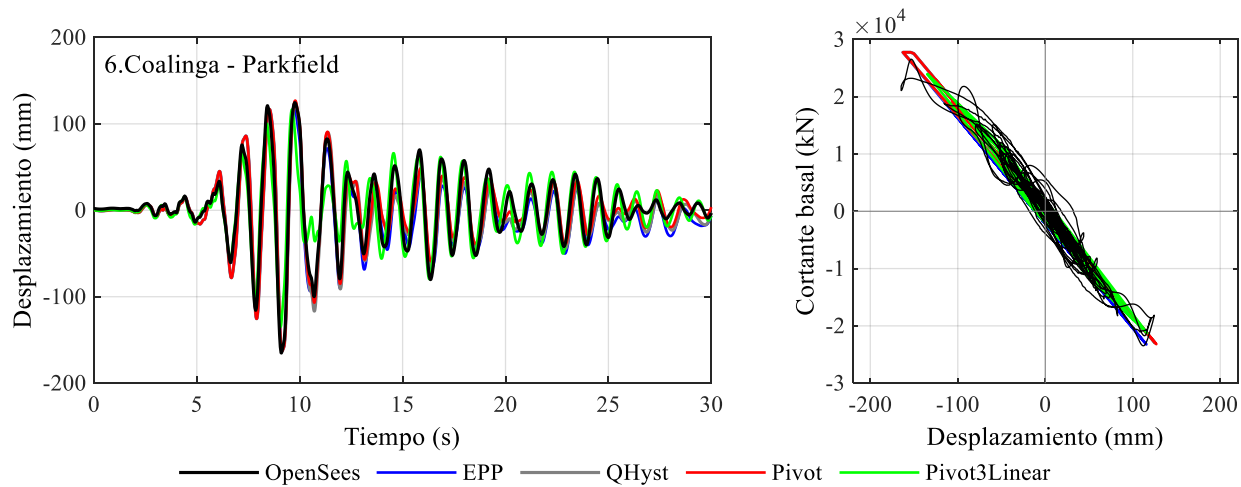


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #1 del Caso 1.

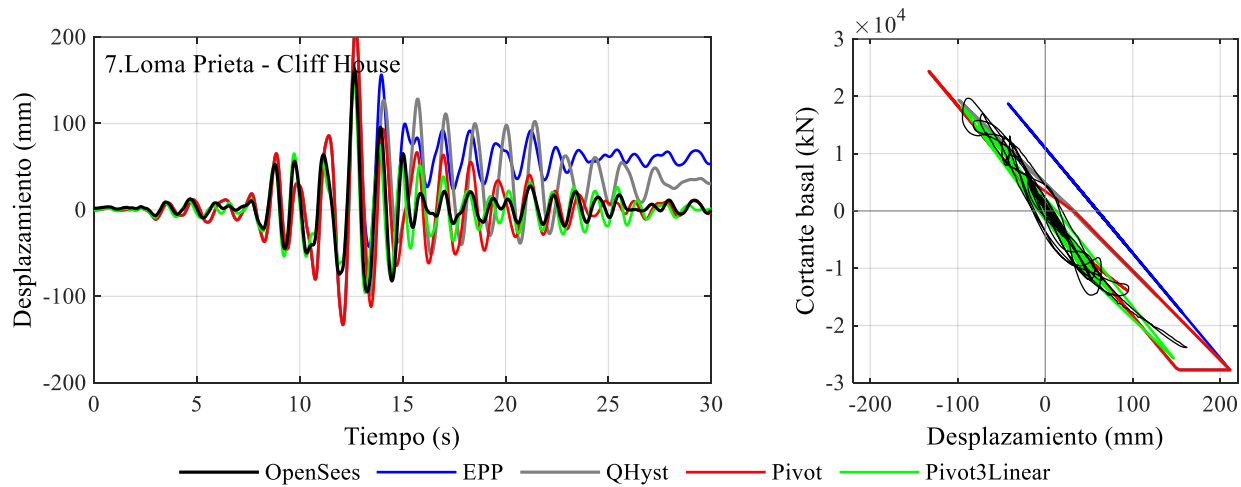


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #2 del Caso 1.

