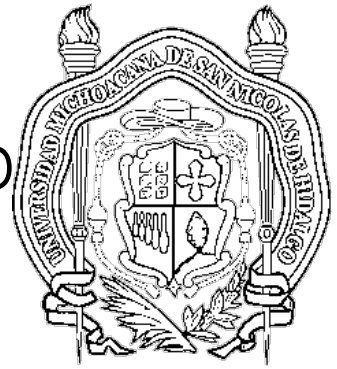


UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

“MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE EN
PUENTES AISLADOS CON
IRREGULARIDAD EN ALTURA”

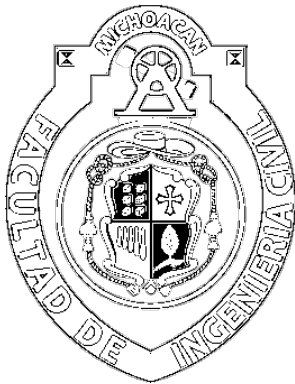
TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA:

GUSTAVO RAYA PANIAGUA



ASESOR:

DOCTOR EN INGENIERÍA JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO DE 2015

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por todo el apoyo que me brindaron y el sacrificio que realizaron para que yo pudiera estar en esta etapa de mi carrera.

Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, gracias por haber sido mi tutora en la licenciatura. Usted fue la que me dio el primer apoyo para realizar este trabajo.

Dr. José Manuel Jara Guerrero, mis agradecimientos se los doy a usted por haber sido mi asesor de Tesis, siendo usted la persona que invirtió algo de su valioso tiempo para ayudarme a entender los temas relacionados con este proyecto y la corrección del mismo.

A todas aquellas personas que no fueron mencionadas, pero que me ayudaron a llegar hasta aquí ya sea con conocimientos, apoyo o amistad.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	I
ÍNDICE	II
LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABLAS.....	XII
OBJETIVOS.....	XIII
RESUMEN	XIV
ABSTRACT	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVI
CAPÍTULO 1 MÉTODOS LINEALES EQUIVALENTES	- 17 -
1.1 Filosofías de diseño	- 17 -
1.1.1 <i>Diseño por fuerzas</i>	- 17 -
1.1.2 <i>Deficiencias en el diseño basado en fuerzas</i>	- 18 -
1.1.3 <i>Diseño por desplazamientos</i>	- 20 -
1.1.4 <i>Procedimientos de análisis sísmicos inelásticos</i>	- 20 -
1.1.4.1 Análisis dinámico no lineal.....	- 21 -
1.1.4.2 Análisis dinámico no lineal simplificado con un modelo equivalente de varios grados de libertad.....	- 22 -
1.1.4.3 Análisis dinámico no lineal simplificado con un modelo equivalente de un solo grado de libertad.....	- 22 -
1.1.4.4 Análisis estático no lineal	- 22 -
1.1.5 <i>Procedimientos estáticos no lineales actuales</i>	- 24 -
1.2 Descripción general del método lineal equivalente	- 24 -
1.2.1 <i>Definición del método lineal equivalente</i>	- 25 -
1.2.2 <i>Definición de las propiedades equivalentes</i>	- 25 -
1.3 Métodos propuestos en la literatura	- 28 -
1.3.1 <i>Métodos lineales equivalentes basados en la rigidez secante</i>	- 29 -
1.3.1.1 Método propuesto por Rosenblueth y Herrera	- 29 -
1.3.1.2 Método propuesto por Gulkan y Sozen	- 30 -
1.3.1.3 Método propuesto por Japanese Public Works Research Institute (JPWRI).....	- 31 -
1.3.1.4 Método propuesto por Kowalsky	- 31 -
1.3.1.5 Método propuesto por Jara y Casas	- 31 -
1.3.1.6 Método propuesto por Diceli y Buddaram	- 32 -
1.3.1.7 Método propuesto por Jara y Olmos.....	- 32 -
1.3.2 <i>Métodos lineales equivalentes que no se basan en la rigidez secante</i>	- 32 -
1.3.2.1 Método propuesto por Iwan y Gates	- 32 -
1.3.2.2 Método propuesto por Iwan.....	- 33 -
1.3.2.3 Método propuesto por Hwang y Sheng	- 33 -
1.3.2.4 Método propuesto por Hwang y Chiou	- 33 -
1.3.2.5 Método propuesto por Ou y colaboradores.	- 34 -
1.3.2.6 Método propuesto por Kwan y Billington	- 34 -
1.3.2.7 Método propuesto por Guyader y Iwan	- 35 -
1.3.3 <i>Generalidades de los métodos lineales equivalentes</i>	- 35 -

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE PUENTES Y SISTEMA DE AISLAMIENTO	- 38 -
2.1	Introducción - 38 -
2.2	Aspectos generales sobre los puentes existentes en México - 38 -
2.3	Descripción de los puentes..... - 42 -
2.3.1	<i>Descripción de los modelos tipo uno</i> - 42 -
2.3.2	<i>Descripción de los modelos tipo dos</i> - 43 -
2.3.3	<i>Descripción de los modelos tipo tres</i> - 43 -
2.4	Descripción de la superestructura y subestructura - 44 -
2.5	Descripción de los modelos analíticos de los puentes - 46 -
2.5.1	<i>Cargas usadas en el diseño de los puentes</i> - 48 -
2.5.2	<i>Resultados de los análisis</i> - 50 -
2.6	Descripción del sistema de aislamiento - 52 -
2.6.1	<i>Aisladores de neopreno con núcleo de plomo</i> - 52 -
2.6.2	<i>Parámetros elegidos para los aisladores de neopreno con núcleo de plomo</i> - 60 -
-	
CAPÍTULO 3 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS Y TIPO DE ESCALAMIENTO	- 62 -
3.1	Introducción - 62 -
3.1.1	<i>Principales fuentes sísmicas</i> - 62 -
3.2	Descripción de características de temblores en México - 63 -
3.2.1	<i>Fuentes generadoras de temblores</i> - 63 -
3.2.2	<i>Aparatos de medición</i> - 64 -
3.2.3	<i>Escalas de medición</i> - 66 -
3.2.4	<i>Predicción sísmica</i> - 68 -
3.2.5	<i>Aspectos que influyen en la intensidad sísmica de un sitio</i> - 68 -
3.3	Espectros de respuesta..... - 70 -
3.3.1	<i>Definición</i> - 70 -
3.3.2	<i>Espectro de respuesta elástico</i> - 71 -
3.4	Selección de acelerogramas - 72 -
3.4.1	<i>Selección de estaciones y acelerogramas</i> - 73 -
3.5	Selección del tipo de escalamiento..... - 76 -
3.5.1	<i>Métodos de escalamiento</i> - 77 -
3.5.2	<i>Método de escalamiento seleccionado</i> - 78 -
CAPÍTULO 4 MODELOS CON SISTEMAS EQUIVALENTES	- 80 -
4.1	Introducción - 80 -
4.2	Caracterización de los modelos de los puentes - 80 -
4.3	Introducción de las propiedades equivalentes en los modelos - 85 -
4.4	Análisis elástico usando los sistemas equivalentes - 95 -
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	- 100 -
5.1	Introducción - 100 -
5.2	Modelos no lineales de los puentes..... - 100 -
5.2.1	<i>Modelo de la losa</i> - 100 -
5.2.2	<i>Modelo de las vigas, cabezales y diafragmas</i> - 102 -

5.2.3	<i>Modelo de las columnas</i>	- 103 -
5.2.4	<i>Modelo de los aisladores sísmicos</i>	- 109 -
5.2.5	<i>Discretización de los elementos y asignación de masas</i>	- 110 -
5.2.6	<i>Amortiguamiento</i>	- 112 -
5.3	Análisis de los modelos	- 114 -
CAPÍTULO 6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS		- 117 -
6.1	Introducción	- 117 -
6.2	Promedios de los resultados	- 117 -
6.2.1	<i>Evaluación de la precisión del primer grupo de los métodos lineales equivalentes</i>	- 118 -
6.2.1.1	Método propuesto por Rosenblueth & Herrera.....	- 119 -
6.2.1.2	Método propuesto por Gulkan & Sozen.....	- 123 -
6.2.1.3	Método propuesto por Japanese Public Works Research Institute (JPWRI).....	- 128 -
6.2.1.4	Método propuesto por Kowalsky.....	- 130 -
6.2.1.5	Método propuesto por Jara & Casas.....	- 132 -
6.2.1.6	Método propuesto por Dicleli & Buddaram.....	- 134 -
6.2.1.7	Método propuesto por Jara & Olmos.....	- 138 -
6.2.2	<i>Evaluación de la precisión del segundo grupo de los métodos lineales equivalentes</i>	- 142 -
6.2.2.1	Método propuesto por Iwan & Gates.....	- 142 -
6.2.2.2	Método propuesto por Iwan.....	- 145 -
6.2.2.3	Método propuesto por Hwang & Sheng.....	- 149 -
6.2.2.4	Método propuesto por Hwang & Chiou.....	- 154 -
6.2.2.5	Método propuesto por Ou et al.....	- 158 -
6.2.2.6	Método propuesto por Kwan & Billington.....	- 161 -
6.2.2.7	Método propuesto por Guyader & Iwan.....	- 165 -
6.3	Discusiones y comparaciones	- 169 -
CONCLUSIONES		187
Referencias		189

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 Concepto de desplazamientos iguales en el método de diseño basado en fuerzas	- 17 -
FIGURA 1.2 Regla de igual desplazamiento	- 18 -
FIGURA 1.3 Problemas con la definición de ductilidad	- 19 -
FIGURA 1.4 Influencia de la altura en la capacidad de desplazamiento dúctil en pilas circulares para puentes	- 20 -
FIGURA 1.5 Diagrama de flujo que representa el proceso del análisis dinámico no lineal. Adaptada de FEMA-440 2005	- 21 -
FIGURA 1.6 Diagrama de flujo que representa el proceso del análisis dinámico no lineal simplificado. Adaptada de FEMA-440 2005	- 22 -
FIGURA 1.7 Diagrama de flujo que representa el proceso del análisis estático no lineal. Adaptada de FEMA-440 2005	- 23 -
FIGURA 1.8 Matriz que representa el posible proceso de análisis sísmico no lineal. Adaptada de FEMA-440 2005	- 23 -
FIGURA 1.9 Definición del método lineal equivalente. Adaptada de (Sanchez-Flores & Igarashi,2011)	- 25 -
FIGURA 1.10 Modelo idealizado de histéresis bilineal. Adaptada de (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang,2014)	- 26 -
FIGURA 1.11 (a) rigidez secante y (b) principio de igual disipación de energía. Adaptada de (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang,2014)	- 29 -
FIGURA 1.12 Comparación de las fórmulas para calcular T_{eq} de los diferentes métodos.. - 37 -	- 37 -
FIGURA 1.13 Comparación de las fórmulas para calcular ξ_{eq} de los diferentes métodos .. - 37 -	- 37 -
FIGURA 2.1 Pesos y dimensiones de los camiones de diseño: (a) HS-20, (b) T3-S3 y (c) T3-S2-R4	- 39 -
FIGURA 2.2 Año de construcción de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])	- 40 -
FIGURA 2.3 Tipo de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])	- 40 -
FIGURA 2.4 Tipo de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])	- 41 -
FIGURA 2.5 Altura de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])	- 41 -
FIGURA 2.6 Esquema para representar los puentes tipo uno	- 42 -
FIGURA 2.7 Esquema para representar los puentes tipo dos	- 43 -
FIGURA 2.8 Esquema para representar los puentes tipo tres	- 43 -
FIGURA 2.9 Sección transversal de la superestructura, acotada en centímetros	- 44 -

FIGURA 2.10 Apoyos de neopreno.....	- 45 -
FIGURA 2.11 Marco tipo utilizado en los modelos estructurales	- 46 -
FIGURA 2.12 Modelo analítico en SAP2000.....	- 48 -
FIGURA 2.13 PRODISIS v2.0, usado para obtener el espectro de diseño.....	- 50 -
FIGURA 2.14 Espectro de diseño utilizado en el análisis sísmico, sin reducción por ductilidad	- 50 -
FIGURA 2.15 Disipador de neopreno con núcleo de plomo	- 53 -
FIGURA 2.16 Comportamiento lateral del aislador.....	- 54 -
FIGURA 2.17 Área traslapada en apoyos de neopreno con núcleo de plomo	- 58 -
FIGURA 3.1 Mapa que muestra la relación entre las placas tectónicas y los epicentros de terremotos (Bazán & Meli, 1999).....	- 63 -
FIGURA 3.2 Sismógrafo que registra la componente vertical de un evento sísmico	- 65 -
FIGURA 3.3 Acelerogramas de tres movimientos sísmicos (Bazán & Meli, 1999)	- 65 -
FIGURA 3.4 Escala de Mercalli Modificada e isosistas del sismo del 19 de septiembre de 1985 (Bazán & Meli, 1999).....	- 66 -
FIGURA 3.5 Brecha (o gap en inglés) sísmica de Guerrero.....	- 68 -
FIGURA 3.6 Mapa de regionalización sísmica de México. El peligro sísmico aumenta de la zona A hacia la zona D (hasta 2008) (Bazán & Meli, 1999).....	- 69 -
FIGURA 3.7 Sistema de un grado de libertad sometido a una aceleración en la base.....	- 70 -
FIGURA 3.8 Espectro de pseudoaceleraciones del registro de la SCT del temblor del 19 de Septiembre de 1985.....	- 72 -
FIGURA 3.9 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF)	- 73 -
FIGURA 3.10 Estaciones eliminadas y Cinturón Volcánico Mexicano	- 74 -
FIGURA 3.11 Registros sísmicos seleccionados	- 75 -
FIGURA 3.12 Método de escalamiento de amplitud. Espectros de respuesta (a) originales, (b) modificados (Tomado de Ay & Akkar, 2010, citado en [López Chávez, 2013])	- 77 -
FIGURA 3.13 Método de coincidencia espectral. Registro sísmico y espectro de respuesta (a) original, (b) modificado (Tomado de Somerville, 2010, citado en [López Chávez, 2013])....	- 78 -
FIGURA 3.14 Espectros de peligro uniforme.....	- 79 -
FIGURA 4.1 Método lineal equivalente	- 81 -
FIGURA 4.2 Método estructural de un puente de varios grados de libertad.....	- 82 -
FIGURA 4.3 Representación de análisis estáticos no lineales (pushover).....	- 83 -
FIGURA 4.4 Modelos no lineales cargados. (a) Modelo cargado en dirección longitudinal. (b) Modelo cargado en dirección transversal.....	- 83 -
FIGURA 4.5 Curva de capacidad dirección longitudinal del modelo 1.....	- 84 -

FIGURA 4.6	Curva de capacidad dirección transversal del modelo 1	- 84 -
FIGURA 4.7	Amortiguamiento lineal equivalente del modelo 1 en SAP2000	- 88 -
FIGURA 4.8	Elementos que pueden modificar los periodos de los modos de interés	- 89 -
FIGURA 4.9	Rigidez del puente en sistema en serie	- 90 -
FIGURA 4.10	Modos de vibrar del modelo 1. (a) Modo 1. (b) Modo 6	- 94 -
FIGURA 4.11	Sitios de donde se registra el desplazamiento de los análisis en la altura de la losa	- 96 -
FIGURA 4.12	The CSI Open Application Programming Interface (OAPI)	- 97 -
FIGURA 5.1	Restricciones en el claro central del puente modelo1	- 100 -
FIGURA 5.2	Áreas tributarias de las vigas	- 101 -
FIGURA 5.3	Carga uniformemente distribuida en vigas (a) Externas, (b) Internas	- 102 -
FIGURA 5.4	Propiedades geométricas de la viga AASHTO tipo IV (unidades en metros)	- 103 -
FIGURA 5.5	Superficie de fluencia P-M-M de tipo concreto. (a) Interacción P-M en M=0, (b) interacción M-M en P=PB	- 104 -
FIGURA 5.6	Modelo constitutivo del concreto $f'c=350$ kg/cm². (a) Concreto confinado, (b) concreto no confinado	- 105 -
FIGURA 5.7	Modelo constitutivo del acero $f_y=4200$ kg/cm²	- 105 -
FIGURA 5.8	Section designer modelando la columna del modelo 1	- 106 -
FIGURA 5.9	Superficie de interacción de la columna del modelo 1	- 106 -
FIGURA 5.10	Diagrama momento-curvatura de la columna del modelo 1	- 107 -
FIGURA 5.11	Definición del modelo no lineal de la columna del modelo 1 en el programa PERFORM3D. (a) Parámetros de acciones y deformaciones, (b) Parámetros de forma de la superficie de fluencia	- 108 -
FIGURA 5.12	Propiedades del elemento "Seismic isolator"	- 109 -
FIGURA 5.13	Definición del modelo no lineal del elemento "Seismic isolator" en el programa PERFORM3D. (a) Parámetros de comportamiento a cortante, (b) Parámetros de comportamiento a carga axial	- 110 -
FIGURA 5.14	Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en SAP2000	- 111 -
FIGURA 5.15	Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en PERFORM-3D	- 111 -
FIGURA 5.16	Definición del Amortiguamiento de Rayleigh en PERFORM3D	- 113 -
FIGURA 5.17	Sitios donde se toma el desplazamiento de los análisis	- 114 -
FIGURA 6.1	Resultados del método R&H en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación	- 120 -

FIGURA 6.2 Resultados del método R&H en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 122 -

FIGURA 6.3 Resultados del método G&S en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 124 -

FIGURA 6.4 Resultados del método G&S en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 126 -

FIGURA 6.5 Resultados del método JPWRI en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 128 -

FIGURA 6.6 Resultados del método JPWRI en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 129 -

FIGURA 6.7 Resultados del método Kow en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 130 -

FIGURA 6.8 Resultados del método Kow en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 131 -

FIGURA 6.9 Resultados del método J&C en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 133 -

FIGURA 6.10 Resultados del método J&C en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 133 -

FIGURA 6.11 Resultados del método D&B en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 135 -

FIGURA 6.12 Resultados del método D&B en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 136 -

FIGURA 6.13 Resultados del método J&O en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 139 -

FIGURA 6.14 Resultados del método J&O en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e)

Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 141 -

FIGURA 6.15 Resultados del método I&G en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 143 -

FIGURA 6.16 Resultados del método I&G en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 144 -

FIGURA 6.17 Resultados del método de Iwan en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 146 -

FIGURA 6.18 Resultados del método de Iwan en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 148 -

FIGURA 6.19 Resultados del método de H&S en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 151 -

FIGURA 6.20 Resultados del método de H&S en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 153 -

FIGURA 6.21 Resultados del método de H&S en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 155 -

FIGURA 6.22 Resultados del método de H&C en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación - 158 -

FIGURA 6.23 Resultados del método Ou en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 159 -

FIGURA 6.24 Resultados del método de Ou en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 160 -

FIGURA 6.25 Resultados del método de K&B en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e)

Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación	- 162 -
FIGURA 6.26 Resultados del método de K&B en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación	- 164 -
FIGURA 6.27 Resultados del método de G&I en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación	- 167 -
FIGURA 6.28 Resultados del método de G&I en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 168 -
FIGURA 6.29 Comparación del T_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo i.....	- 170 -
FIGURA 6.30 Comparación del ξ_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo i.....	- 170 -
FIGURA 6.31 Comparación del T_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo ii.....	- 172 -
FIGURA 6.32 Comparación del ξ_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo ii.....	- 172 -
FIGURA 6.33 Comparación del T_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo iii.....	- 173 -
FIGURA 6.34 Comparación del ξ_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo iii.....	- 174 -
FIGURA 6.35 Comparación de parámetros de los puentes. (a) Factor α, (b) Relación de rigideces $K=K_{max}/K_{min}$ (pilas+aisladores), (c) periodo T_0.....	- 176 -
FIGURA 6.36 Resultados del método de G&I en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 177 -
FIGURA 6.37 Resultados del método de H&C en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 178 -
FIGURA 6.38 Resultados del método de H&S en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 179 -
FIGURA 6.39 Resultados del método de J&O en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 180 -
FIGURA 6.40 Resultados del método de G&I en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 182 -
FIGURA 6.41 Resultados del método de H&C en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R, (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.....	- 183 -

FIGURA 6.42 Resultados del método de H&S en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 184 -

FIGURA 6.43 Resultados del método de J&O en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ - 185 -

LISTA DE TABLAS

TABLA 1.1 <i>Resumen de los métodos lineales equivalentes</i>	- 36 -
TABLA 2.1 <i>Alturas de las pilas de los puentes tipo uno</i>	- 42 -
TABLA 2.2 <i>Alturas de las pilas de los puentes tipo dos</i>	- 43 -
TABLA 2.3 <i>Alturas de las pilas de los puentes tipo tres</i>	- 44 -
TABLA 2.4 <i>Propiedades de los apoyos</i>	- 48 -
TABLA 2.5 <i>Resultados de los análisis en SAP2000</i>	- 51 -
TABLA 2.6 <i>Factor de presencia múltiple de cargas (AASHTO 2010)</i>	- 61 -
TABLA 3.1 <i>Registros sísmicos seleccionados</i>	- 75 -
TABLA 3.2 <i>Aceleración máxima del suelo para las tres componentes de los registros sísmicos seleccionados</i>	- 76 -
TABLA 3.3 <i>Factores de escala aplicados a los espectros de respuesta</i>	- 79 -
TABLA 4.1 <i>Rigidez de los diferentes marcos en los puentes</i>	- 91 -
TABLA 4.2 <i>Rigidez de los puentes en estudio</i>	- 92 -
TABLA 4.3 <i>Rigidez agrietada de los puentes en estudio</i>	- 93 -
TABLA 4.4 <i>Primeros 12 modos de vibrar del modelo 1 con las rigideces calculadas para sus elementos "link"</i>	- 95 -
TABLA 4.5 <i>Desplazamientos del modelo M1C1, método de Rosenblueth y Herrera, demanda sísmica de PAPN850921 intensidad de FS 3000</i>	- 96 -
TABLA 4.6 <i>Resultados del modelo1 para la demanda sísmica de PAPN850921 e intensidad de FS3000</i> -	98 -
TABLA 5.1 <i>Análisis de cargas</i>	- 100 -
TABLA 5.2 <i>Carga uniformemente distribuida sobre la longitud de las vigas</i>	- 101 -
TABLA 5.3 <i>Propiedades geométricas de columnas de los modelos de puentes</i>	- 103 -
TABLA 5.4 <i>Resultados del modelo1 para la demanda sísmica de ACAP8904 e intensidad de FS3000</i> ...	- 115 -
TABLA 6.1 <i>Relación de rigideces K de los modelos</i>	- 117 -
TABLA 6.2 <i>Valores de los métodos del grupo i cuan cruzan el valor de $\Delta_R=1$</i>	- 171 -

OBJETIVOS

Objetivo general.