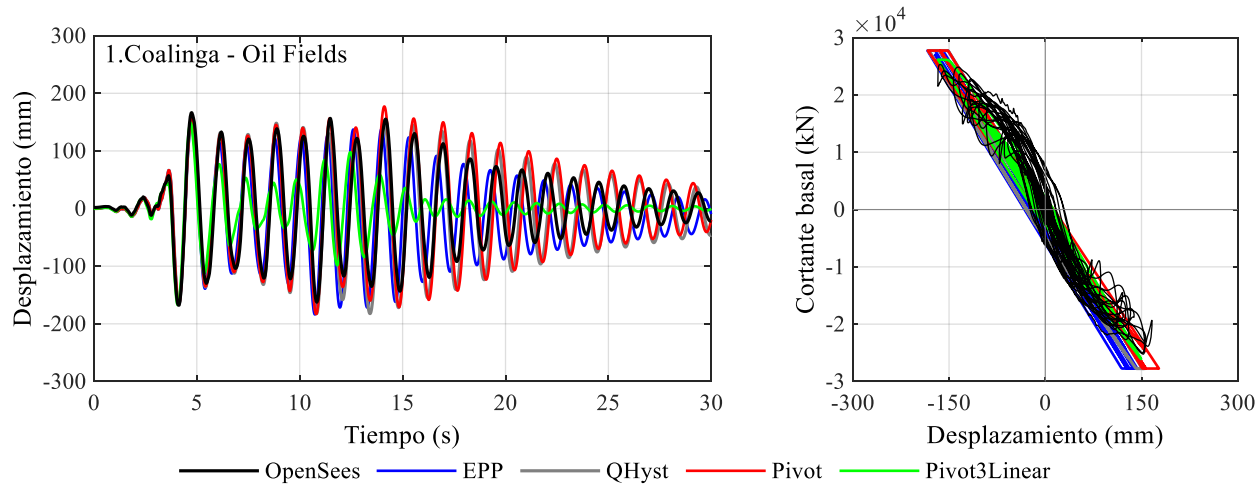
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #3 del Caso 1.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #4 del Caso 1.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #5 del Caso 1.



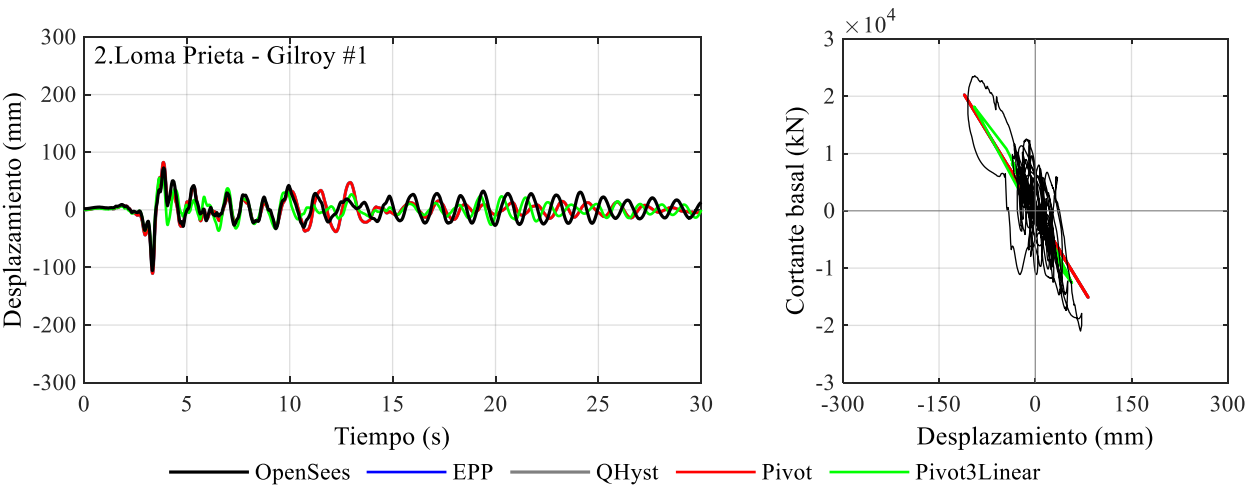
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #6 del Caso 1.



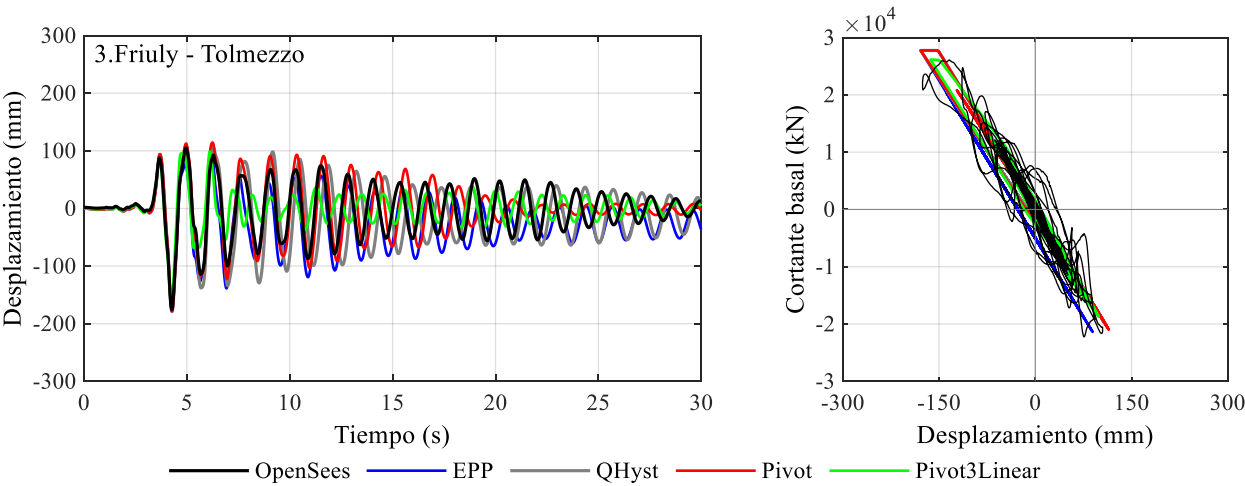
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #7 del Caso 1.