Determinar la aplicabilidad del método lineal equivalente para predecir la respuesta de puentes aislados con irregularidad en altura.

Objetivos particulares.

Cuantificar los efectos de la irregularidad de puentes con aislamiento en los sistemas equivalentes.

Acotar la aplicabilidad de los sistemas equivalentes en puentes aislados con irregularidad en altura.

RESUMEN

El uso de sistemas de aislamiento para proteger puentes ante eventos sísmicos ha tenido un gran éxito alrededor del mundo. Debido a la naturaleza de estos dispositivos su uso requiere de métodos de análisis que tomen en cuenta la no linealidad del material. El método de análisis con mayor precisión es el análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo, pero resolver sistemas con una gran cantidad de grados de libertad por este método puede requerir una exorbitante cantidad de tiempo. Aun en sistemas de un grado de libertad el número de los diferentes casos de carga que necesitan resolverse puede llegar a ser muy grande. Debido a esto existe la necesidad de métodos aproximados para el análisis de sistemas no lineales. Uno de los métodos aproximados más conocidos es el método lineal equivalente.

En el presente trabajo de investigación se lleva a cabo un estudio analítico dirigido a evaluar la precisión de catorce métodos lineales equivalentes, propuestos en la literatura, aplicados a modelos de puentes de longitud media simplemente apoyados sobre marcos de concreto armado con irregularidad en altura, y con sistemas de aislamiento. Estos modelos son sometidos a diferentes demandas sísmicas caracterizadas por sus acelerogramas. Para su evaluación los resultados de los análisis mediante el uso de los sistemas equivalentes son verificados comparándolos con los resultados de análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo y se discute la influencia de distintos parámetros sobre la aproximación de los métodos.

Palabras clave: Puentes, periodo equivalente, amortiguamiento equivalente, irregularidad en altura, aislamiento.

ABSTRACT

The use of isolation devices to protect bridges structures against seismic events has a great success around the world. Because of the nature of this devices, the use of them requires analytical methods that accounts for the nonlinear behavior of the material. The most accurate analytical method is the nonlinear time history analysis, but solve systems with great number of degree of freedom by this method may require an exorbitant time. Even for single degree of freedom systems the number of analysis cases may be too high. For this, there is a need of using approximate methods for the nonlinear performance of the structural systems. One of the most used approximated methods is the equivalent linearization method.

In the present paper we carried out an analytical study aimed to assess the accuracy of fourteen equivalent linearization methods, proposed in the literature, applied to bridge models of mid span-length with simple supported superstructures. The substructure is composed by reinforced concrete frames with height irregularities and isolation devices. This numerical models are subjected to a family of seismic records. The bridge demands determined with the equivalent systems are compared with the results of the nonlinear time history analyses and the influence of different parameters in the accuracy of the different methods are discussed.

INTRODUCCIÓN

Cada vez es más frecuente el uso de sistemas de aislamiento que se ha utilizado exitosamente en varias partes del mundo. En el campo del análisis de puentes surge la necesidad de encontrar una forma de disminuir el daño que sufren este tipo de estructuras, ya que en caso de una catástrofe de cualquier índole es necesario tener las vías de comunicación en servicio. Por lo tanto, los puentes no deben de sufrir daños severos y mantenerse en condiciones de servicio aceptables. Una solución efectiva consiste en el uso de aisladores para amortiguar el daño en las estructuras. Una de las características principales de los aisladores es la disipación de energía a través de la fluencia de sus materiales por lo que su uso requiere de análisis no lineales. En la actualidad, el análisis de estos sistemas se realiza fácilmente a través de métodos de análisis no lineales de historia en el tiempo; sin embargo, resolver sistemas con un gran número de grados de libertad requiere una enorme cantidad de tiempo de cómputo. Además la enorme cantidad de resultados suele ser tan detallada que resulta impráctico para los ingenieros resumirlos. Incluso para sistemas de un solo grado de libertad, el número de las distintas condiciones de carga puede requerir mucho tiempo para su solución. Por esta razón, siempre será necesario contar con métodos aproximados de análisis de sistemas no lineales (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang, 2014).

En este trabajo se evalúan catorce métodos aproximados para predecir el desplazamiento máximo inelástico de trece puentes aislados con irregularidad en altura sometidos a catorce registros sísmicos analizados en dirección longitudinal y transversal. Los modelos de puentes utilizados corresponden a puentes de longitud media simplemente apoyados, formados con claros de 30 metros y alturas de pilas que varían de 5 a 15 metros. El periodo fundamental de los puentes aislados varía de 1.33 segundos hasta 1.84 segundos y la relación de la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α de sus modelos histeréticos varían desde 0.12 hasta 0.257 en dirección longitudinal y de 0.10 a 0.152 en dirección transversal. La demanda sísmica corresponde a los eventos de las fuentes sísmicas más importantes de México escaladas a cuatro intensidades. Los análisis 3D se realizaron con los programas PERFORM3D para los análisis no lineales y SAP2000 para los lineales. El número de análisis lineales contando los trece modelos, las catorce demandas sísmicas, los catorce métodos lineales equivalentes y las cuatro intensidades a las que se escalaron los registros sísmicos fue de $13 \times 14 \times 14 \times 4 = 10,192$ análisis mientras que el número de análisis no lineales contando los trece modelos, los catorces demandas sísmicas y las cuatro intensidades a las que se escalaron los registros sísmicos fue de $13 \times 14 \times 4 = 728$ análisis.



CAPÍTULO 1 MÉTODOS LINEALES EQUIVALENTES

1.1 Filosofías de diseño

En la actualidad el diseño sismoresistente cuenta con un gran número de métodos de diseño para concebir las edificaciones lo más seguras posibles, estos métodos pueden agruparse en dos clases, métodos de diseño basado en fuerzas y métodos de diseño basado en desplazamientos.

1.1.1 Diseño por fuerzas

La mayoría de los actuales códigos de diseño sísmico están basados en el análisis elástico de estructuras. Estos incluyen el análisis estático y dinámico donde se emplea una fuerza lateral equivalente, de allí que a estos se les denomina como métodos basados en fuerzas. Las fuerzas de diseño se obtienen de espectros de diseño que son divididos entre factores de comportamiento sísmico, que originan que la respuesta esperada de la estructura ante la acción de eventos sísmicos de gran magnitud sea no lineal.

Este método de diseño utiliza un espectro elástico de pseudoaceleraciones para determinar la carga lateral de diseño si se deseara que la estructura permaneciera en el intervalo elástico. El método se fundamenta en el concepto de desplazamientos iguales en el intervalo elástico e inelástico de la estructura. La fuerza de diseño lateral F_y se obtiene dividiendo la carga elástica F_e entre un coeficiente de reducción de fuerzas Q , que representa la sobrerresistencia inherente y la capacidad de ductilidad del sistema estructural al ingresar al intervalo de comportamiento inelástico, como se observa en la figura 1.1.

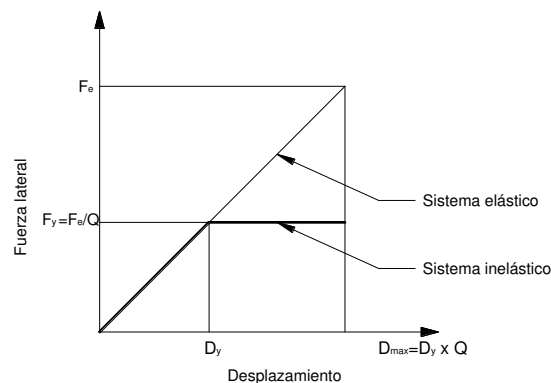


FIGURA 1.1 Concepto de desplazamientos iguales en el método de diseño basado en fuerzas.



Los sistemas diseñados por este método deben contar con la resistencia necesaria para soportar el sismo de colapso y la ductilidad necesaria para asegurar un nivel adecuado de deformación inelástica sin el colapso de la estructura.

La principal ventaja que presenta este método es la simplicidad de su aplicación, algunas limitaciones que presenta son: sólo se puede aplicar a un nivel de desempeño de la estructura (prevención del colapso); se trabaja con el periodo elástico de la estructura sabiendo que se adentra en el intervalo inelástico.

Adicionalmente, el factor Q no se verifica para el comportamiento real de la estructura y la suposición de que el concepto de desplazamientos equivalentes es aplicable a todo tipo de estructuras independientemente de la resistencia y su periodo, no es siempre aplicable.

1.1.2 Deficiencias en el diseño basado en fuerzas

Desde la década de los 60's se ha estudiado la importancia de la respuesta estructural inelástica, las investigaciones se incrementaron en intentos de cuantificar la capacidad de deformación inelástica de los componentes estructurales. De manera general esto fue expresado en términos de capacidad de desplazamiento dúctil μ_{Δ} , que resultó ser un indicador muy útil por su evidente relación con el factor de reducción de fuerza Q, utilizado en el método de diseño basado en fuerzas. Como se observa en la figura 1.2 el concepto de desplazamientos iguales implica que $\mu_{\Delta} = Q$.

En diversos trabajos se ha observado que el concepto de desplazamientos iguales es inapropiado para estructuras con periodos muy cortos, también tiene una dudosa validez para estructuras con periodos medianos cuando el ciclo histerético del sistema inelástico se desvía del comportamiento elasto-plástico.

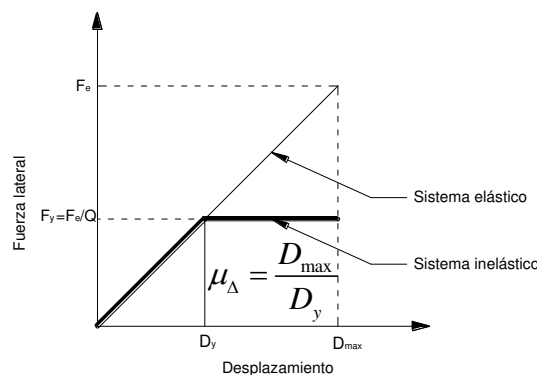


FIGURA 1.2 Regla de igual desplazamiento



Existen también dificultades con la manera apropiada de definir el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último. Refiriéndonos a la figura 1.3 el desplazamiento de fluencia ha tenido varias definiciones como la intersección entre la tangente de la rigidez inicial con la resistencia pico o nominal, la intersección de la rigidez secante y la resistencia nominal, y el desplazamiento al comienzo de la fluencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último también se ha definido de diversas formas, incluyendo el desplazamiento en la resistencia nominal, el desplazamiento correspondiente después del 20% o 50% de degradación de la resistencia nominal y el desplazamiento al momento de la falla. Claramente, con tan amplio intervalo de opciones en los desplazamientos ha habido una considerable variación en la evaluación de la capacidad de desplazamiento dúctil de las estructuras.

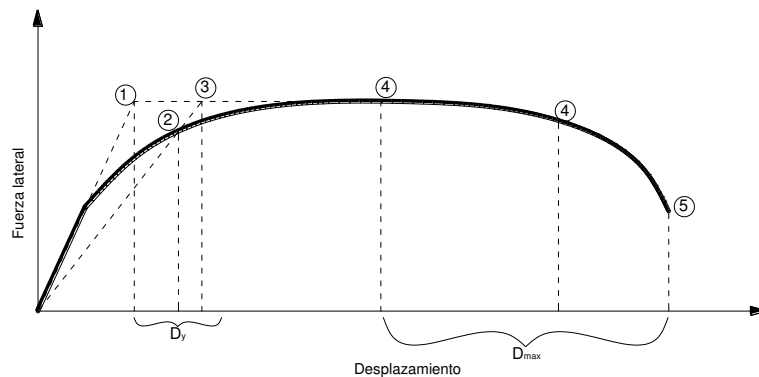


FIGURA 1.3 Problemas con la definición de ductilidad

El factor de reducción para la resistencia asume que los sistemas estructurales particulares tienen capacidad de ductilidad. Sin embargo, este enfoque desde hace 15 años ha sido inaceptable. La capacidad de ductilidad en estructuras de concreto y estructuras de mampostería dependen de muchos factores, entre otros: la capacidad ante carga axial, la cuantía de acero de refuerzo y la configuración estructural. La cimentación también puede afectar significativamente la capacidad de desplazamiento dúctil.

Un ejemplo de la influencia de la longitud de los elementos en la capacidad de desplazamiento dúctil se observa en la figura 1.4 (Kowalsky, 1995), en la cual se compara la capacidad de ductilidad de dos columnas de puentes con idéntica sección transversal, carga axial y acero de refuerzo, pero con diferentes alturas. Al calcular la capacidad de desplazamiento dúctil se observa una diferencia con un factor de 2, como consecuencia de la longitud de la articulación plástica y por lo tanto de la rotación plástica.



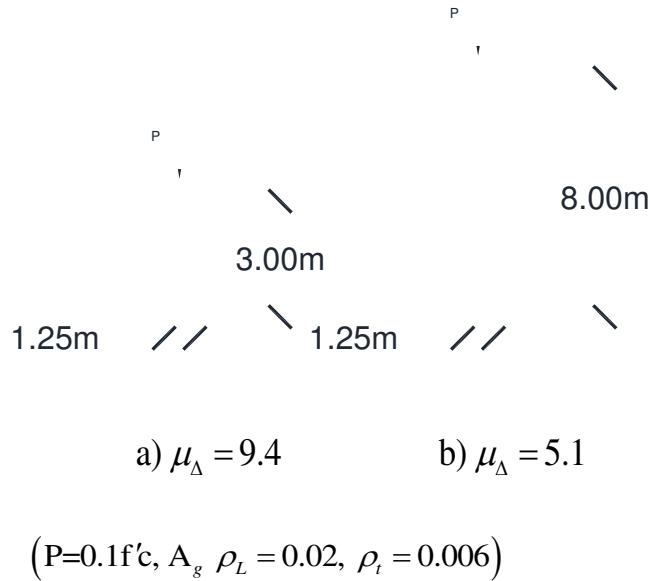


FIGURA 1.4 Influencia de la altura en la capacidad de desplazamiento dúctil en pilas circulares para puentes.

1.1.3 Diseño por desplazamientos

El procedimiento de diseño por desplazamientos se ha desarrollado en las últimas décadas con el objetivo de disminuir las deficiencias del diseño basado en fuerzas que aparece en la mayoría de normativas sísmicas. En este método el ingeniero estructural lleva a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado en vez de para un desplazamiento límite. La metodología de diseño basada en desplazamiento utiliza como punto de partida del diseño sísmico el desplazamiento en lugar de la fuerza, suponiendo que el control de desplazamientos o deriva, es la clave para controlar el daño de una estructura.

Prácticamente todo daño estructural y una gran porción de daño no estructural en edificios y puentes es resultado de eventos sísmicos que producen importantes desplazamientos laterales. Así, la estimación de la demanda de desplazamiento lateral es la parte más importante en un diseño basado en desplazamientos y en general si se requiere un control en el daño (Miranda & Ruiz-García, 2002). Para estimar el desplazamiento lateral considerando comportamiento inelástico existen diversos procedimientos de análisis sísmico no lineal.

1.1.4 Procedimientos de análisis sísmicos inelásticos

Los ingenieros en la práctica utilizan procedimientos de análisis sísmico no lineal para evaluar y diseñar nuevas estructuras, y rehabilitar estructuras ya existentes. El objetivo práctico de los procedimientos de análisis sísmico no lineal es predecir



el comportamiento esperado de una estructura ante un movimiento sísmico. Ya que el daño estructural implica comportamiento inelástico, el procedimiento de análisis y diseño tradicional que usa técnicas elásticas lineales pueden predecir el desempeño sólo de manera implícita. Por el contrario, el objetivo de los procedimientos de análisis sísmico no lineal es estimar directamente la magnitud de deformaciones y distorsiones inelásticas. Varias combinaciones de tipos de modelos estructurales y caracterizaciones de eventos sísmicos definen un número de opciones para análisis inelásticos. La selección de una opción sobre otra depende en el propósito del análisis, los objetivos de desempeño predefinidos, el nivel aceptable de incertidumbre, la disponibilidad suficiente de datos. En algunos casos los códigos pueden dictar el procedimiento de análisis.

1.1.4.1 Análisis dinámico no lineal

Usando la combinación de un registro sísmico y un modelo estructural detallado teóricamente se pueden generar resultados con una relativa baja tasa de incertidumbre. En los análisis dinámicos no lineales, el modelo estructural detallado sujeto a un registro de aceleraciones del suelo estima un componente de deformaciones para cada grado de libertad en el modelo. Un alto nivel de demandas (distorsiones de los elementos, derivas de entrepiso, desplazamiento global) proviene directamente de los elementos mecánicos, como se ilustra en la figura 1.5. Sin embargo sigue existiendo cierto grado de incertidumbre, asociado primordialmente a la falta de datos en el comportamiento de los componentes, particularmente a altas ductilidades.

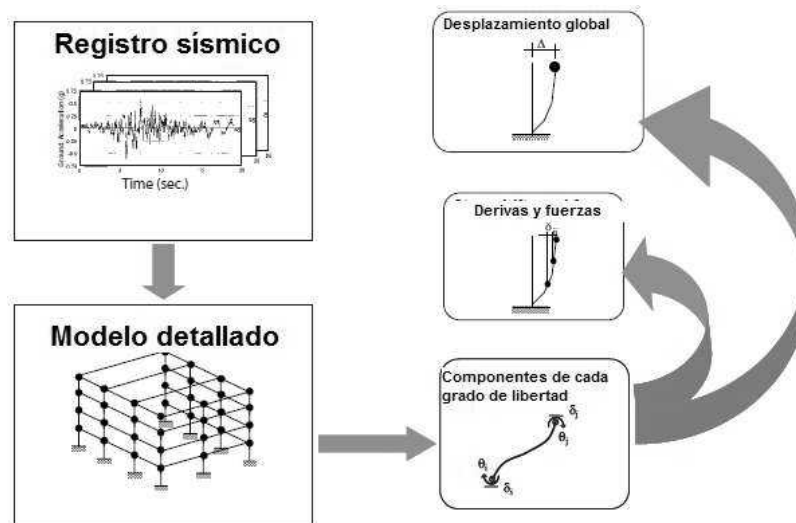


FIGURA 1.5 Diagrama de flujo que representa el proceso del análisis dinámico no lineal. Adaptada de FEMA-440 2005.

1.1.4.2 Análisis dinámico no lineal simplificado con un modelo equivalente de varios grados de libertad

Este análisis también utiliza un registro de aceleraciones del suelo para caracterizar una demanda sísmica. Sin embargo, estas técnicas producen parámetros de demanda de ingeniería en los elementos mecánicos solamente en un nivel básico. Por ejemplo un modelo de osciladores produce desplazamientos de entrepiso o derivas. El ingeniero puede estimar los elementos mecánicos correspondientes usando las suposiciones que fueron la base del modelo simplificado. Así el nivel de incertidumbre asociado con los elementos mecánicos en el modelo simplificado es más grande que los usados con el modelo detallado.

1.1.4.3 Análisis dinámico no lineal simplificado con un modelo equivalente de un solo grado de libertad

Este análisis es una mayor simplificación, utiliza un registro de aceleraciones del suelo para caracterizar una demanda sísmica. El resultado del análisis representa una estimación global de la demanda de desplazamiento. Es importante reconocer que resulta en un bajo nivel de demandas de ingeniería (e.g., derivas de entrepiso, elementos mecánicos, etc.) las cuales se calculan a partir del desplazamiento global usando relaciones fuerza-desplazamiento del oscilador (ver figura 1.6).

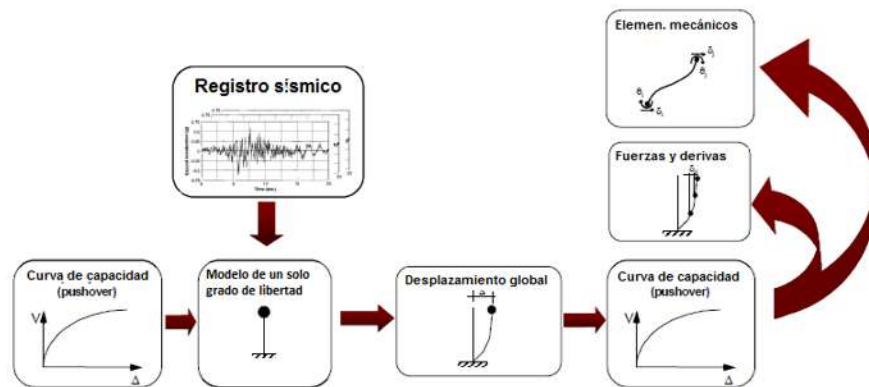


FIGURA 1.6 Diagrama de flujo que representa el proceso del análisis dinámico no lineal simplificado. Adaptada de FEMA-440 2005.

1.1.4.4 Análisis estático no lineal

Este análisis convierte los modelos de varios grados de libertad a un sistema equivalente de un grado de libertad y representa al evento sísmico mediante un espectro de respuesta en lugar de un registro de aceleraciones del suelo. El análisis produce una estimación de la demanda de desplazamiento máximo global. Los desplazamientos de entrepiso y los elementos mecánicos se relacionan



subsecuentemente con parámetros de demanda global mediante la curva de capacidad usada para generar el modelo equivalente de un grado de libertad (ver figura 1.7). A diferencia de los análisis dinámicos no lineales que utilizan un registro de aceleraciones del suelo, el uso de procedimientos estáticos no lineales implican una mayor incertidumbre debido a los procedimientos empíricos usados para estimar el desplazamiento máximo. Esto es cierto incluso si el espectro representativo viene de varios registros de aceleraciones del suelo.

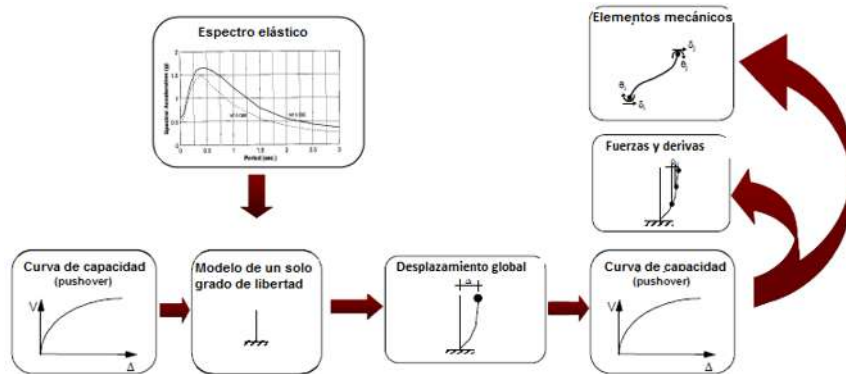


FIGURA 1.7 Diagrama de flujo que representa el proceso del análisis estático no lineal. Adaptada de FEMA-440 2005.

La figura 1.8 resume la relación entre las opciones normales para el procedimiento de análisis sísmicos no lineales con respecto al tipo de modelo estructural utilizado y la caracterización del evento sísmico a utilizar.

		Registro sísmico		
		Espectro de respuesta correspondiente	Registros múltiples	
M O D E L O E S T R U C T U R A L	 Detallado		Análisis Dinámico	
	 Sistema de VGL	Análisis pushover multi-modal (APM)	Análisis dinámico simplificado de varios grados de libertad	
	 Sistema de 1GL	Procedimientos estáticos no lineales (PES)	Análisis dinámico simplificado de un solo grado de libertad	
		Alta	Incertidumbre relativa	Baja

FIGURA 1.8 Matriz que representa el posible proceso de análisis sísmico no lineal. Adaptada de FEMA-440 2005.



1.1.5 Procedimientos estáticos no lineales actuales

Los procedimientos estáticos no lineales son populares entre los ingenieros de la práctica. Primordialmente se utilizan dos opciones, técnicas de linearización equivalente (método lineal equivalente) que se basa en la suposición de que el máximo desplazamiento total (elástico más inelástico) de un oscilador de un solo grado de libertad puede ser estimado por una respuesta elástica de un oscilador con un periodo y un amortiguamiento más grande que el del oscilador original. Estos procedimientos utilizan estimaciones de ductilidad para evaluar el periodo y amortiguamiento efectivo. El método del coeficiente es fundamentalmente un procedimiento que modifica el desplazamiento. Estima el desplazamiento máximo de un oscilador al multiplicar su respuesta elástica por uno o más coeficientes, asumiendo que las propiedades y amortiguamiento son lineales. Los coeficientes se obtienen empíricamente de una serie de análisis no lineales de historia en el tiempo de varios osciladores en los cuales se van variando los periodos y resistencias, el método se presenta en el documento “Federal Emergency Management Agency-356” (FEMA-356).

Una forma de linearización equivalente se conoce como el método del espectro de capacidad se presenta en el documento “Applied technology Council-40” (ATC-40).

Ambos enfoques utilizan análisis estáticos no lineales (análisis pushover) para estimar las características de fuerza-deformación lateral de la estructura. En ambos procedimientos la demanda de deformación global (elástica e inelástica) en la estructura se calcula mediante la respuesta de un sistema de un grado de libertad encontrando las propiedades de carga-deformación mediante el análisis pushover. Se diferencian, sin embargo, en la técnica empleada para estimar la demanda de deformación máxima (elástica e inelástica).

1.2 Descripción general del método lineal equivalente

En la actualidad, la solución de sistemas no lineales es muy sencilla a través de métodos de análisis no lineales de historia en el tiempo, sin embargo, resolver sistemas con un gran número de grados de libertad puede requerir una enorme cantidad de tiempo cuando se usan métodos de análisis de historia en el tiempo. También una enorme cantidad de resultados que provienen de sistemas que pueden ser muy detallados puede resultar impráctico, para los ingenieros, resumir. Incluso para sistemas de un solo grado de libertad, el número de las distintas condiciones de carga puede requerir mucho tiempo en su solución. Por esta razón,



siempre será necesario contar con métodos aproximados de análisis de sistemas no lineales (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang, 2014).

1.2.1 Definición del método lineal equivalente

El método lineal equivalente estima las demandas de desplazamiento máximo de un sistema inelástico usando la demanda de desplazamiento máximo de un sistema lineal equivalente. El periodo de vibración y la relación de amortiguamiento viscoso del sistema lineal equivalente se conocen como periodo equivalente T_{eq} y relación de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} , respectivamente. La premisa fundamental de este método es que la respuesta inelástica máxima de una estructura se puede modelar adecuadamente usando características de rigidez y amortiguamiento seleccionadas de un sistema lineal, de tal manera que los dos sistemas sean aproximadamente iguales, ver figura 1.9.

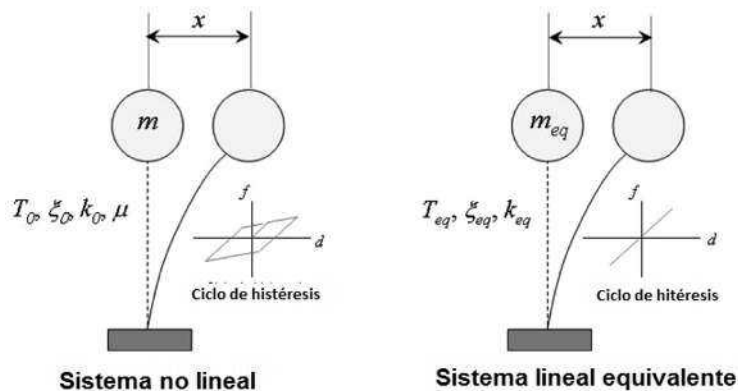


FIGURA 1.9 Definición del método lineal equivalente. Adaptada de (Sanchez-Flores & Igarashi, 2011).

1.2.2 Definición de las propiedades equivalentes

Se han desarrollado muchos modelos histeréticos en los últimos años para simular el comportamiento no lineal de distintos elementos estructurales. Sin embargo, para simplificar el procedimiento de diseño, un comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal es recomendado en la mayoría de los códigos estructurales modernos, el cual puede ser caracterizado por una rigidez elástica inicial K_i , una rigidez post-elástica (αK_i), y una fuerza de fluencia F_y , como se muestra en la figura 1.10.



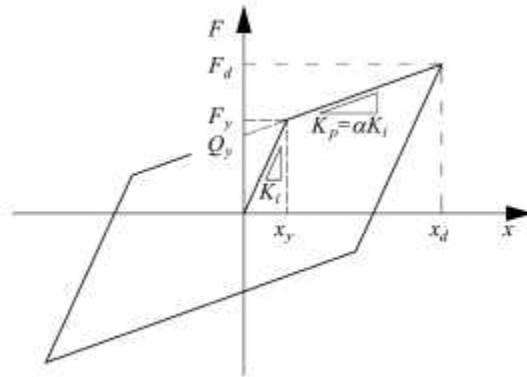


FIGURA 1.10 Modelo idealizado de histéresis bilineal. Adaptada de (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang, 2014).

En un modelo de histéresis bilineal, la fuerza restauradora $F(x, \dot{x})$ en el caso de una respuesta estable puede ser expresado por:

$$F(x, \dot{x}) = \begin{cases} K_i [\alpha x + (1-\alpha)x_y] & \text{si } -(x_d - 2x_y) \leq x \leq x_d & (\dot{x} > 0) \\ K_i [x - (1-\alpha)(x_d - x_y)] & \text{si } x_d - 2x_y \leq x \leq x_d & (\dot{x} < 0) \\ K_i [\alpha x - (1-\alpha)x_y] & \text{si } -x_d \leq x \leq x_d - 2x_y & (\dot{x} > 0) \\ K_i [x + (1-\alpha)(x_d - x_y)] & \text{si } -x_d \leq x \leq -(x_d - 2x_y) & (\dot{x} < 0) \end{cases} \dots\dots\dots (1.1)$$

Para sistemas de un grado de libertad con comportamiento histeretico bilineal, la ecuación de movimiento ante un evento sísmico se define con:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + F(x(t), \dot{x}(t)) = -M\ddot{x}_g(t) \dots\dots\dots (1.2)$$

En donde:

$\ddot{x}(t)$ = Aceleración del sistema de un grado de libertad respecto del suelo

$\dot{x}(t)$ = Velocidad del sistema de un grado de libertad respecto del suelo

$x(t)$ = Desplazamiento del sistema de un grado de libertad respecto del suelo

C = Coeficiente de amortiguamiento

$F(x, \dot{x})$ = Fuerza restauradora

M = Masa del sistema

$\ddot{x}_g(t)$ = Aceleración del suelo

Dividiendo entre la masa, la ecuación 1.2 puede ser reescrita como:



$$\ddot{x}(t) + \frac{4\pi\xi_0}{T_0} \dot{x}(t) + \frac{F(x(t), \dot{x}(t))}{M} = -\ddot{x}_g(t) \dots\dots\dots (1.3)$$

En donde:

T_0 = Periodo natural de vibrar

ξ_0 = Relación de amortiguamiento viscoso

El periodo natural de vibrar queda definido mediante la ecuación 1.4.

$$T_0 = 2\pi\sqrt{M/K_i} \dots\dots\dots (1.4)$$

Reemplazando el sistema inelástico de un grado de libertad con un sistema lineal de un grado de libertad, la ecuación diferencial de movimiento puede ser expresada como:

$$M\ddot{x}_{eq}(t) + C_{eq}\dot{x}_{eq}(t) + K_{eq}x_{eq}(t) = -M\ddot{x}_g(t) \dots\dots\dots (1.5)$$

En donde:

$\ddot{x}_{eq}(t)$ = Aceleración del sistema equivalente de un grado de libertad respecto del suelo

$\dot{x}_{eq}(t)$ = Velocidad del sistema equivalente de un grado de libertad respecto del suelo

$x_{eq}(t)$ = Desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad respecto del suelo

C_{eq} = Coeficiente de amortiguamiento equivalente

K_{eq} = Rigidez equivalente

M = Masa del sistema

De manera similar, al dividir la ecuación 1.5 entre la masa puede reescribirse como:

$$\ddot{x}_{eq}(t) + \frac{4\pi\xi_{eq}}{T_{eq}} \dot{x}_{eq}(t) + \left(\frac{2\pi}{T_{eq}}\right)^2 x_{eq}(t) = -\ddot{x}_g(t) \dots\dots\dots (1.6)$$

En donde:

T_{eq} = Periodo de vibración del sistema equivalente

ξ_{eq} = Relación de amortiguamiento del sistema equivalente

El periodo natural de vibrar del sistema equivalente está dado por la ecuación 1.7.



$$T_{eq} = 2\pi\sqrt{M/K_{eq}} \dots\dots\dots(1.7)$$

La relación de amortiguamiento viscoso del sistema equivalente está dada por la ecuación 1.8.

$$\xi_{eq} = \frac{C_{eq}}{2\sqrt{K_{eq}M}} \dots\dots\dots(1.8)$$

Se puede observar que, dado un evento sísmico específico la respuesta de los sistemas no lineales es una función de las propiedades no lineales y del amortiguamiento viscoso inherente, mientras que en los sistemas lineales equivalente es una función de del periodo equivalente y de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente.

Debido a que el método lineal equivalente es solo un método aproximado, su precisión depende completamente de los valores del periodo equivalente y amortiguamiento equivalente (Lin & Miranda,2009).

1.3 Métodos propuestos en la literatura

El concepto de amortiguamiento viscoso equivalente fue propuesto por primera vez por Jacobsen en el año de 1930 para obtener soluciones aproximadas de sistemas de un grado de libertad sometidos a vibración forzada estable con relaciones fuerza-desplazamiento lineal, pero con fuerzas de amortiguamiento proporcional a la enésima potencia de la velocidad de movimiento cuando está sujeta a fuerzas sinodales. En este estudio pionero, la rigidez del sistema equivalente fue igualada a la del sistema real, y la relación de amortiguamiento viscoso equivalente fue obtenida mediante la igualación de la energía disipada por ciclo de la fuerza de amortiguamiento real con la fuerza de amortiguamiento equivalente. Años más tarde el mismo autor extendió el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente al producido en sistemas de un grado de libertad, al considerar simultáneamente una relación de amortiguamiento viscoso equivalente y un cambio de periodo.

De acuerdo con las distintas maneras de estimar el periodo equivalente o la relación de amortiguamiento viscoso equivalente, varias fórmulas se han desarrollado de manera analítica o empírica en las últimas décadas para el tratamiento de los métodos lineales equivalentes. En general, estas fórmulas se pueden clasificar en dos principales grupos de acuerdo a la manera de definir el periodo de vibración equivalente (o rigidez equivalente). El primer grupo incluye métodos en donde se define el periodo equivalente usando el concepto de rigidez



secante. El segundo grupo de métodos lineales equivalentes existentes utiliza otras fórmulas derivadas o ajustadas.

1.3.1 Métodos lineales equivalentes basados en la rigidez secante

1.3.1.1 Método propuesto por Rosenblueth y Herrera

Basado en carga armónica, Rosenblueth y Herrera (Rosenblueth & Herrera, 1964) fueron los primeros en proponer el concepto de rigidez secante como base para seleccionar la relación de periodos como se muestra en la figura 1.11.

Este método también es conocido como el método de la rigidez geométrica, el cual ha sido adoptado por los documentos AASHTO y Eurocode 8. La relación de periodo del sistema lineal equivalente está dada por:

$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{K_i / K_{eq}} = \sqrt{\mu / [1 + \alpha(\mu - 1)]} \dots\dots\dots(1.9)$$

En donde:

T_{eq} = Periodo del sistema equivalente

T_0 = Periodo del sistema original

K_{eq} = Rigidez secante en la deformación máxima

K_i = Rigidez inicial

μ = Relación de ductilidad de deformación

α = Factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia

Empleando el principio de igual disipación de energía, la relación de amortiguamiento histerético de sistemas lineales equivalentes pueden obtenerse como se muestra en la figura 1.11 (b).

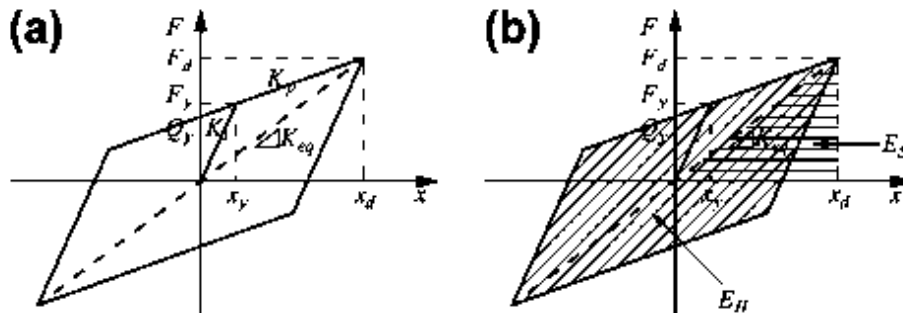


FIGURA 1.11 (a) rigidez secante y (b) principio de igual disipación de energía. Adaptada de (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang,2014).



$$\xi_{hyst} = \frac{E_H}{4\pi E_S} = \frac{4Q_y x (x_d - x_y)}{2\pi K_{eq} x_d^2} \dots\dots\dots(1.10)$$

En donde:

E_H = Energía histerética disipada por ciclo de deformación inelástica

E_S = Energía de deformación elástica basada en la rigidez secante

Considerando la relación de rigideces antes y después de la fluencia y la relación de ductilidad de desplazamiento, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente puede expresarse como:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_{hyst} = \xi_0 + \frac{2(1-\alpha)(\mu-1)}{\pi\mu[1+\alpha(\mu-1)]} \dots\dots\dots(1.11)$$

En donde:

ξ_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente

ξ_0 = Amortiguamiento elástico que se asume del 5%

ξ_{hyst} = Amortiguamiento histerético

1.3.1.2 Método propuesto por Gulkan y Sozen

En este trabajo (Gulkan & Sozen , 1974) se señala que la reducción en rigidez y el incremento en la capacidad de disipación de energía son dos características básicas en estructuras de concreto reforzado para mitigar la respuesta estructural cuando están sujetas a movimientos fuertes del suelo y que ambas pueden relacionarse con el desplazamiento máximo. Se concluye que la máxima respuesta dinámica de estructuras de concreto reforzado representadas como sistemas de un grado de libertad pueden ser aproximada por un análisis lineal usando una rigidez reducida y sustituyendo la relación de amortiguamiento viscoso. Basado en el modelo histerético de Takeda y una serie de investigaciones experimentales en marcos de concreto reforzado, se propone una simple ecuación empírica para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente, la cual esta expresada como:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2(1 - 1/\sqrt{\mu}) \dots\dots\dots(1.12)$$

En donde:

ξ_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente



ξ_0 = Amortiguamiento elástico que se asume del 5%

μ = Relación de ductilidad de deformación

1.3.1.3 Método propuesto por Japanese Public Works Research Institute (JPWRI)

Para tratar de obtener resultados más precisos de desplazamiento máximo en sistemas inelásticos, el JPWRI (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang, 2014) propuso el concepto de desplazamiento de diseño efectivo, el cual se obtiene con el 70% de desplazamiento máximo de diseño. Para calcular la relación de periodos y la relación de amortiguamiento viscoso equivalente se sustituye 0.7μ por μ en las ecuaciones 1.9 y 1.11. Las cuales se pueden reescribir como:

$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{0.7\mu / [1 + \alpha(0.7\mu - 1)]} \dots\dots\dots(1.13)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_{hyst} = \xi_0 + \frac{2(1-\alpha)(0.7\mu - 1)}{0.7\pi\mu[1 + \alpha(0.7\mu - 1)]} \dots\dots\dots(1.14)$$

1.3.1.4 Método propuesto por Kowalsky

Asumiendo que la energía absorbida en un ciclo de un sistema inelástico y un sistema equivalente son iguales, Kowalsky (Liu, Zordan, Briseghella, & Zhang, 2014) obtuvo una ecuación para la relación de amortiguamiento viscoso equivalente basado en la rigidez secante y el modelo histerético de Takeda. La relación de amortiguamiento viscoso equivalente está dada por:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \mu^n \left(\frac{1-\alpha}{\mu} + \alpha \right) \right] \dots\dots\dots(1.15)$$

En donde:

n = Factor de degradación de rigidez, con un valor recomendado de 0 para estructuras de acero y 0.5 para estructuras de concreto.