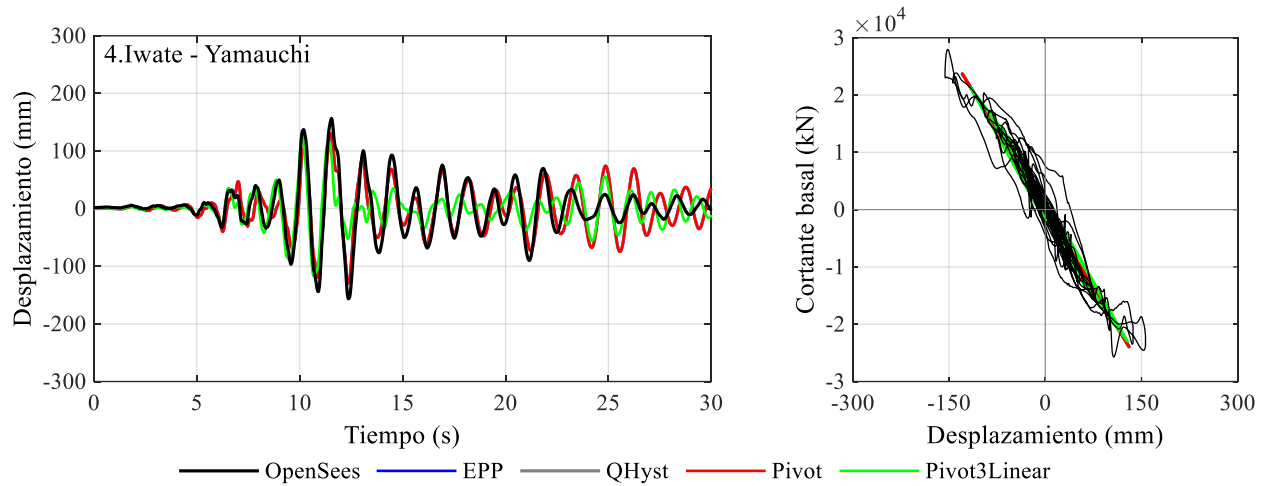
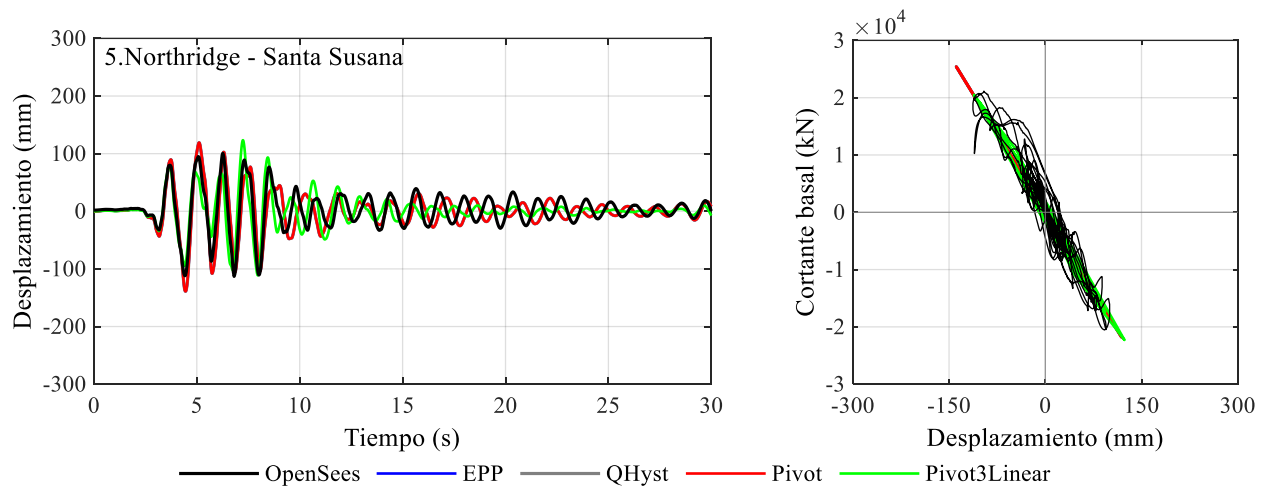
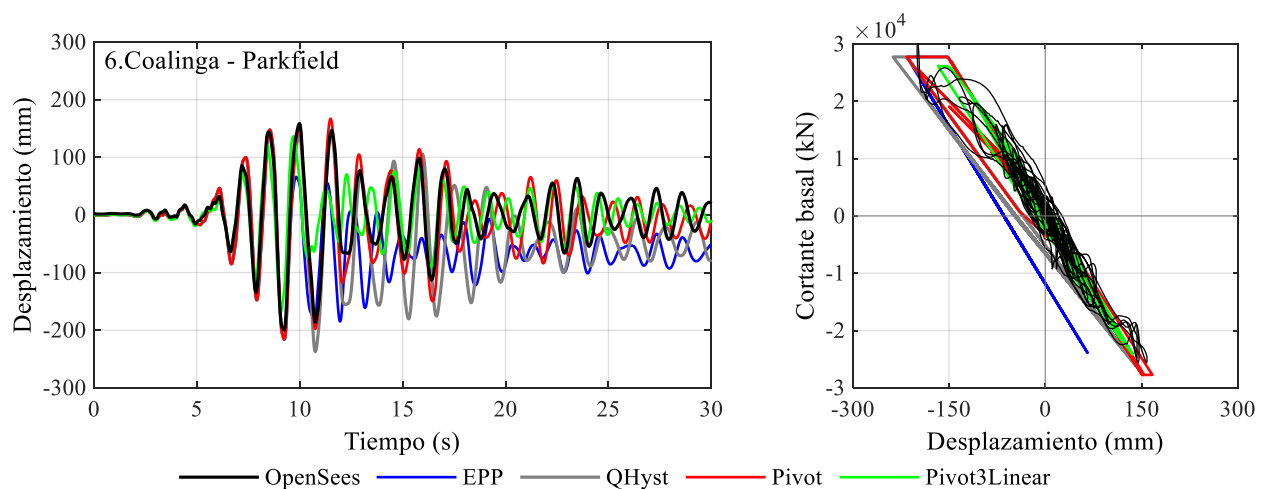
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #1 del Caso 2.