1.3.1.5 Método propuesto por Jara y Casas

Jara y Casas (Jara & Casas, 2006) propusieron una expresión empírica de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente para mejorar la predicción de modelos lineales equivalentes aplicados a puentes apoyados sobre aisladores laminados con núcleo de plomo. La fórmula para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente es:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.05 \ln \mu \dots\dots\dots(1.16)$$



Concluyeron que al usar el modelo propuesto, la predicción del desplazamiento con el análisis elástico lineal equivalente podría mejorar y disminuir la dispersión de los resultados sobre todo el intervalo de ductilidades.

1.3.1.6 Método propuesto por Dicleli y Buddaram

Dicleli y Buddaram (Dicleli & Buddaram, 2007) modificando la ecuación existente para estimar la relación de amortiguamiento viscoso equivalente, una nueva expresión fue propuesta para obtener resultados más razonables para estructuras asiladas sísmicamente, la cual es expresada como:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2(1-\alpha)(\mu-1)}{\pi\mu[1+\alpha(\mu-1)]} \sqrt{0.41 \left(\frac{T_{eq}}{T_0} - 1 \right)} \dots\dots\dots(1.17)$$

1.3.1.7 Método propuesto por Jara y Olmos

Jara et al. (Jara M. , Jara , Olmos, & Casas, 2012) reconocieron que las características dinámicas de los eventos sísmicos, capacidades de ductilidad, tipo de relación histerética y degradación de rigidez de las estructuras son aspectos que afectan en forma importante tanto la rigidez equivalente como la capacidad de disipar energía de estos sistemas. Se señala también que estas condiciones no han sido consideradas adecuadamente en los análisis. Entonces, se propone una nueva expresión para evaluar el amortiguamiento viscoso equivalente obtenida para puentes soportados en aisladores laminados con núcleo de plomo:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \eta \ln \mu \leq 0.30 \dots\dots\dots(1.18)$$

En donde:

η = Coeficiente para considerar el tipo de registro sísmico, 0.065 para suelos firmes o 0.085 para suelos blandos.

1.3.2 Métodos lineales equivalentes que no se basan en la rigidez secante

1.3.2.1 Método propuesto por Iwan y Gates

Bajo carga sísmica, los autores (Iwan & Gates, 1979) sugieren que en la mayor parte del tiempo el desplazamiento de los sistemas es mucho más pequeño que la respuesta máxima, así la relación de amortiguamiento viscoso equivalente subestimaría la respuesta máxima. Iwan y Gates propusieron un modelo de amortiguamiento basado en la rigidez y energía promedio, para mejorar la precisión del método lineal equivalente.



$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1) + (1 - \alpha) \ln \mu}} \dots\dots\dots (1.19)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{6(1 - \alpha)(\mu - 1)^2 + \pi \xi_0 [(1 - \alpha)(3\mu^2 - 1) + 2\alpha\mu]}{2\pi\mu^2 [1 + \alpha(\mu - 1) + (1 - \alpha) \ln \mu]} \dots\dots\dots (1.20)$$

1.3.2.2 Método propuesto por Iwan

En otro trabajo de Iwan (Iwan, 1980) se evaluaron varios métodos de donde se encontró que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente es sobreestimada para la mayoría de intervalos de ductilidad. Obtuvo ecuaciones empíricas para determinar la relación de periodos y el amortiguamiento viscoso equivalente como sigue:

$$T_{eq} / T_0 = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \dots\dots\dots (1.21)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \dots\dots\dots (1.22)$$

La relación entre periodo y amortiguamiento lineal equivalente fue presentada por:

$$\xi_{eq} - \xi_0 = 0.1352 \left(\frac{T_{eq}}{T_0} - 1 \right)^{0.3952} \dots\dots\dots (1.23)$$

1.3.2.3 Método propuesto por Hwang y Sheng

En este estudio (Hwang & Sheng, 1993) se evaluó la rigidez equivalente y la relación de amortiguamiento equivalente de puentes asilados sísmicamente. Para mejorar la predicción del modelo de Iwan, los datos obtenidos por Iwan y Gates fueron usados para adaptar una función que relaciona el periodo equivalente y la ductilidad. La fórmula propuesta se expresa en la ecuación 1.24, sin embargo la fórmula usada para calcular la relación de amortiguamiento equivalente se mantuvo igual a la ecuación 1.22.

$$T_{eq} / T_0 = 1 + \ln \left[1 + 0.13(\mu - 1)^{1.137} \right] \dots\dots\dots (1.24)$$

1.3.2.4 Método propuesto por Hwang y Chiou

Hwang y Chiou (Hwang & Chiou, 1996) propusieron un modelo elástico lineal equivalente para el análisis de puentes con asilamiento de base que usan aisladores laminados con núcleo de plomo, la cual se obtuvo modificando la forma



que se encuentra propuesta en las especificaciones para aislamiento sísmico (AASHTO, 2002) a través de un método de identificación. Las fórmulas para calcular la relación de periodo y el amortiguamiento viscoso equivalente son expresadas respectivamente como:

$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1)}} \left(1 - 0.737 \frac{\mu - 1}{\mu^2} \right) \dots\dots\dots (1.25)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi\mu[1 + \alpha(\mu - 1)]} \frac{\mu^{0.58}}{6 - 10\alpha} \dots\dots\dots (1.26)$$

1.3.2.5 Método propuesto por Ou y colaboradores.

Basado en el modelo de rigidez y energía promedio, Ou y colaboradores (Ou, Wu, & Long, 1998) propusieron un modelo de rigidez y amortiguamiento promedio, en el cual el periodo equivalente es el mismo que en el modelo de rigidez y energía promedio. Sin embargo, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente se expresa como:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2[1 + \alpha(\mu - 1) + \mu(1 - \alpha) \ln \mu - \mu]}{\pi\mu^2[1 + \alpha(\mu - 1) + (1 - \alpha) \ln \mu]} \dots\dots\dots (1.27)$$

1.3.2.6 Método propuesto por Kwan y Billington

Kwan y Billington (Kwan & Billington, 2003) propusieron una relación entre el periodo equivalente y el amortiguamiento equivalente para el método lineal equivalente. Muestran que los resultados de simulaciones indican que ni en los métodos basados en la rigidez secante ni en los métodos empíricos existentes son adecuados para tomar en cuenta la influencia del comportamiento histerético en los parámetros de sistemas lineales equivalentes. Valores óptimos de periodo equivalente y relación de amortiguamiento viscoso equivalente que provenían de extensivos análisis de historia en el tiempo de sistemas de un grado de libertad para seis tipos de comportamiento histerético e intervalo de periodos entre 0.1-1.5 seg, fueron usados para obtener nuevas relaciones que se presentan como sigue:

$$T_{eq} / T_0 = 0.8\mu^{C_1} \dots\dots\dots (1.28)$$

$$\xi_{eq} = \frac{2C_2}{\pi} \left(\frac{T_{eq}}{T_0} \right)^2 \frac{\mu - 1}{\mu^2} + 0.55 \left(\frac{T_{eq}}{T_0} \right)^2 \xi_0 \dots\dots\dots (1.29)$$



Para sistemas histeréticos con comportamiento elastoplástico con degradación moderada y ligera, se proponen valores de C_1 y C_2 de 0.5 y 0.56, respectivamente.

1.3.2.7 Método propuesto por Guyader y Iwan

Con el fin de medir los beneficios de los parámetros óptimos del método lineal equivalente de acuerdo a cierto sentido de aceptabilidad en ingeniería, Guyader e Iwan (Guyader & Iwan, 2004) introdujeron el método del espectro de capacidad mejorado, siendo uno de los tres métodos que se presentan en FEMA-440. En ese estudio, los parámetros óptimos de periodo y amortiguamiento viscoso equivalente fueron tomados como valores que maximizan la probabilidad en que el porcentaje de error entre el sistema no lineal y el sistema lineal equivalente se encuentre en el intervalo de -10% a +20%. Las ecuaciones empíricas propuestas son:

Para $\mu < 4.0$:

$$T_{eq} / T_0 = 1 + 0.1262(\mu - 1)^2 - 0.0224(\mu - 1)^3 \dots\dots\dots (1.30)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.05073(\mu - 1)^2 - 0.01083(\mu - 1)^3 \dots\dots\dots (1.31)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eq} / T_0 = 1.1713 + 0.1194(\mu - 1) \dots\dots\dots (1.32)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.05073(\mu - 1)^2 - 0.01083(\mu - 1)^3 \dots\dots\dots (1.33)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eq} / T_0 = 1 + 0.87 \left(\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.10[(\mu - 1) - 1]}} - 1 \right) \dots\dots\dots (1.34)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.24383 \frac{0.36(\mu - 1) - 1}{[0.36(\mu - 1)]^2} \left(\frac{T_{eq}}{T_0} \right)^2 \dots\dots\dots (1.35)$$

1.3.3 Generalidades de los métodos lineales equivalentes

En la tabla 1.1 se presentan las características más importantes de los catorce métodos lineales equivalentes que serán evaluados en este trabajo.



En esta tabla se observa que en la mayoría de los métodos se consideró un sistema histerético bilineal mientras que los métodos K&B y G&I consideraron varios tipos. Varios métodos también recomiendan limitar los valores respecto al factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia y a la demanda de ductilidad que estará sujeta a los modelos evaluados. En la figura 1.12 se grafican todos los métodos respecto a la relación de periodos T_{eq} tomando un valor de α igual a 0.1, los métodos que utilizan el concepto de la rigidez secante tendrán el mismo valor de la relación de periodos para cualquier ductilidad con excepción del método JPWRI ya este método busca obtener un 70% del desplazamiento máximo.

En la figura 1.13 se grafican todos los métodos respecto al porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} tomando un valor de α igual a 0.1, de esta figura se observa que para ductilidades menores de 10 el intervalo de valores de ξ_{eq} es desde 0.09 hasta 0.38, este intervalo disminuye en valores de ductilidad de 10 a 20 entre los valores de 0.16 a 0.28 después de un valor de ductilidad de 20 el intervalo vuelve a crecer y en la ductilidad de 50 se encuentra entre los valores de 0.1 a 0.35.

TABLA 1.1 Resumen de los métodos lineales equivalentes

Método		Tipo de modelo histerético	Relación de rigideces de posfluencia e inicial α	Ductilidad
Rosenblueth y Herrera	R&H	Bilineal	$0.00 < \alpha < 1.00$	$1 < \mu$
Gulkan y Sozen	G&S	Takeda sin endurecimiento	$\alpha = 0.00$	$1 < \mu$
Japanese Public Works Research Institute	JPWRI	Bilineal	$0.00 < \alpha < 1.00$	$1 < \mu$
Kowalsky	Kow	Takeda con endurecimiento de posfluencia	$\alpha = 0.05$	$1 < \mu$
Jara y Casas	J&C	Bilineal	$0.05 < \alpha < 0.15$	$1 < \mu < 40$
Dicleli y Buddaram	D&B	Bilineal	$0.01 < \alpha < 0.20$	$2 < A_p W / Q_y < 10^*$
Jara y Olmos	J&O	Bilineal	$0.05 < \alpha < 0.15$	$1 < \mu < 30$
Iwan y Gates	I&G	Bilineal	$0.00 < \alpha < 1.00$	$1 < \mu$
Iwan	Iwan	Elastoplastico perfecto	$\alpha = 0.00$	$1 < \mu < 8$
Hwang y Sheng	H&S	Bilineal	$\alpha = 0.05$	$1 < \mu < 8$
Hwang y Chiou	H&C	Bilineal	$\alpha = 0.15$	$2 < \mu < 50$
Ou y colaboradores	Ou	Bilineal	$0.00 < \alpha < 1.00$	$1 < \mu$
Kwan y Billington	K&B	Elastoplastico perfecto, degradación ligera, degradación moderada, origen orientado, bilineal elástico	-	$2 < \mu < 8$
Guyader y Iwan	G&I	Bilineal, degradación de rigidez, degradación de rigidez y resistencia, "pinching"	-	$1.25 < \mu < 10$

Nota: A_p es la aceleración máxima del suelo, W es el peso actuante en el modelo y Q_y es la fuerza en el desplazamiento cero.

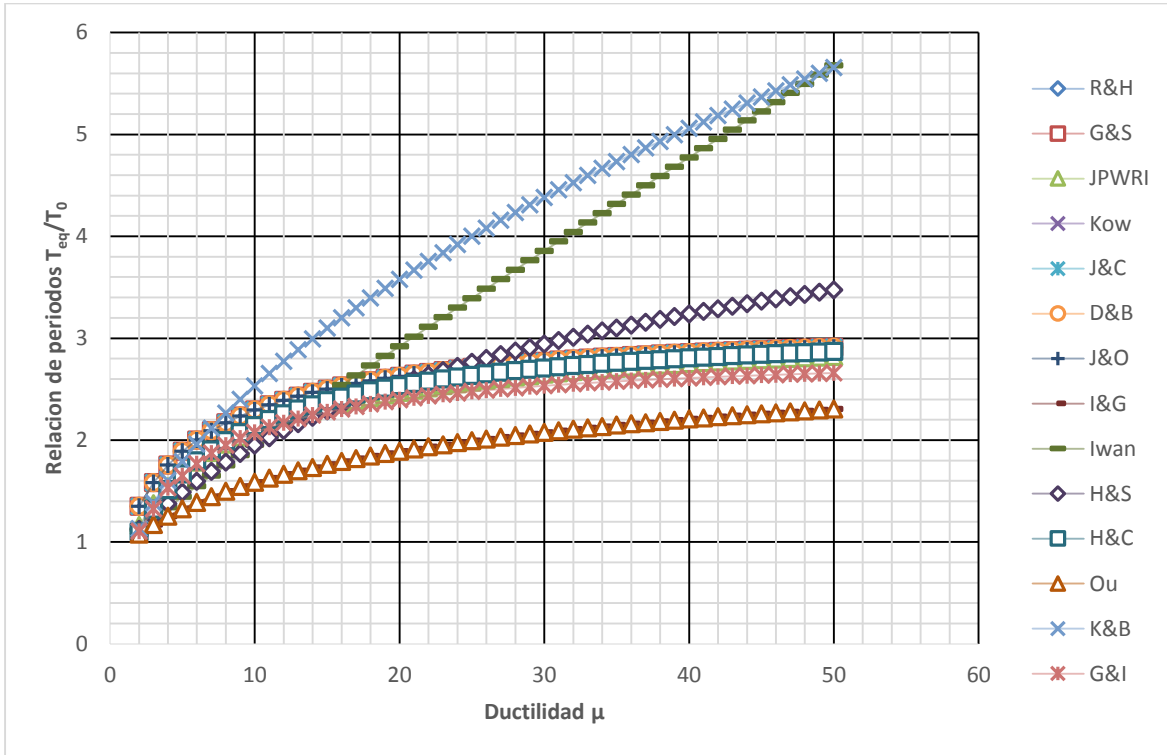


FIGURA 1.12 Comparación de las fórmulas para calcular T_{eq} de los diferentes métodos.

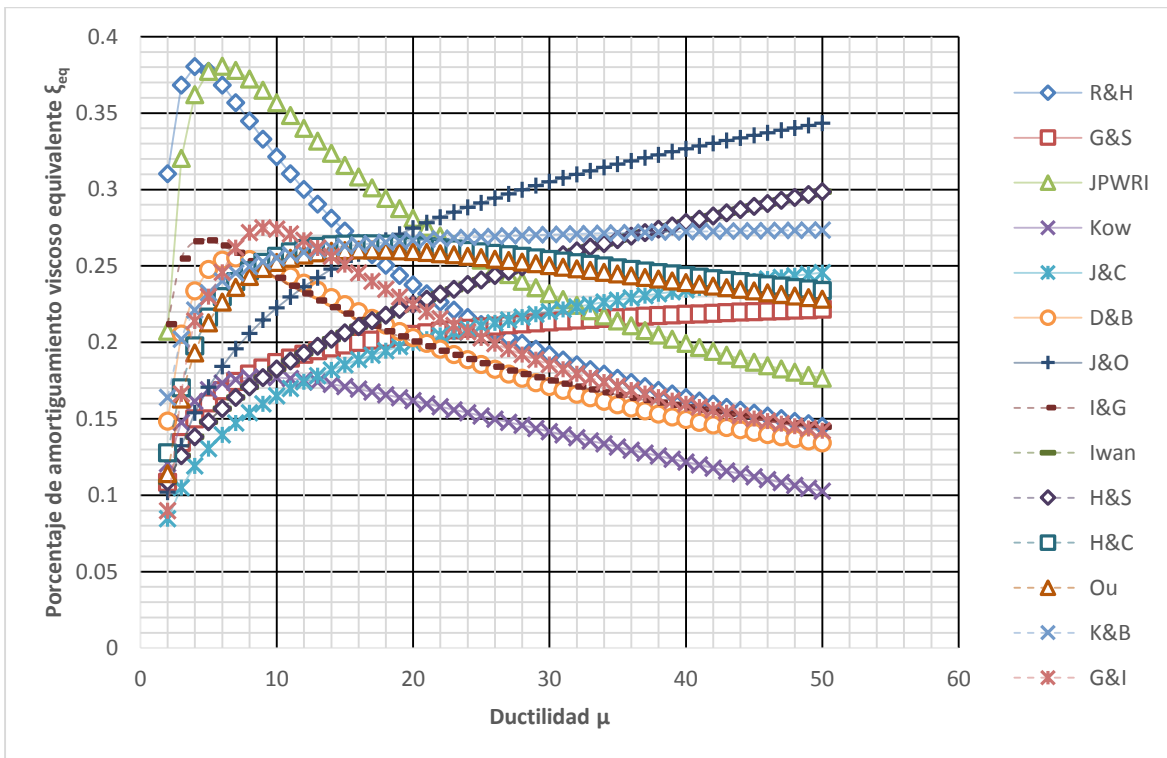


FIGURA 1.13 Comparación de las fórmulas para calcular ξ_{eq} de los diferentes métodos.



CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE PUENTES Y SISTEMA DE AISLAMIENTO

2.1 Introducción

El análisis y diseño de puentes en México, con el paso de los años, ha buscado la realización de estructuras más seguras. La Secretaría de Obras Públicas (SOP), actualmente la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), ha realizado trabajos de inspección, aunque no se cuenta con un control detallado de todas las características de los puentes existentes, sobre los materiales y geometrías utilizados.

Actualmente por su importancia se destacan 46,000 km de carreteras, en las cuales se incluyen 200 km de puentes con más de 6 m de claro, de un sistema carretero nacional que alcanza los 240,000 km de longitud, (Jara, 2009), citado en (Villanueva Monroy, 2011). Una gran cantidad de puentes importantes se encuentran cercanos a la costa del Océano Pacífico, zona de la más alta sismicidad del país, lo que hace atractivo el uso de sistemas de control como el aislamiento sísmico.

Para el análisis de la carga vehicular para puentes en carreteras tipo B2, la SCT establece que deben analizarse las diferentes condiciones de simultaneidad que se establezcan entre un carril cargado con un camión T3-S3 Tipo 1 (48.50 ton) o T3-S2-R4 Tipo 1 (66.50 ton) y el carril restante cargado con un camión HS-20, para así definir la condición más desfavorable que gobierna el diseño. Dichas condiciones deben ser afectadas por los factores de presencia múltiple que establecen las Especificaciones de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 2010), teniendo un valor de 1.20 para un carril cargado y de 1.00 para dos carriles cargados. Los pesos y dimensiones de los camiones de diseño se muestran en la Figura 2.1.

2.2 Aspectos generales sobre los puentes existentes en México

En Jara (2009), citado en (Villanueva Monroy, 2011), se presenta una recopilación de información sobre los puentes construidos desde el año 1960 hasta el 2000 (figura 2.2), la cual fue ampliada mediante mediciones en campo. Con base en este documento se observaron y analizaron las propiedades de los puentes, para posteriormente realizar una elección del intervalo de variación de la altura de pilas,



así como la geometría y elementos que constituyen la superestructura y la subestructura de los modelos de puentes en estudio.

La superestructura que se utiliza en puentes con claros mayores a 20 metros está formada por traveses de concreto presforzado, que normalmente son del tipo AASHTO, o traveses de acero.

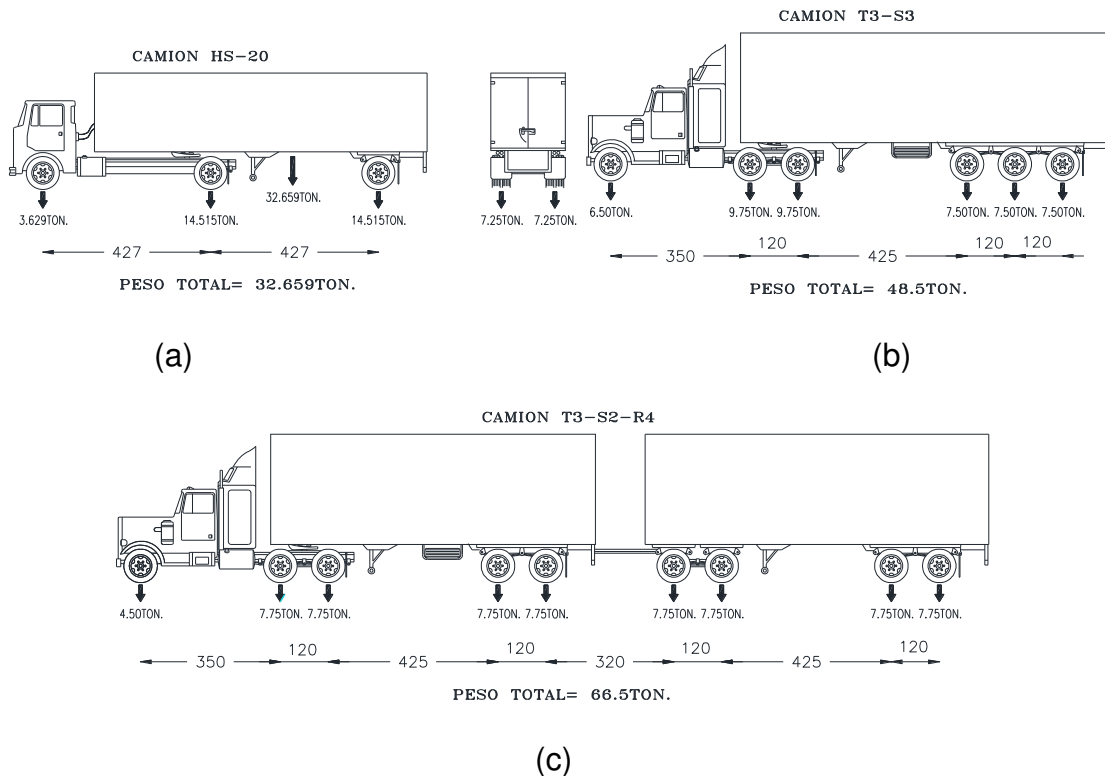


FIGURA 2.1 Pesos y dimensiones de los camiones de diseño: (a) HS-20, (b) T3-S3 y (c) T3-S2-R4.

Los apoyos de la superestructura más utilizados son los apoyos de cartón asfáltico seguido de los poyos de neopreno, con el paso del tiempo se fueron rehabilitando los puentes reemplazando también los apoyos de cartón asfáltico por apoyos de neopreno y en diseños recientes han dejado de ser utilizados. Otros tipos de apoyos que son utilizados en menor medida son los apoyos de placas de acero, mecedoras de concreto y mecedoras de acero.

De la figura 2.2 se observa que la mayoría de los puentes fueron construidos antes de los años ochenta pero un porcentaje importante de puentes ha sido construido en los últimos treinta años. De la misma forma en la figura 2.3 se aprecia que el mayor porcentaje de puentes presentan claros entre 10 y 25 metros, sin embargo un 25.4% de los puentes presentan longitudes de claros mayores, lo cual es muy importante cuando hay la posibilidad de aislar sísmicamente un puente.



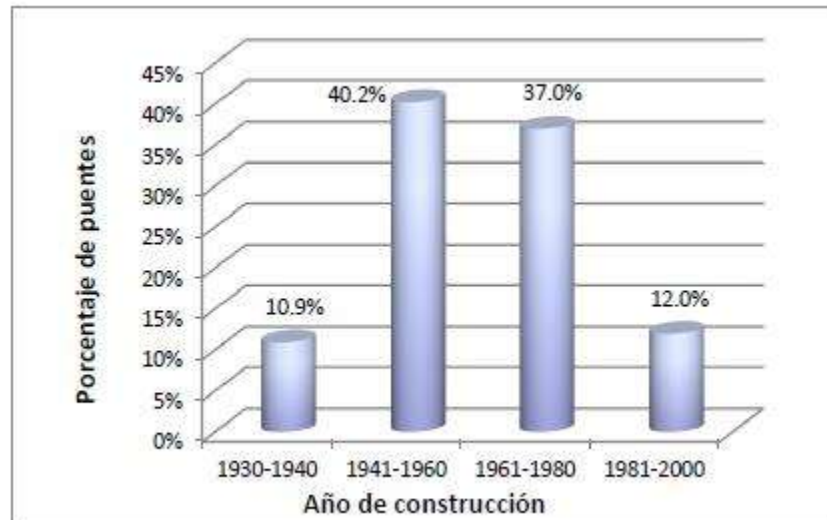


FIGURA 2.2 Año de construcción de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])

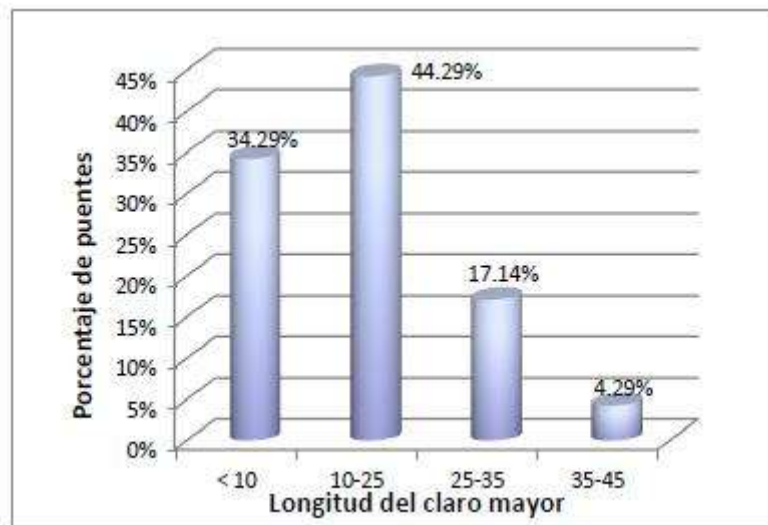


FIGURA 2.3 Tipo de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])

Con respecto a la subestructura cabe mencionar que en la mayoría de los puentes se encuentran soportados sobre muros de mampostería y muros de concreto reforzado. Un porcentaje considerable está soportado por una columna o marcos de concreto reforzado (figura 2.4). Debe mencionarse que la información obtenida corresponde a caminos libre de cuotas y que considerando datos recabados en autopistas de cuota puede modificarse, no obstante los puentes más importantes en México se encuentran soportados por una sola columna o marcos de concreto reforzado.

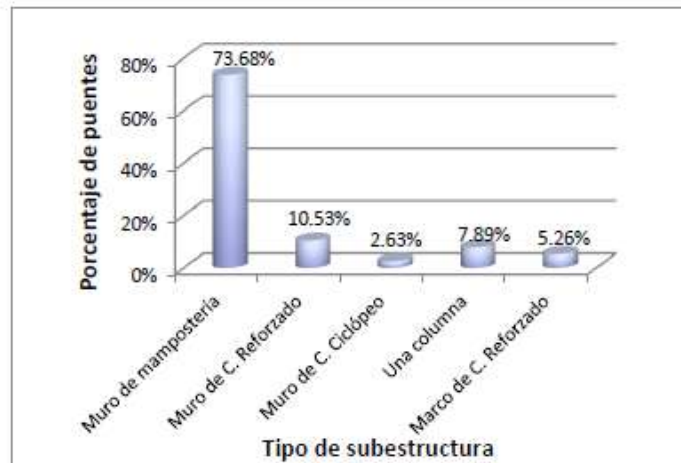


FIGURA 2.4 Tipo de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])

La altura de las subestructuras de los puentes puede considerarse como menores a 20 metros (figura 2.5), sin embargo se tiene que hacer la consideración de que en este intervalo se pueden presentar irregularidades en altura entre las pilas de un mismo puente (además de irregularidades de longitudes de claros, aspecto que no se estudiarán en esta tesis). Los puentes más vulnerables en México son los de claros mayores y en los que se presentan irregularidades en la altura de la superestructura, más aún son los que se encuentran soportados por una sola columna. En las últimas décadas, el uso de una subestructura formada por marcos de concreto reforzado ha sido utilizado con mayor frecuencia en México, por lo que se espera que puentes con claros de una longitud mayor que 25 metros utilicen este tipo de subestructura o que estén soportados por una sola columna.

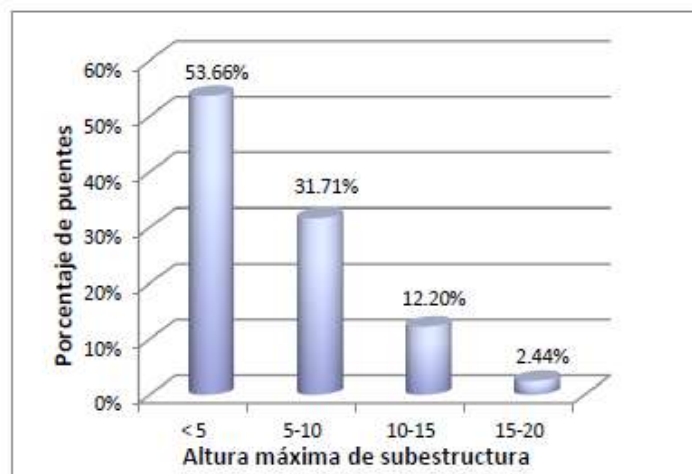


FIGURA 2.5 Altura de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara, 2009, citado en [Villanueva Monroy, 2011])



2.3 Descripción de los puentes

Todos los modelos de puentes utilizados en ese trabajo, corresponden a puentes de longitud media simplemente apoyados soportados en los extremos por estribos masivos.

La elección de la irregularidad de los puentes se realizó con base en la sección 2.2, con la cual se pretende representar a puentes con diferencias en altura de pilas que representen un gran número de puentes del país y que sea atractivo el uso de aisladores sísmicos para mejorar su respuesta (Villanueva Monroy, 2011). Para tomar en cuenta la irregularidad del puente se consideraron tres formas de variación de la altura de pilas (figura 2.6, 2.7 y 2.8), y características idénticas en su superestructura.

Los modelos elegidos tienen claros de 30 m y alturas de pilas que varían de 5 m a 15 m, el ancho total de la superestructura es de 10.60 m. Los dos primeros tipos de modelos cuentan con cinco claros soportados por cuatro marcos intermedios y dos estribos extremos, mientras que el tercer tipo está formado por seis claros apoyados en cinco marcos intermedios y dos estribos en los extremos.

2.3.1 Descripción de los modelos tipo uno

Se realizaron cuatro modelos de este tipo que tienen cinco claros de 30 metros de longitud apoyados en cuatro ejes de pilas, en los cuales los dos marcos centrales tienen mayor altura que los marcos extremos, como se aprecia en la figura 2.6, mientras que la variación de alturas se muestra en la tabla 2.1, donde también se presentan las relaciones de la columna con mayor altura con la de menor altura.

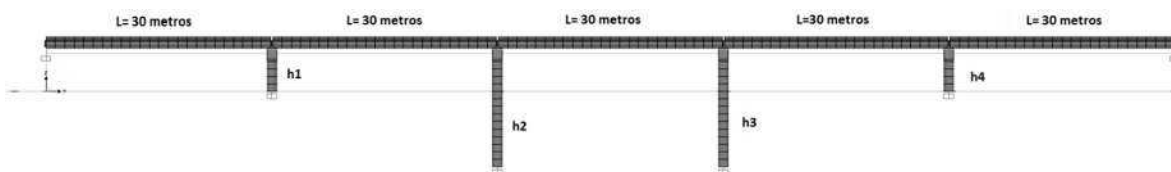


FIGURA 2.6 Esquema para representar los puentes tipo uno.

TABLA 2.1 Alturas de las pilas de los puentes tipo uno.

Modelo	h1	h2	h3	h4	h2/h1
	(m)	(m)	(m)	(m)	
M1C1	5	5	5	5	1.0
M1C2	5	7.5	7.5	5	1.5
M1C3	5	10	10	5	2.0
M1C4	5	15	15	5	3.0



2.3.2 Descripción de los modelos tipo dos

Se elaboraron cinco modelos pertenecientes al tipo dos que constan de cinco claros de 30 metros soportados por cuatro ejes de pilas. En los cuales se varió la altura de un marco central en mayor proporción que los demás (figura 2.7), obteniéndose relaciones de alturas de pilas en el rango de 1.33 a 3. La variación de alturas consideradas se muestra en la tabla 2.2.

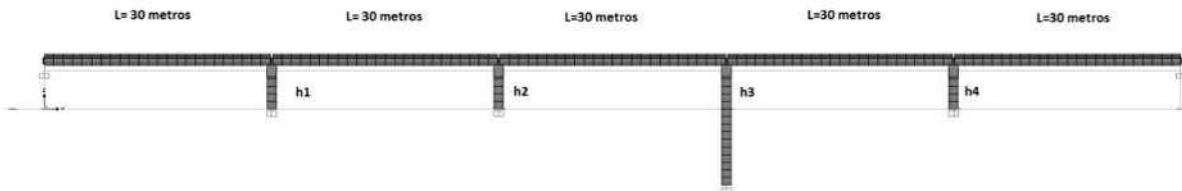


FIGURA 2.7 Esquema para representar los puentes tipo dos.

TABLA 2.2 Alturas de las pilas de los puentes tipo dos.

Modelo	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	h4 (m)	h3/h1
M2C1	5	5	7.5	5	1.5
M2C2	5	7.5	10	5	2.0
M2C3	5	10	15	5	3.0
M2C4	7.5	7.5	10	7.5	1.33
M2C5	7.5	7.5	15	7.5	2.0

2.3.3 Descripción de los modelos tipo tres

Finalmente cuatro modelos agrupados en el tipo tres que constan de seis claros de 30 metros de longitud soportados por cinco ejes de pilas. Los modelos de este tipo simulan la configuración geométrica de la subestructura de una cañada típica con pilas extremas cortas, tales modelos muestran una mayor irregularidad en pilas, con el fin de cuantificar casos más generales (figura 2.8). La variación de alturas se muestra en la tabla 2.3, donde además podemos ver la relación de la pila mayor con la menor, la cual varía en el intervalo de 2 a 3.

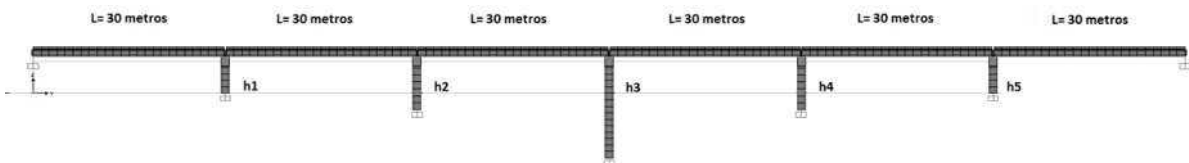


FIGURA 2.8 Esquema para representar los puentes tipo tres.



TABLA 2.3 Alturas de las pilas de los puentes tipo tres.

Modelo	h1	h2	h3	h4	h5	h2/h1	h3/h1
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
M3C1	5	7.5	10	7.5	5	1.5	2.0
M3C2	5	7.5	15	7.5	5	1.5	3.0
M3C3	7.5	10	15	10	7.5	1.33	2.0
M3C4	5	7.5	10	7.5	7.5	1.5	2.0

2.4 Descripción de la superestructura y subestructura

Con base en la sección 2.1 y 2.2 podemos idealizar una superestructura tipo como se presentada en la figura 2.9, donde se observa su configuración y sus dimensiones. La sección transversal de los tableros de los puentes tiene un ancho total de 10.6 metros para dos carriles de circulación, compuesta por 8 traveses AASHTO tipo IV paralelas separadas a cada 130 cm. Las traveses soportan una losa de concreto reforzado de 18 cm de espesor y una carpeta asfáltica que se considera de 10 cm de espesor para fines de estimación del peso propio. También se consideraron diafragmas en cada tercio del claro y uno en cada extremo, estos cuentan con un peralte de 77 cm y un ancho de 35 cm, la finalidad de ellos es reducir la longitud de pandeo de las vigas y aumentar la rigidez a la torsión de la superestructura.

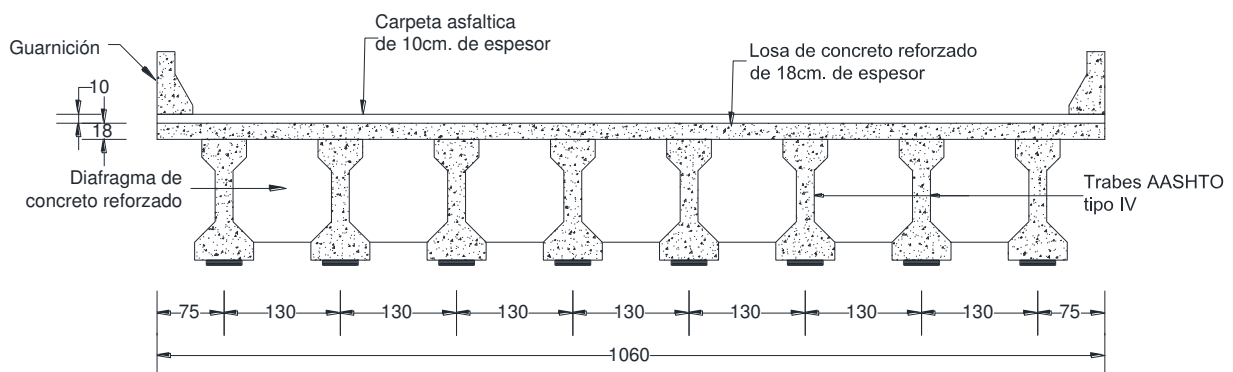


FIGURA 2.9 Sección transversal de la superestructura, acotada en centímetros.

Las vigas se encuentran soportadas por apoyos de neopreno colocados debajo de cada una de ellas, se colocaron apoyos de neopreno con una altura de 4.1 cm (apoyo fijo), en un extremo de la viga, y un apoyo de 5.7 cm (apoyo móvil) de altura en el otro extremo (figura 2.10).



Las columnas que se utilizaron en los modelos son de sección circular con altura variable, por lo que dependiendo del modelo, el diámetro tiene dos valores ($D=1.10\text{ m}$ y $D=1.30\text{ m}$) el diseño se muestra en la sección 2.5. La resistencia a la compresión del concreto en columnas que se utilizó es de $f'_c=350\text{ kg/cm}^2$, mientras que el acero de refuerzo presenta una resistencia a la fluencia de $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$.

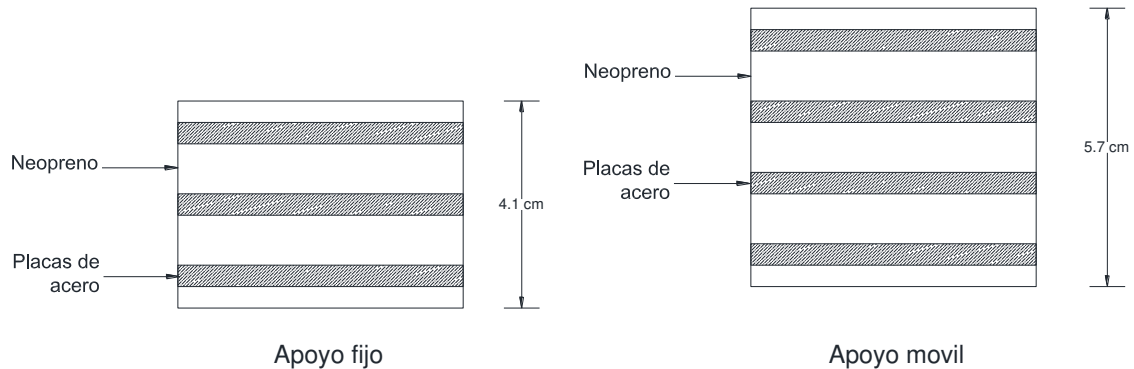


FIGURA 2.10 *Apoyos de neopreno.*

El cabezal tiene un peralte de 1.50 m y un ancho variable, dependiendo de la dimensión de la columna (1.30 m o 1.50 m). La longitud de asiento mínima que establecen las normas AASHTO (AASHTO, 2010) es de 0.35 m para las dimensiones de los puentes aquí estudiados. El concreto reforzado y el acero de refuerzo utilizados son los mismos que los mencionados para las columnas.