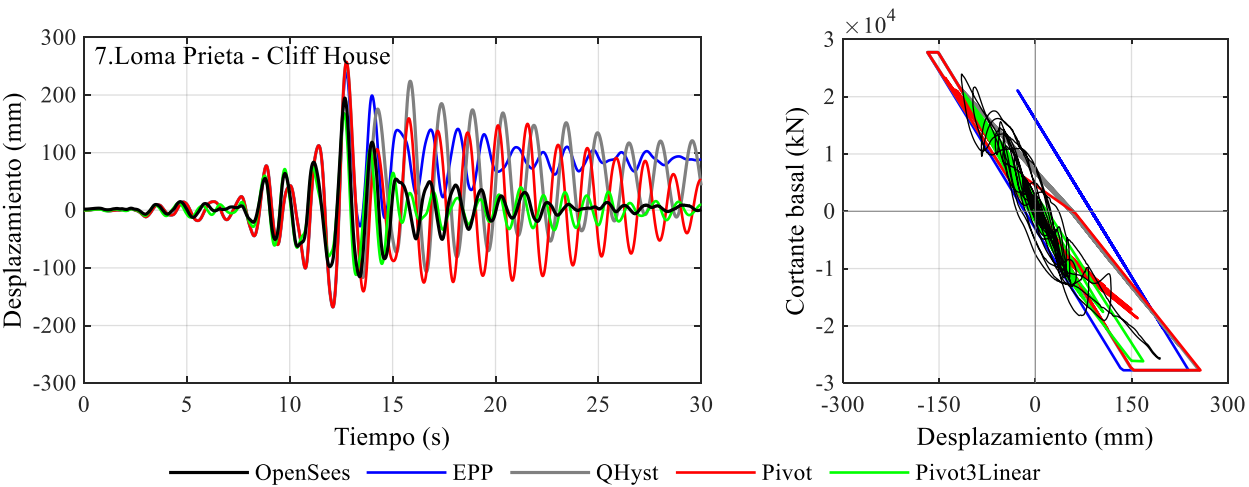


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #2 del Caso 2.

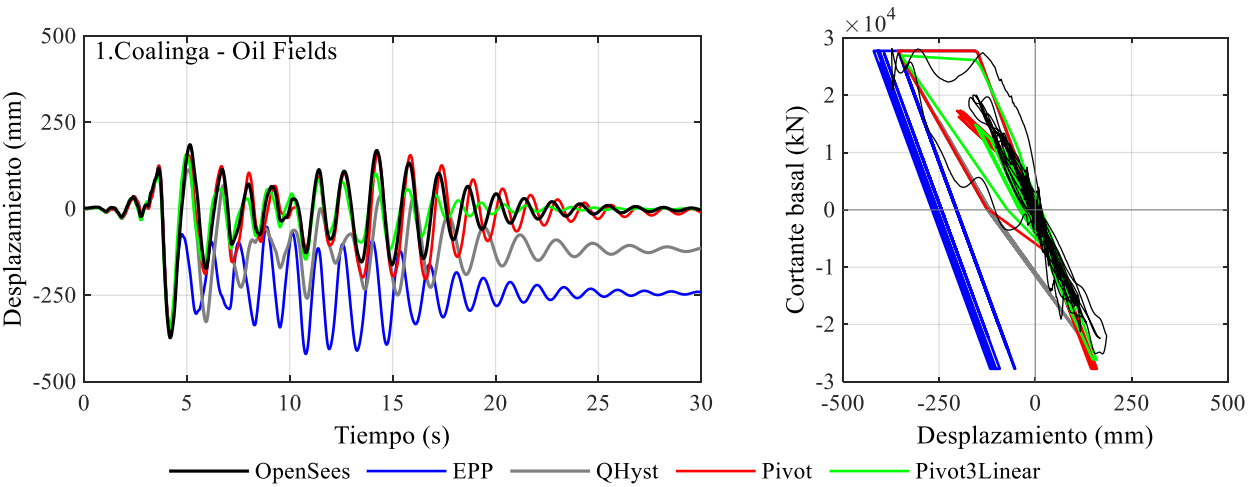


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #3 del Caso 2.

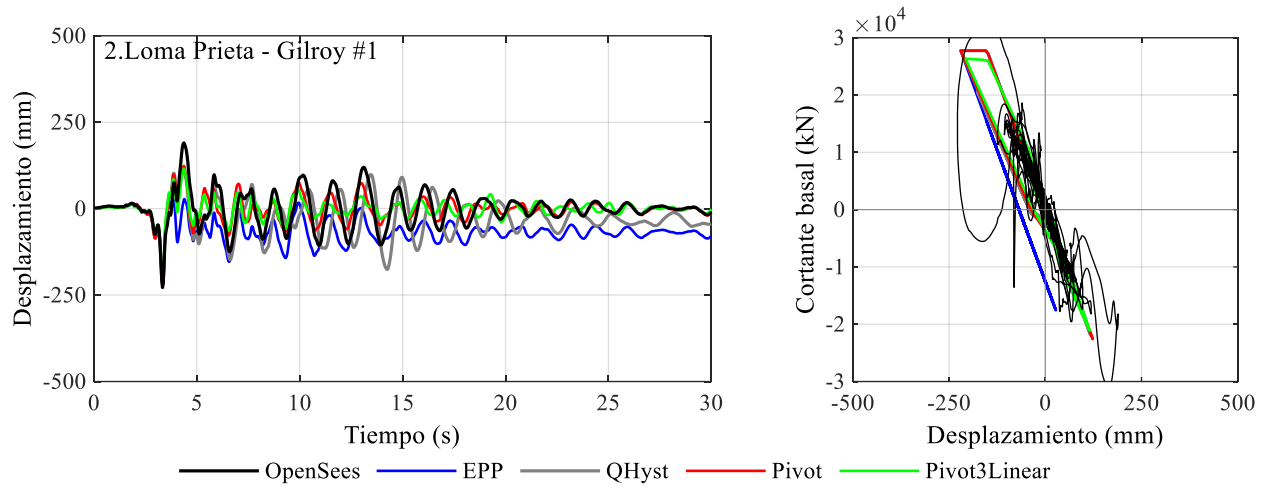
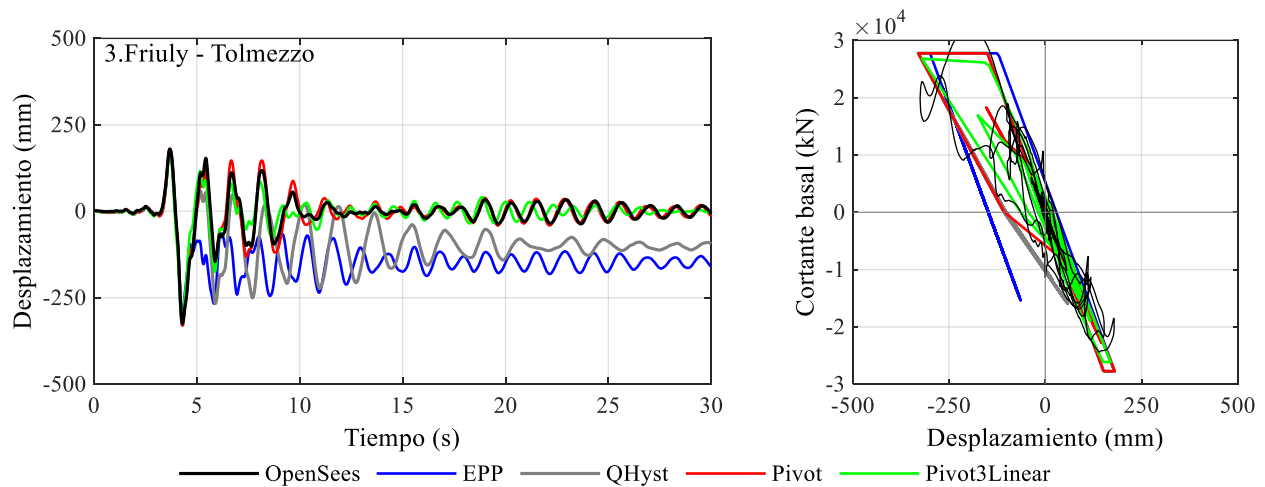
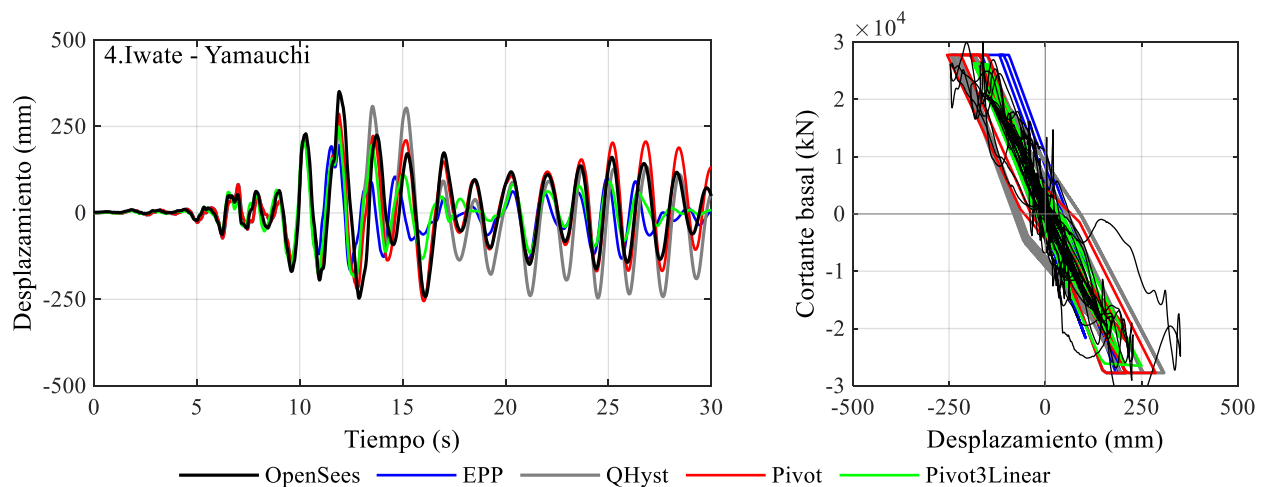
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #4 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #5 del Caso 2.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #6 del Caso 2.