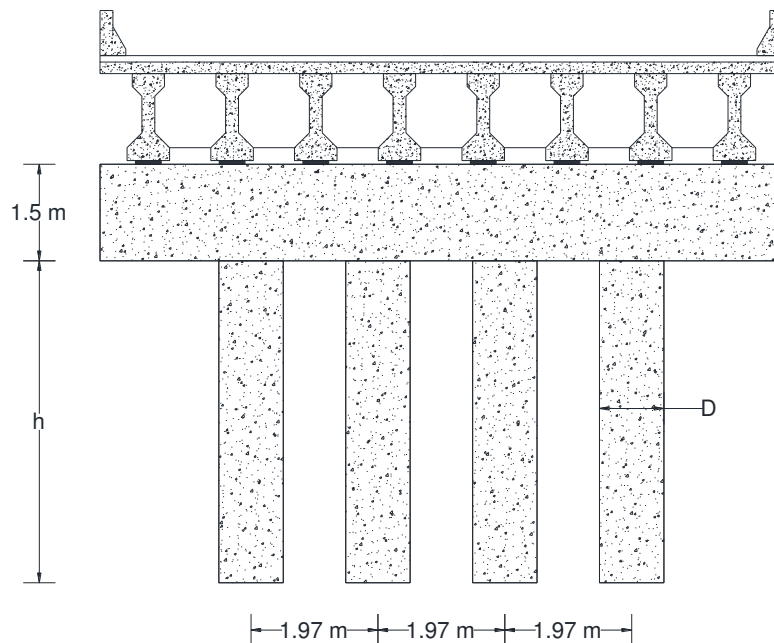


FIGURA 2.11 *Marco tipo utilizado en los modelos estructurales.*



2.5 Descripción de los modelos analíticos de los puentes

Para realizar los modelos analíticos de los puentes descritos anteriormente se utilizó el programa SAP2000 V14, el cual es una herramienta para el análisis y diseño estructural.

Las pilas, que son elementos estructurales que transmiten las cargas de la superestructura hacia la cimentación, pueden modelarse en el programa SAP2000 por medio de elementos tipo barra con 6 grados de libertad en cada uno de sus nodos. Las pilas estarán sometidas a cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes, y a desplazamientos de traslación y rotación, por lo que su sección transversal debe ser capaz de resistir estas solicitaciones mediante un comportamiento dúctil. En el modelo, los elementos tipo barra utilizados en las columnas fueron divididos a cada metro para considerar el efecto de la masa distribuida de estos elementos en los modos de vibrar del puente. Las propiedades geométricas y materiales utilizados fueron definidos con anterioridad en la sección 2.4.

Las vigas son los elementos que se encargan de transmitir las cargas vivas y muertas de la superestructura a la subestructura por medio de apoyos de neopreno. Se modelaron con elementos tipo barra cuyas secciones transversales, tipo AASHTO, están predefinidas en el programa. Este tipo de vigas son presforzadas y pretensadas en taller. Se les asignó un concreto de $f'_c=350$ kg/cm².

Con los elementos tipo barra, también se modelaron los cabezales, que son elementos encargados de darle rigidez transversal a las pilas y es donde se apoyan las vigas. Los diafragmas, modelados similarmente, sirven para dar rigidez transversal al puente y están ubicados a lo largo del claro.

Los apoyos son elementos estructurales que se utilizan para transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. Para este tipo de puentes, están formados por placas alternadas de neopreno y de acero, donde el neopreno es un material de hule que le permite flexibilidad horizontal y el acero se utiliza para proporcionar estabilidad y rigidez vertical.

En estas condiciones, la superestructura de los puentes se encuentra simplemente apoyada. La rigidez en las tres direcciones de análisis de estos elementos depende básicamente de su altura, que a su vez define el número de placas de neopreno y de acero que se utilicen.

El software SAP2000 permite modelar el comportamiento de estos elementos con ayuda de los elementos definidos como tipo "link", para los cuales hay que definir



los grados de libertad libres y restringidos, con los valores apropiados de su rigidez y amortiguamiento de cada grado de libertad. En este caso se consideran dos tipos de apoyos o de elementos tipo link (fijo y móvil) que se distinguen por su diferente peralte (ver figura 2.10).

En el programa esto se refleja a través de su rigidez; dos rigideces horizontales y una vertical obtenidas como se muestra a continuación:

Rigidez horizontal del apoyo de neopreno:

$$K_h = \frac{GA}{h_t} \dots\dots\dots(2.1)$$

Rigidez Vertical:

$$K_v = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h_t} \dots\dots\dots(2.2)$$

donde:

S= Factor de forma (5.769).

G= Módulo de rigidez a cortante (1 Mpa).

A= Área del apoyo (900 cm²).

k = Módulo de compresibilidad (16.86 Mpa).

h_t= Espesor efectivo de neopreno (sin placas de acero):

Apoyo fijo h_t = 3.2 cm, apoyo móvil h_t = 4.5 cm.

Factor de forma para apoyo rectangular:

$$S = \frac{bd}{2t(b+d)} \dots\dots\dots(2.3)$$

t= espesor de capa de neopreno (1.3 cm).

b y d = dimensiones en planta del apoyo de neopreno (30 cm, 30 cm).

Utilizando las ecuaciones 2.1 a 2.3, y las dimensiones mostradas en figura 2.10 se obtuvieron las rigideces de los dos tipos de apoyos que se resumen a continuación:



TABLA 2.4 *Propiedades de los apoyos.*

Tipo de apoyo	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	Horizontal	Horizontal	Vertical
	Kx(ton/m)	Ky(ton/m)	Kz(ton/m)
Fijo	281.25	281.25	4322.8
Móvil	200	200	3109.4

La losa se modeló con elementos finitos tipo “Shell” que representan el comportamiento de placas. Los elementos finitos tienen forma cuadrática o rectangular y tiene 6 grados de libertad por cada uno de los nodos que tienen en sus esquinas, teniendo así 24 grados de libertad por cada elemento finito, con la asignación de un concreto de resistencia $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$. Se modelaron utilizando divisiones de 1.25 x 1.30 metros para una mejor aproximación en los resultados obtenidos por el método de los elementos finitos.

En la siguiente figura se presenta uno de los modelos definidos en el programa.

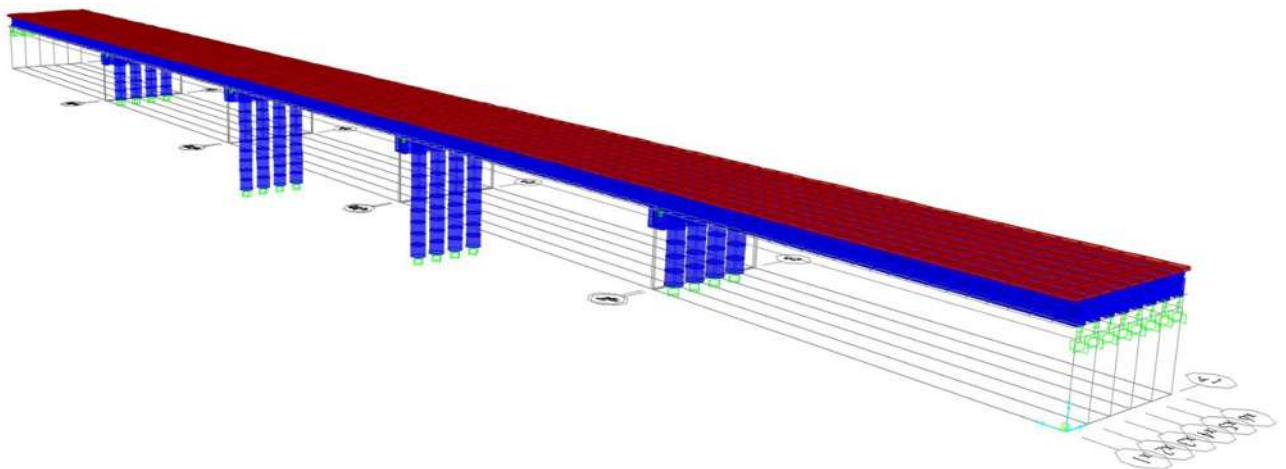


FIGURA 2.12 *Modelo analítico en SAP2000.*

2.5.1 Cargas usadas en el diseño de los puentes

Las combinaciones de cargas utilizadas se realizaron con base en las especificaciones de diseño para puentes AASTHO (AASHTO, 2010), las cuales se presentan a continuación:

1. 1.3 (CM + 1.67*FI*CV)
2. 1.3 (CM + SISMO X)
3. 1.3 (CM + SISMO Y)



donde:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva.

FI = Factor de impacto.

El factor de impacto se calcula como en las normas AASTHO (AASHTO, 2010):

$$FI = 15.24 / (38.1 + L) < 30\%$$

L = Longitud del claro en metros.

Para claros menores que 12.7 m se usa 30%, es decir el factor de impacto se reduce conforme el claro crece. Por lo tanto el FI utilizado en los análisis fue de 1.224.

Carga muerta: Para considerar el peso del parapeto y de la carpeta asfáltica se asignó una carga distribuida en los elementos *shells* de 309 kg/m², de la cual 220 kg/m² pertenecían a la carpeta asfáltica considerando un peso específico de 2.2 t/m³, y los 89 kg/m² restantes debidos al peso del parapeto, tomando en cuenta un peso volumétrico del concreto reforzado de 2.4 t/m³.

Carga viva: Para la consideración de las cargas vivas y análisis estructural se tomaron en cuenta las distribuciones de cargas de los vehículos HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 mostradas en la sección 2.1, circulando en dos líneas sobre el puente. El análisis se realizó con ayuda de los módulos correspondientes a puentes que presenta el SAP2000 (Computers and Structures, Sap2000 Versión 15.0.1, 2011).

Carga sísmica: Con base en MOC (Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño Por Sismo, 2008) y el programa PRODISIS (figura 2.13) se determinó la demanda sísmica correspondiente a zonas cercanas al Océano Pacífico, la cual está definida por un espectro de pseudoaceleraciones calculado considerando terreno firme y una estructura del grupo A (figura 2.14). Esta manera de estimar la demanda es la usual en un diseño práctico en México, por lo tanto es representativa de los diseños de puentes que se encuentran en funcionamiento y futuros diseños.



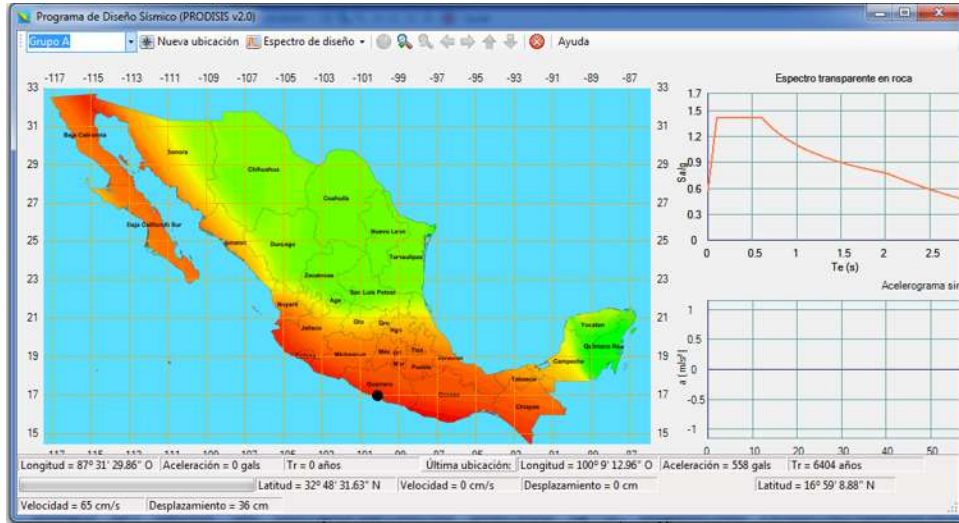


FIGURA 2.13 PRODISIS v2.0, usado para obtener el espectro de diseño.

Para el análisis sísmico se consideró un factor de sobrerresistencia de 1.5 y se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, siguiendo recomendaciones generales presentadas en MOC (Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño Por Sismo, 2008), que en puentes soportados por subestructuras a base de marcos de concreto reforzado son valores aceptables.

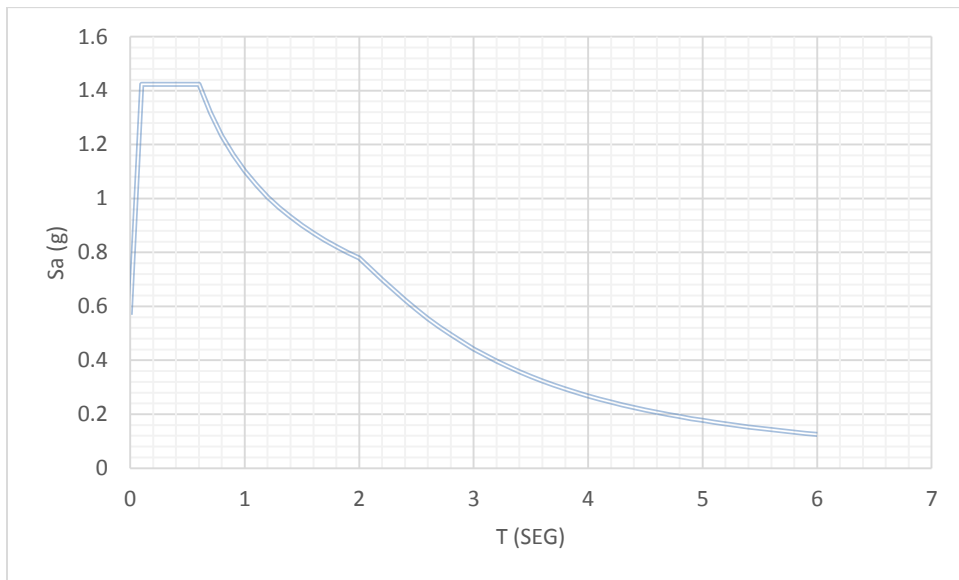


FIGURA 2.14 Espectro de diseño utilizado en el análisis sísmico, sin reducción por ductilidad.

2.5.2 Resultados de los análisis

Se realizaron los análisis de los catorce modelos en estudio, utilizando las cargas y combinaciones antes mencionadas, obteniendo los elementos mecánicos y las propiedades dinámicas de ellos. El diseño se realizó también utilizando el



SAP2000 v15 (Computers and Structures, Sap2000 Versión 15.0.1, 2011), con lo que se obtuvieron las cuantías de acero necesarias para que las columnas cumplan con las solicitudes de diseño.

Los únicos elementos que se diseñaron fueron las columnas asumiendo que el comportamiento no lineal se concentraría en ellas. El diseño de las columnas de los catorce modelos fue realizado bajo las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTCDF, 2004) y se resumen en la tabla 2.5. Las trabes no fue necesario diseñarlas ya que se usaron las secciones típicas para este tipo de puentes, en donde lo único que suele cambiar es la cantidad del acero de presfuerzo utilizado, parámetro que para este estudio es irrelevante.

Los diámetros de las columnas fueron ajustados para que los porcentajes de acero no excedieran el 3%, límite que permite constructivamente un buen acomodo del acero y una fácil colocación del concreto debido a una correcta separación de las varillas. Así mismo se eligió el diseño de la columna más desfavorable para utilizarse en todas las pilas, siguiendo la práctica común en proyectos reales.

TABLA 2.5 Resultados de los análisis en SAP2000.

Modelo	Diámetro de columnas (m)	ρ (%)	Periodo fundamental T_n (s)	Dirección
1	1.1	1.93	0.799	Longitudinal
2	1.1	2.89	0.899	Longitudinal
3	1.3	1.96	0.911	Longitudinal
4	1.3	2.02	1.124	Longitudinal
5	1.1	2.72	0.863	Longitudinal
6	1.3	1.72	0.858	Longitudinal
7	1.3	2.16	0.968	Longitudinal
8	1.3	2.12	0.896	Longitudinal
9	1.3	2.23	1.015	Longitudinal
10	1.1	2.92	0.989	Longitudinal
11	1.3	2.22	0.971	Longitudinal
12	1.3	2.34	1.063	Longitudinal
13	1.3	1.81	0.881	Longitudinal



2.6 Descripción del sistema de aislamiento

En el campo del análisis de puentes surge la necesidad de encontrar una forma de disminuir el daño que sufren este tipo de estructuras, ya que en caso de una catástrofe de cualquier índole es necesario tener las vías de comunicación en servicio. Por lo tanto, los puentes no deben de sufrir daños severos y mantenerse en condiciones de servicio aceptables. Una solución efectiva consiste en el uso de disipadores y aisladores para amortiguar el daño en las estructuras.

Los disipadores pueden ser de diferentes tipos ya que depende de la forma en que disipan la energía. Existe disipación por fricción en los llamados péndulos de fricción, los cuales son una superficie cóncava con un coeficiente de fricción controlado en donde se mueve un péndulo, el cual al estar en contacto con esa superficie disipa energía. Otro tipo de disipación es mediante la fluencia de materiales y sus ciclos histeréticos; en estos se encuentran los aisladores de neopreno y los de neopreno con núcleo de plomo. Estos últimos son los más comunes y serán utilizados en este trabajo.

Los disipadores que se mencionaron anteriormente son aquellos con que se cuenta de un conocimiento bastante amplio de su comportamiento debido a que ya se han estudiado de manera analítica y en pruebas experimentales. Con base en estas pruebas y en las propiedades mecánicas de los elementos se proponen las expresiones (Buckle, Constantinou, Dicleli, & Ghasemi, 2006) que serán empeladas en este trabajo.

Los disipadores en México son un tema nuevo pero de interés para los ingenieros, ya que estos son de gran ayuda para los puentes. Como ya se mencionó, gran parte del país se encuentra ubicada en una zona donde se presentan sismos de magnitudes importantes debidos a las diferentes fuentes sísmicas. Para colocar dispositivos, se suelen solicitar muchos estudios, no sólo por la incertidumbre del trabajo de los mismos disipadores, sino además por la incertidumbre relativa a la sollicitación sísmica, que es una variable difícil de cuantificar y por supuesto casi imposible de predecir con precisión.

2.6.1 Aisladores de neopreno con núcleo de plomo

Este tipo de apoyos son una mejora de los apoyos de neopreno, utilizados en el diseño de las columnas, ya que prácticamente tienen la misma composición pero agregando una barra de plomo en el centro. La barra de plomo tiene una función muy importante en cuanto a la rigidez lateral para condiciones de servicio y especialmente para la disipación de energía.



Este apoyo está compuesto por placas de acero como el anterior y el núcleo está rodeado de hule o neopreno. Normalmente es una barra de forma cilíndrica en el centro que debe estar muy bien confinada para lograr una deformación a cortante puro y alcanzar la máxima disipación de energía a través del plomo. La forma típica de este tipo de apoyo se muestra en la figura 2.14.

El trabajo de conjunto del plomo con el hule o neopreno y las placas de acero presenta un comportamiento mejor que el de los apoyos que no tiene la barra de plomo, debido a que soportan de manera muy adecuada la carga permanente sin presentar problemas y también las cargas sísmicas. Se consigue una mayor rigidez ante cargas de servicio y en el intervalo inelástico una mayor disipación de energía a través de los ciclos histeréticos del plomo. El ciclo histerético bilineal idealizado de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo se muestra en la figura 2.15.