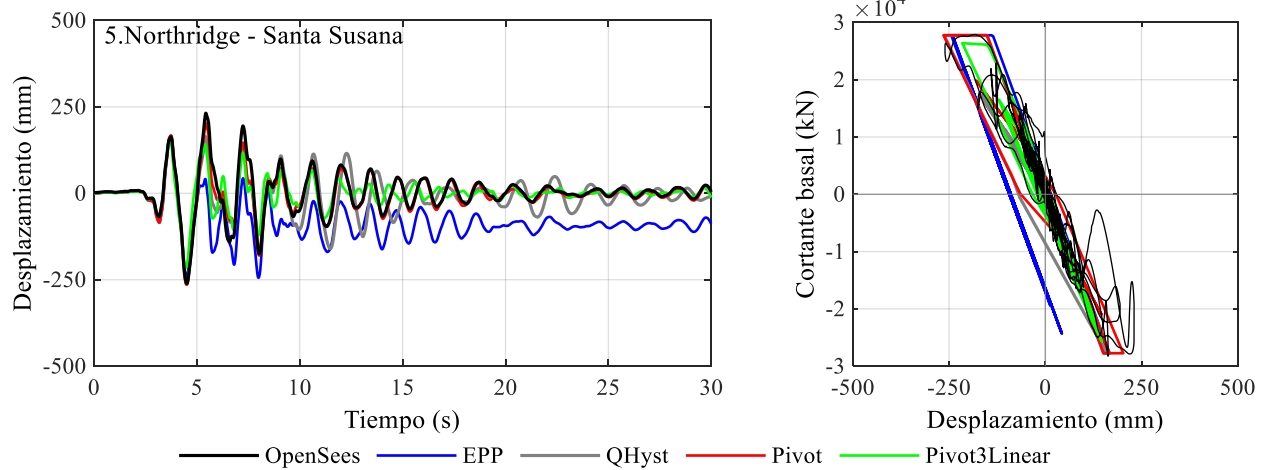


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #7 del Caso 2.