De la figura 2.15 se observa que Q_d es la fuerza para desplazamiento cero y F_y es la fuerza de fluencia, los que se obtiene a partir de las propiedades de la barra de plomo sola haciendo uso de la siguiente expresión (esta expresión y todas las siguientes obtenidas del Seismic Isolation of Highway Bridges de Buckle et al 2006):

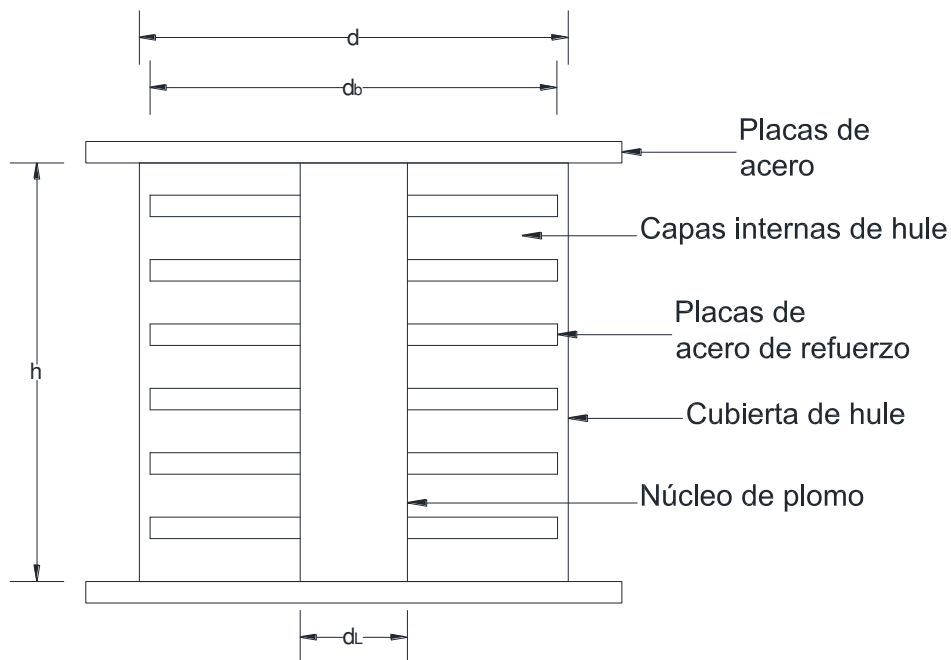
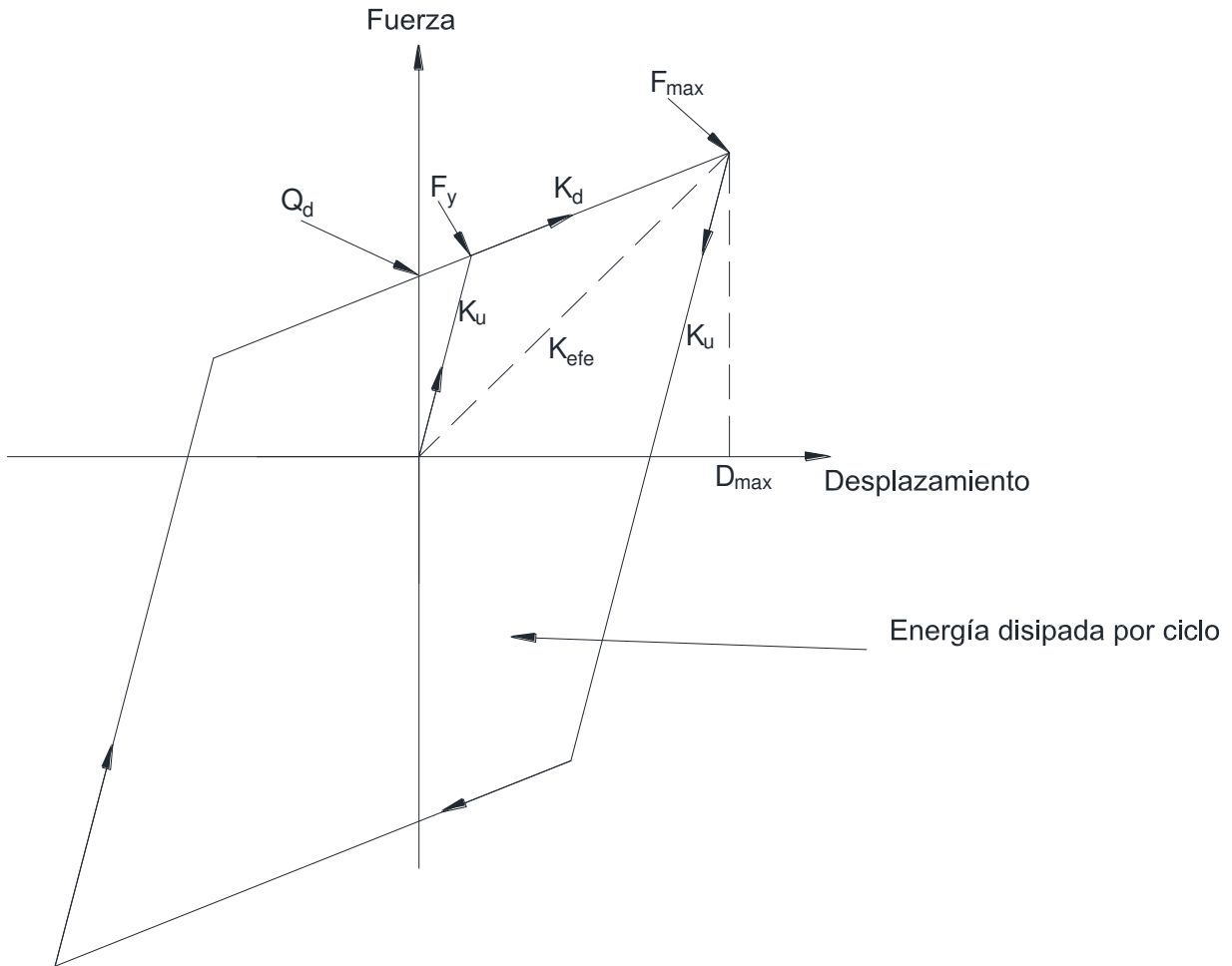


FIGURA 2.15 Disipador de neopreno con núcleo de plomo.





- Q_d =Fuerza correspondiente a un desplazamiento cero
- F_y = Fuerza de fluencia
- F_{max} = Fuerza máxima
- K_d = Rigidez inelástica
- K_u = Rigidez elástica de carga y descarga
- K_{efe} = Rigidez efectiva
- D_{max} = Desplazamiento máximo

FIGURA 2.16 Comportamiento lateral del aislador.

$$F_y = \frac{1}{\psi} f_{yL} \frac{\pi d_L^2}{4} \dots\dots\dots(2.4)$$

de donde:

f_{yL} es el esfuerzo a cortante del plomo de aproximadamente 91.7 kg/cm²

d_L diámetro de la barra de plomo



ψ factor que toma en cuenta el deslizamiento del plomo y que toma los siguientes valores:

1 para cargas dinámicas

2 para cargas de servicio

3 cargas que se aplican de manera lenta

La fuerza para desplazamiento cero se puede calcular como:

$$Q_d = F_y \left(1 - \frac{K_d}{K_u} \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

donde:

K_d Rigidez inelástica

K_u Rigidez elástica durante la carga y descarga

$$K_u = nk_d$$

$n = 10$ para cargas dinámicas

$n = 8$ para cargas servicio

$n = 5$ para cargas que son aplicadas de manera lenta

Haciendo uso de las expresiones anteriores para calcular el valor de la fuerza para desplazamiento cero, se obtiene lo siguiente usando el esfuerzo a cortante del plomo de 91.7 kg/cm² (9Mpa):

$$Q_d \approx 64.85d_L^2 \text{ el diámetro en centímetros y fuerza en kilogramos}$$

La rigidez inelástica, la cual por lo general sólo es proporcionada por la rigidez del neopreno con una pequeña contribución de la rigidez inelástica del plomo, se obtiene con $K_d = fK_e$

de donde:

f factor que toma en cuenta la participación del plomo, tiene un valor generalmente de 1.1

K_d Rigidez inelástica del apoyo

K_e rigidez elástica del neopreno que se calcula con la siguiente expresión:



$$K_e = \frac{A_e G}{T_r} \dots\dots\dots(2.6)$$

de la cual:

A_e área del neopreno

G módulo de rigidez al corte del neopreno

T_r espesor total del neopreno

Como A_e es el área efectiva de neopreno entonces es necesario restarle el área del núcleo de plomo lo cual queda de la siguiente manera.

$$A_e = \frac{\pi(d_b^2 - d_L^2)}{4} \dots\dots\dots(2.7)$$

en donde:

d_b es el diámetro total del neopreno, el otro valor es el que se muestra en la figura 2.14.

Tomando como referencia la figura 2.15 para un desplazamiento dado D , tenemos la siguiente función de desplazamiento.

$$F = Q_d + K_d D \dots\dots\dots(2.8)$$

El desplazamiento de fluencia está dado por:

$$D_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d} \dots\dots\dots(2.9)$$

Haciendo uso del sistema equivalente (descrito en el primer capítulo de este trabajo) que es parte del diseño basado en desplazamientos tomando una rigidez efectiva K_{efe} y una porción de amortiguamiento viscoso equivalente β_{efe} , la rigidez efectiva se obtiene dividiendo la función de fuerza entre el desplazamiento que se produce en el apoyo de la siguiente forma:

$$K_{efe} = \frac{Q_d}{D} + K_d \dots\dots\dots(2.10)$$

$$\beta_{efe} = \frac{\text{Energía histerética disipada}}{2\pi K_{efe} D_{\max}^2} = \frac{4Q_d(D - Q_y)}{2\pi K_{efe} D_{\max}^2} = \frac{2Q_d(D - Q_y)}{\pi D(Q_d + K_d D)} \dots\dots\dots(2.11)$$



Para que el análisis este completo debe de tomarse en cuenta las deformaciones que se producen en el apoyo por las diferentes cargas a las que se encuentra sometido por efecto de cargas no sísmicas. Estos límites los marcan las normas (AASHTO, 2010), y son las que se indican a continuación:

$$\gamma_c \leq 2.5 \dots\dots\dots(2.12)$$

$$\gamma_c + \gamma_{ss} + \gamma_r \leq 5 \dots\dots\dots(2.13)$$

$$\gamma_c + \gamma_{seq} + \gamma_r \leq 5.5 \dots\dots\dots(2.14)$$

en donde:

γ_c es la deformación por compresión producida por deformación por carga vertical.

γ_{ss} deformación por cortante debida al desplazamiento lateral producido por cargas no sísmicas.

γ_{seq} deformación por cortante debida al desplazamiento lateral producido por cargas sísmicas.

γ_r deformación por cortante debida al desplazamiento angular producido por carga vertical.

El cálculo de la deformación por compresión en el neopreno se estima con la siguiente expresión:

$$\gamma_c = \frac{2SP}{2A_r G(1+k'S^2)} \text{ para capas de neopreno con factor de forma } (S \leq 15) \dots\dots\dots(2.15)$$

$$\gamma_c = \frac{2P(1+8Gk'S^2/K)}{4A_r Gk'S} \text{ para capas de neopreno con factor de forma } (S > 15) \dots\dots\dots(2.16)$$

en donde:

P es la carga vertical que resulta de la combinación de carga muerta y viva con factores de carga de uno.

K es el módulo de pandeo, el cual sólo depende del material.

k' una constante del material que se toma según la dureza del neopreno.

S factor de forma que se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{d_b - d_L}{4t_i d_b} \dots\dots\dots(2.17)$$



t_i es el espesor de la capa i

d_b, d_L son los valores que ya se definieron anteriormente

A_r = es la superposición del área superior con el área inferior en el momento que ocurre el máximo desplazamiento. En otras palabras, es el área que queda traslapada entre la parte superior y la inferior cuando se presenta el máximo desplazamiento.

Este valor de A_r se explica con la figura 2.16.

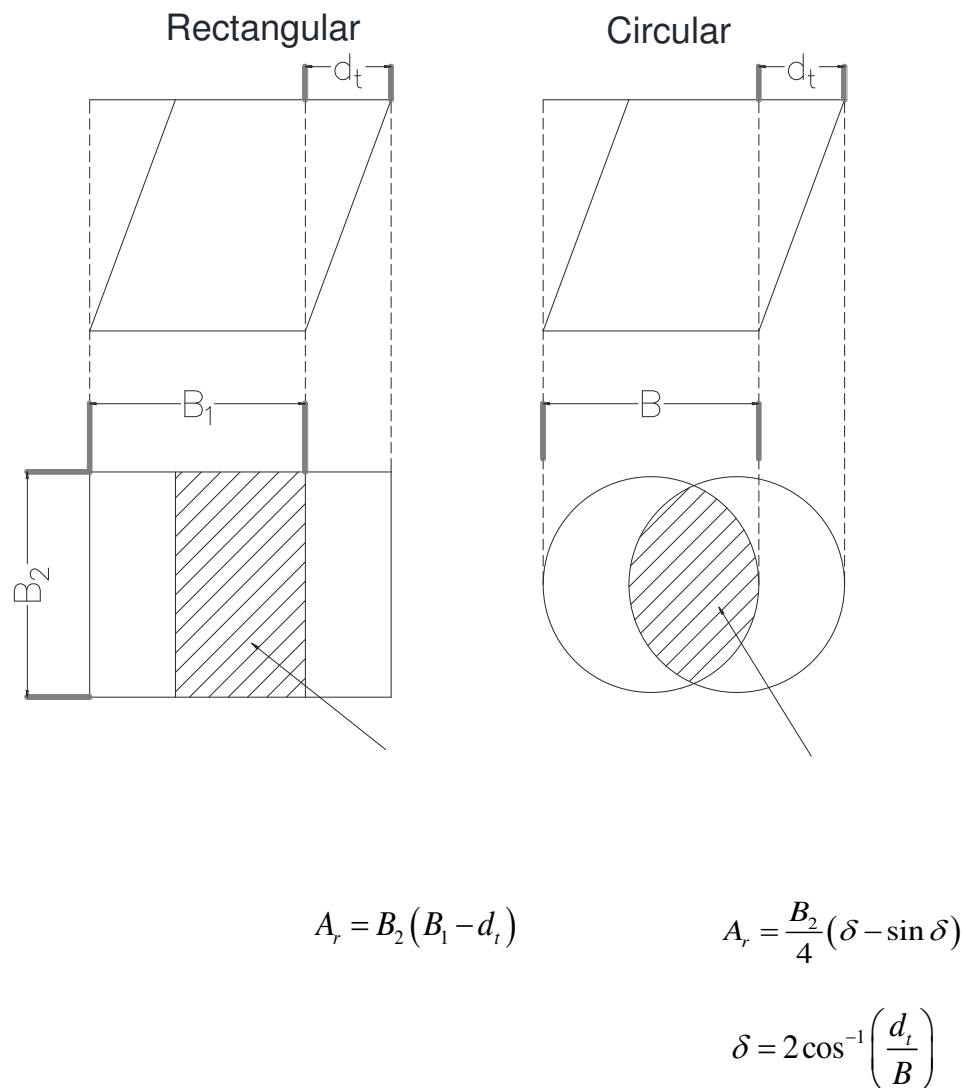


FIGURA 2.17 Área traslapada en apoyos de neopreno con núcleo de plomo.

Las deformaciones por cortante se calculan con las siguientes expresiones:



en primer lugar, la deformación por cortante debida a desplazamiento lateral de carga no sísmica:

$$\gamma_{ss} = \frac{\Delta_s}{T_r} \dots\dots\dots(2.18)$$

De donde Δ_s es el desplazamiento lateral debido a carga no sísmica.

La deformación por cortante debida al desplazamiento lateral por carga sísmica se calcula con:

$$\gamma_{seq} = \frac{D}{T_r} \dots\dots\dots(2.19)$$

De donde D es el desplazamiento lateral debido a carga sísmica.

La deformación por cortante debida a la rotación de diseño debido a la carga viva, muerta y a la de construcción, se obtiene con:

$$\gamma_r = \frac{d_b^2 \theta}{2t_i T_r} \dots\dots\dots(2.20)$$

De donde θ es la rotación de diseño debida a carga viva, muerta y de construcción.

La carga axial es importante por lo cual se debe analizar primero para el estado en el que el apoyo no se encuentra deformado; entonces la carga crítica de pandeo del apoyo es:

$$P_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c IGA}{3T_r^2}} \dots\dots\dots(2.21)$$

donde:

G es el módulo de rigidez al corte

E_c es el módulo de elasticidad del neopreno a compresión y se obtiene con la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{1}{\left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K}\right)} \dots\dots\dots(2.22)$$

K es el módulo de compresibilidad



El neopreno o goma tiene gran rigidez debido al contenido de carbono, pero como se sabe es posible que el material no tenga las mismas propiedades en los diferentes ejes, debido a la vulcanización de los componentes que forman todo el apoyo. El valor de la relación de Poisson de 0.5 se debe a que se considera virtualmente incompresible el apoyo, que se asemeja a la realidad pero que puede variar bastante según el contenido de carbono, ligado con la dureza del neopreno o hule.

El contenido de carbono contribuye a un mejor comportamiento histérico del apoyo, en otras palabras mejora la capacidad de disipación de energía y la ductilidad de desplazamiento.

2.6.2 Parámetros elegidos para los aisladores de neopreno con núcleo de plomo

Como se observó en la sección anterior los parámetros que definen el comportamiento de los aisladores de neopreno con núcleo de plomo son: su rigidez elástica durante la carga y descarga (K_u), su rigidez inelástica o de posfluencia (K_i) y la fuerza correspondiente a un desplazamiento cero (Q_d), la cual está relacionada con la fuerza de fluencia que para el tipo de carga a la que están sometidos estos dispositivos, es la fuerza cortante de fluencia.

Se eligió un valor de rigidez elástica que permita aumentar el periodo fundamental de la estructura original sobre apoyos de neopreno simples a un valor de hasta 4 veces ($K_u=93750$ Kg/m).

En la sección anterior se definió la rigidez elástica como: $K_u = nk_d$ y para cargas dinámicas $n = 10$. Esto significa que la rigidez de posfluencia de un aislador con núcleo de plomo es del 10% de su rigidez inicial, cuando se trata de análisis dinámicos, valor que fue adoptado en este análisis ($K_i=9375$ Kg/m).

El cortante de fluencia se calculó para resistir las fuerzas de frenado ocasionadas por los vehículos utilizados para la consideración de cargas vivas (sección 2.2). Con base en las especificaciones AASHTO (2010) las fuerzas de frenado se calculan utilizando una línea de carga para los vehículos: HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 mediante la siguiente ecuación:

$$F_B = (0.25)mN_L P \dots\dots\dots(2.23)$$

donde:

F_B = Fuerza de frenado.

m = Factor que toma en cuenta el número de cargas.



NL = Número de líneas de carga.

P = Carga gravitacional del vehículo.

TABLA 2.6 Factor de presencia múltiple de cargas (AASHTO 2010).

Número de líneas de carga	Factor de presencia múltiple (m)
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

De acuerdo con la tabla 4.3 de las normas AASHTO (2010), “m” toma el valor de 1 y P, de acuerdo con el capítulo 3 de este trabajo, tiene un valor de 66 500 kg considerando la carga del vehículo T3-S2-R4, por lo tanto la fuerza de frenado será igual a:

$$F_B = (0.25) \cdot (1.2) \cdot (1) \cdot (66500) = 19950 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la fuerza cortante de fluencia mínima que deben tener los aisladores sísmicos, es la fuerza de frenado obtenida dividida entre dieciséis aisladores, que son el número de aisladores colocados en cada claro del puente ($V_y=1247 \text{ Kg}$).



CAPÍTULO 3 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS Y TIPO DE ESCALAMIENTO

3.1 Introducción

Los sismos son vibraciones de la tierra producidos por diversas causas como el desplome de cavernas subterráneas, deslizamientos de montañas e inclusive explosiones. Por su origen a los sismos se le ha clasificado en *volcánicos*, *tectónicos* y *corticales*. Debido a su intensidad y magnitud, los sismos de origen tectónico son los más preocupantes para las edificaciones civiles y se originan por el movimiento de las placas tectónicas en la litósfera (Bazán & Meli, 1999).

El movimiento de las placas tectónicas provoca concentraciones de esfuerzos importantes entre sus fronteras que al romperse libera cantidades enormes de energía, principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Esta vibración en la corteza terrestre es la que pone en peligro a las edificaciones que están sobre ella (figura 3.1).

3.1.1 Principales fuentes sísmicas

Las principales fuentes sísmicas que se originan en la frontera de las placas tectónicas se conocen como:

1.- Frontera Divergente. Ocurre cuando dos placas vecinas se separan formando cadenas montañosas debido al magma que emerge a la superficie de la tierra. Los sismos generados por esta fuente son de magnitud moderada y generalmente lejos de zonas urbanas.

2.- Frontera Convergente o de Subducción. Ocurre cuando dos placas se presionan entre sí acumulando energía hasta que la roca se fractura produciendo así un sismo de magnitud importante. El 90% de la actividad sísmica en todo el mundo es debido a este tipo de frontera que queda comprendida entre el Océano Pacífico y los continentes que lo rodean (Jara & Jara, 2007).

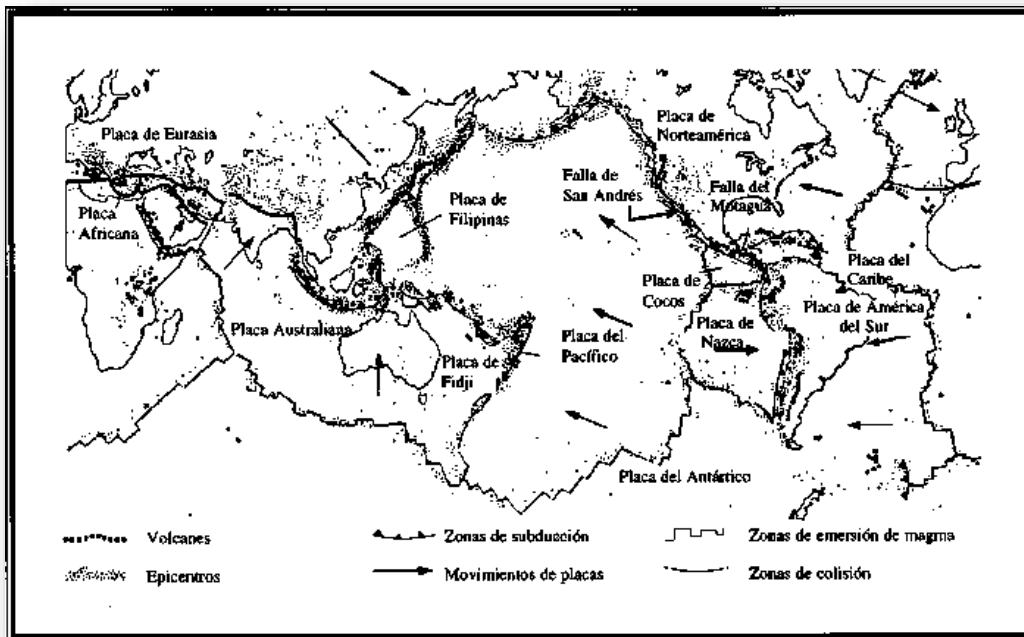


FIGURA 3.1 Mapa que muestra la relación entre las placas tectónicas y los epicentros de terremotos (Bazán & Meli, 1999).