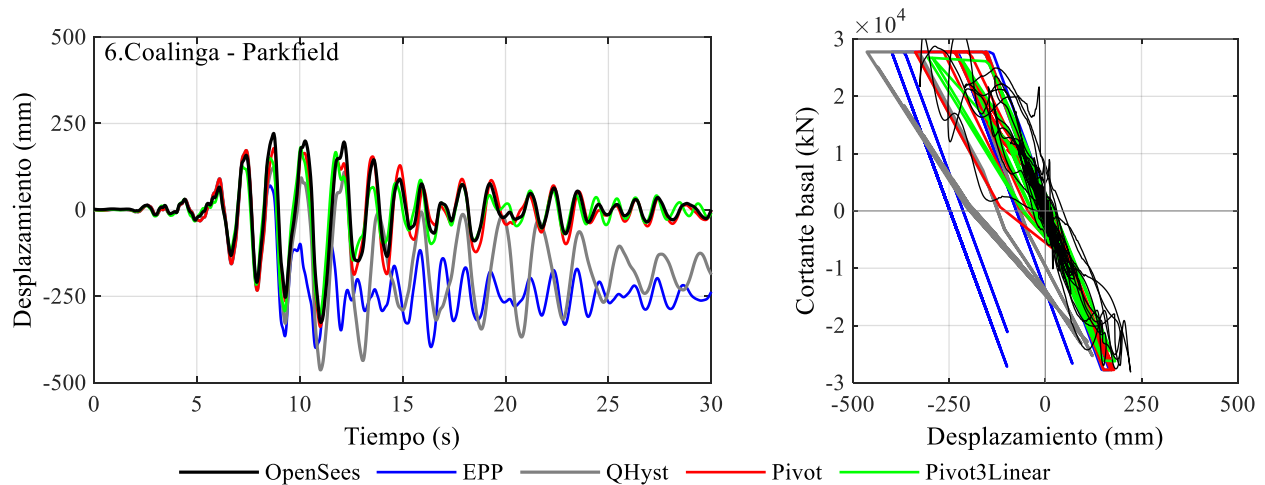


Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #1 del Caso 3.

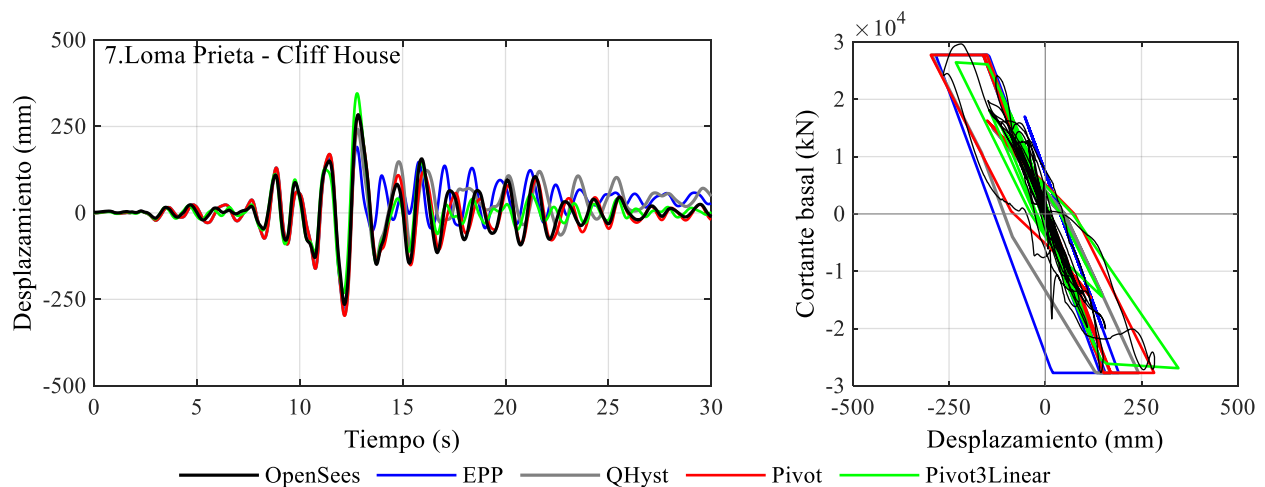
Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #2 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #3 del Caso 3.Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente *M4* durante el registro #4 del Caso 3.



Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante el registro #5 del Caso 3.



Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante el registro #6 del Caso 3.



Historias de desplazamientos y ciclos de histéresis del puente M4 durante el registro #7 del Caso 3.