3.- Frontera de Traslación. En este caso las placas tienen un movimiento relativo de traslación, se originan a poca profundidad por lo que pueden llegar a ser muy peligrosos, aunque su periodo de ocurrencia es menor que los sismos de subducción.

4.- Fallas Normales (Tensionales). Cuando una placa oceánica se introduce por debajo de una placa continental se producen esfuerzos de tensión que eventualmente producen la falla de la placa generando un evento sísmico.

5.- Fallas Locales. Ocurre cuando la placa continental es deformada por el empuje de una placa oceánica, como se producen a poca profundidad llegan a ocurrir eventos sísmicos de alta peligrosidad.

3.2 Descripción de características de temblores en México

3.2.1 Fuentes generadoras de temblores

Para México existen fundamentalmente 4 fuentes generadoras de temblores:

1.- Sismos de Subducción. Se originan en la costa del Océano Pacífico desde el estado de Jalisco y hasta la frontera con Guatemala.



Son sismos con profundidades menores de 40 km y ocurren cercanos a la costa. Son los sismos de mayor magnitud y por lo tanto causan los mayores daños. También son los que ocurren con mayor frecuencia. El sismo con mayores pérdidas económicas y de vidas en México, fue de este tipo y ocurrió el 19 de septiembre de 1985 con epicentro en las costas de Michoacán.

2.- Sismos de Fallamiento Normal (Tensionales). Se originan dentro del continente debido a la subducción de la placa oceánica.

Son sismos de una profundidad intermedia mayor de 40 km. Este tipo de sismos son menos frecuentes que los de subducción, su tiempo de ocurrencia es mayor de 100 años. Sus magnitudes también suelen ser menores que los de subducción pero a pesar de esto este tipo de sismos puede llegar a representar una alta peligrosidad sísmica debido a la cercanía de las ciudades con el epicentro.

Para Morelia son los de mayor interés pues son los que pueden producir los daños más importantes en la ciudad.

3.- Sismos de Traslación. Su origen en el país ocurre en la península de Baja California y se extiende hasta el estado de California en los Estados Unidos.

Son sismos de magnitudes moderadas y el riesgo es mayor en el Valle de Mexicali, por el tiempo transcurrido sin actividad sísmica.

4.- Sismos locales. Se originan dentro del continente.

Son sismos superficiales que generan sismos de magnitud intermedia, las poblaciones afectadas pueden ser cualquiera pero el evento sísmico más importante del que se tiene noticia es el del Graben de Acambay que se prolonga hasta Pátzcuaro causando graves daños a la población de Acambay en el estado de México.

3.2.2 Aparatos de medición

Se cuenta principalmente con 2 tipos de aparatos de registro. Sismógrafos y acelerógrafos.

Sismógrafos (figura 3.2): Su uso principal se da en el campo de la geofísica. Amplifican el movimiento de tal manera que son capaces de registrar sismos muy lejanos o muy pequeños pero en ocasiones con sismos de magnitudes grandes se excede su escala de medición. El registro obtenido con este aparato se llama sismograma.

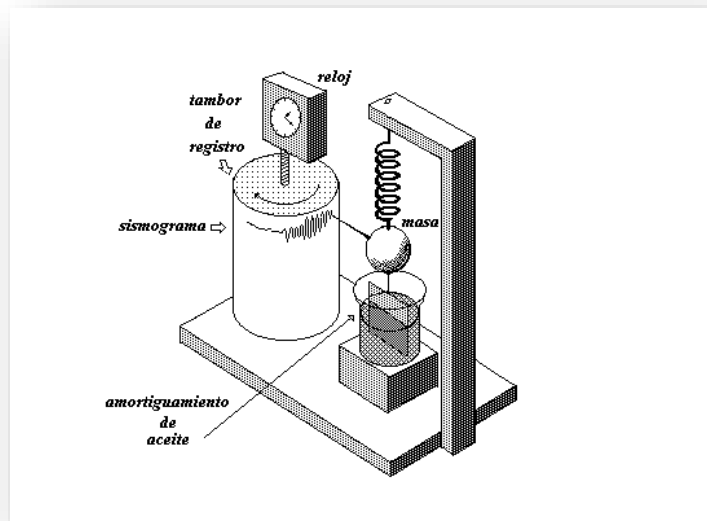


FIGURA 3.2 Sismógrafo que registra la componente vertical de un evento sísmico. Tomada de (<http://www.lpi.tel.uva.es/>)

Acelerógrafos: Se utilizan en la ingeniería sísmica por que registran las aceleraciones del terreno debidas a sismos moderados o grandes, sin el problema de saturación de los sismógrafos, aunque no lo activa sismos pequeños. El registro obtenido con este aparato se llama acelerograma (figura 3.3).

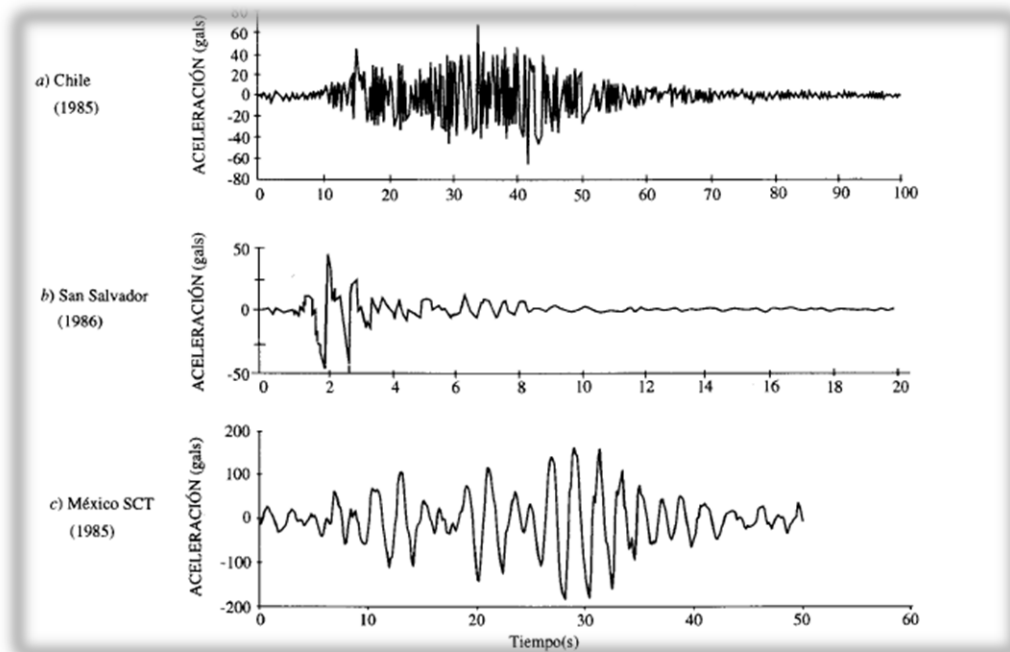


FIGURA 3.3 Acelerogramas de tres movimientos sísmicos (Bazán & Meli, 1999).



3.2.3 Escalas de medición

Existen dos escalas de medición para medir el tamaño de un sismo.

Escalas de Intensidad (figura 3.4): Mide los efectos que produce un sismo en una localidad. Hay muchas intensidades para un solo sismo, por lo que se pueden dibujar mapas con líneas que encierran zonas de igual intensidad llamados Isosistas. Es una escala subjetiva y mide parámetros como la cantidad de daño en una zona.

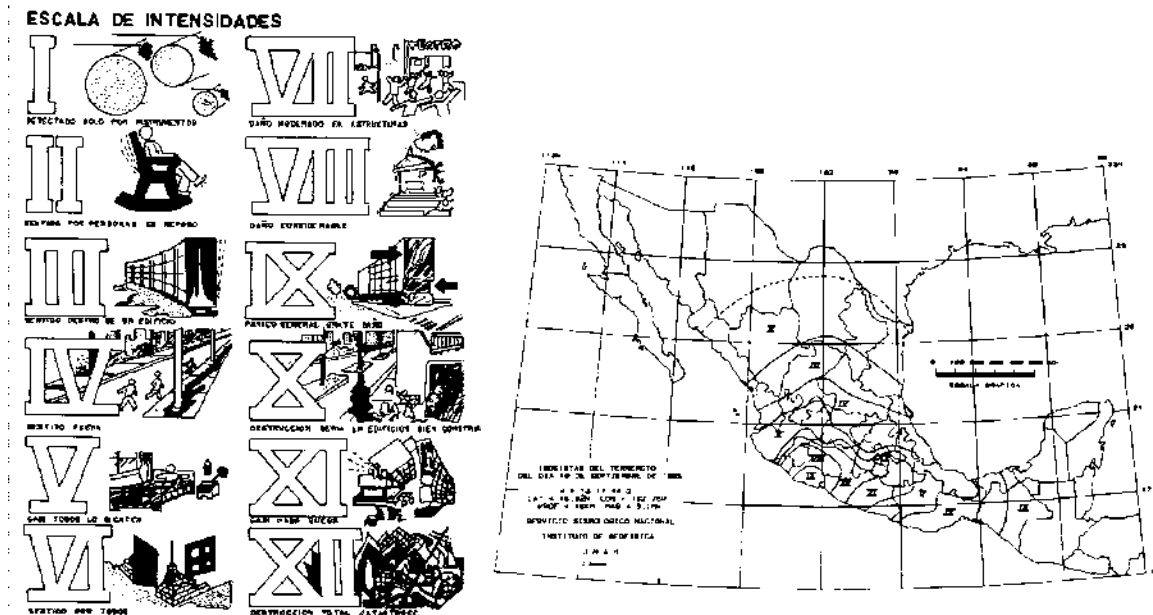


FIGURA 3.4 Escala de Mercalli Modificada e isosistas del sismo del 19 de septiembre de 1985 (Bazán & Meli, 1999).

Escalas de Magnitud: Indican una medida indirecta de la energía liberada por el temblor. Sólo hay una magnitud por cada sismo, hay varias escalas de magnitud las cuales usan los distintos tipos de ondas que se propagan por el suelo, pero las más importantes son las siguientes:

Magnitud de Richter: También conocida como magnitud local, se obtiene con la siguiente expresión:

$$M = \log A + K \dots\dots\dots(3.1)$$

donde:

A = Amplitud máxima registrada en un sismograma

K = Factor de conversión por profundidad y distancia



En general, las escalas de magnitud tienen la siguiente forma

$$M = \log A + f(d, h) + C_s + C_r \dots\dots\dots (3.2)$$

donde:

A = Amplitud máxima de cierto tipo de onda

f = Factor que depende de la distancia (d) y de la profundidad (h)

C_s = Corrección por el tipo de instrumento de registro

C_r = Corrección por la región donde se mide el registro

Todas estas escalas sin embargo se limitan a temblores de ciertas características y se saturan, es decir dejan de crecer cuando alcanzan ciertos valores aunque la destructividad del temblor siga aumentando. Por esta razón los sismólogos han desarrollado una medida más directa de la energía liberada en un evento sísmico denominado momento sísmico.

Momento sísmico.

$$M_0 = \mu AD \dots\dots\dots (3.3)$$

donde:

μ = Rigidez a cortante

A = Área de ruptura

D = Desplazamiento de la falla

Con el fin de mantener una escala semejante a las otras escalas de magnitud se propone la magnitud de momento a partir del momento sísmico.

Escala de momento sísmico.

$$M_w = \frac{2}{3}(\log M_0 - 16.05) \dots\dots\dots (3.4)$$

Donde:

M_w = La magnitud de momento sísmico

M_0 = Momento sísmico



3.2.4 Predicción sísmica

Hasta la fecha no se pueden predecir la ocurrencia de temblores. Se puede, sin embargo, tener idea del lugar donde puede ocurrir un gran temblor, identificando las brechas sísmicas.

Una brecha sísmica es una región en la que se sabe que históricamente han ocurrido temblores fuertes, pero que ha pasado mucho tiempo sin que se produzca un temblor. Por este motivo, se asume que en dicha región se ha acumulado mucha energía que al liberarse produzca un gran terremoto.

En México existe una zona en las costas de Guerrero donde no se ha producido un gran temblor en los últimos 100 años por lo que se trata de una brecha sísmica de gran peligro para sus alrededores (figura 3.5). Existía otra brecha en las costas de Michoacán pero cuya energía fue liberada en un gran terremoto el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1.

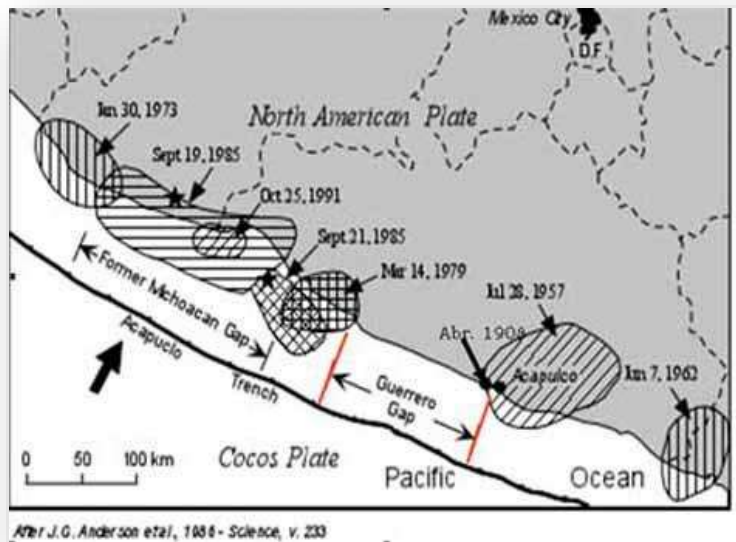


FIGURA 3.5 Brecha (o gap en inglés) sísmica de Guerrero tomada de (<http://earthsci.org/>).

3.2.5 Aspectos que influyen en la intensidad sísmica de un sitio

Zona Sísmica (figura 3.6).

La región en la que se construye una estructura es el aspecto más importante para el efecto que un temblor puede producir en una construcción. Los mapas de regionalización reflejan la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza. El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede ser



radicalmente diferente del que se tiene en la roca base, por alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y la rigidez del subsuelo (Bazán & Meli, 1999)

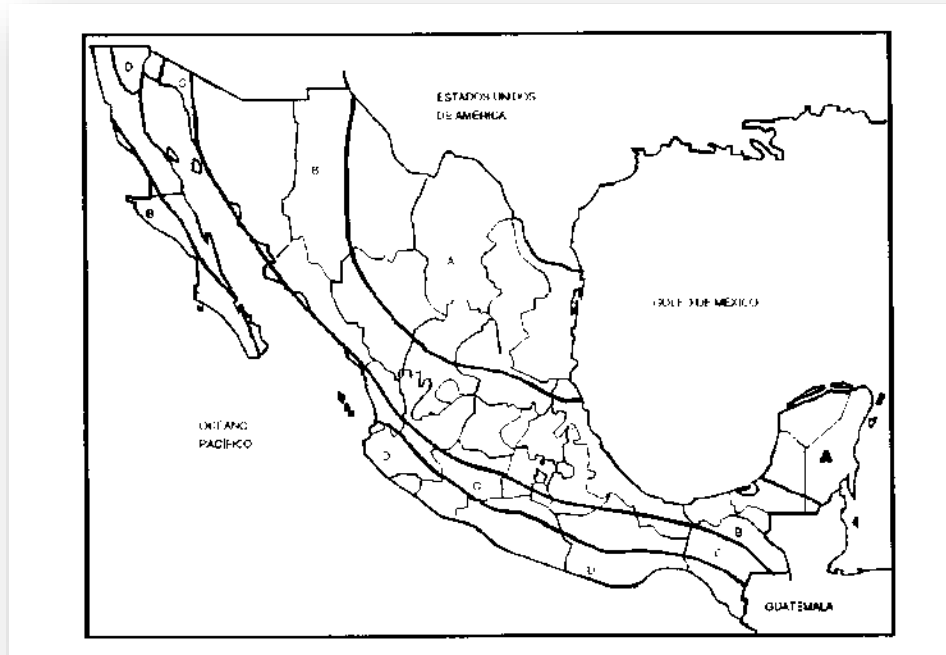


FIGURA 3.6 Mapa de regionalización sísmica de México. El peligro sísmico aumenta de la zona A hacia la zona D (hasta 2008) (Bazán & Meli, 1999).

Condiciones del suelo.

Las curvas de regionalización reflejan la variación de la intensidad en términos de la aceleración en la roca. Cada sitio en particular, sufrirá amplificaciones de la aceleración de acuerdo con las condiciones del terreno.

Efectos topográficos.

Los efectos de sitio son amplificaciones del movimiento sísmico que pueden producirse por efectos topográficos; se ha observado en el caso de promontorios, la amplificación de la aceleración. Esta amplificación puede ser de varias veces la aceleración que se produce en la parte baja de un valle.

Zonificación sísmica de las ciudades.



Dentro de cada ciudad las intensidades sísmicas pueden ser muy diferentes. Por lo tanto, es necesario que cada ciudad cuente con mapas de zonificación sísmica, para elegir adecuadamente las aceleraciones de diseño de las construcciones.

3.3 Espectros de respuesta

3.3.1 Definición

La respuesta de un sistema de un solo grado de libertad (Figura 3.7) sometido a fuerzas que varían con el tiempo, como los sismos, se hace evaluando la ecuación de movimiento dinámico en cada instante.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g(t) \dots\dots\dots (3.5)$$

donde:

x, \dot{x}, \ddot{x} Son la posición, la velocidad y la aceleración de la masa respectivamente en un instante cualquiera y \ddot{x}_g es la aceleración del terreno.

m = Masa del sistema

c = Amortiguamiento del sistema

k = Rigidez del sistema

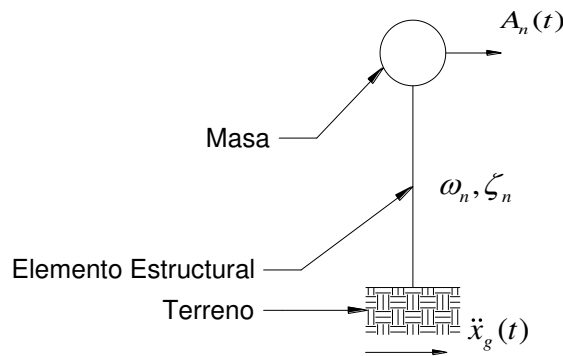


FIGURA 3.7 Sistema de un grado de libertad sometido a una aceleración en la base.

La respuesta del sistema mostrado ante un movimiento irregular del terreno como el que ocurre en un sismo, se puede obtener a partir de la solución del caso del movimiento armónico. Un acelerograma de un sismo se puede considerar como la superposición de manera aleatoria de un gran número de ondas armónicas que cubren una gama de frecuencias muy amplia, pero que suelen tener amplitudes muy grandes sólo dentro de un intervalo de periodos dominantes que dependen del tipo de sismo, de la distancia al epicentro y del tipo de suelo. Ante esa serie de ondas de diferentes periodos, el sistema responde con mayor amplitud a las que



tienen un periodo similar al suyo, mientras que para el resto la respuesta es muy pequeña. Desde el punto de vista del diseño estructural, interesa esencialmente la máxima sollicitación a la que se verá sujeta la estructura por efecto del sismo. Por lo tanto no es necesario conocer la historia completa de la respuesta, sino solamente su valor máximo.

Entonces, la respuesta espectral es un diagrama de la máxima respuesta (máximo desplazamiento, máxima velocidad o aceleración o el máximo de cualquier otra magnitud de interés) a una función específica de la excitación, para todos los sistemas posibles con un solo grado de libertad. La abscisa del espectro es el periodo del sistema y la ordenada, la respuesta máxima.

3.3.2 Espectro de respuesta elástico

Las propiedades que determinan la respuesta elástica de un sistema son el periodo de vibración T y la fracción de amortiguamiento crítico ξ .

Es frecuente obtener primero el espectro de desplazamientos relativos $D = \text{máx}(x)$ y en lugar de las velocidades y aceleraciones obtener las cantidades $V = \omega D$ y $A = \omega^2 D$, que se denominan espectros de pseudovelocidades y de pseudoaceleraciones, respectivamente.

El espectro de respuesta para una componente de movimiento del suelo puede ser desarrollado a partir de los siguientes pasos:

1. Selección del acelerograma, $\ddot{x}_g(t)$.
2. Seleccionar el periodo natural de vibración T_n y la relación de amortiguamiento ξ de un sistema de un solo grado de libertad.
3. Calcular la respuesta de desplazamiento $x(t)$ de este sistema debido al movimiento del suelo $\ddot{x}_g(t)$, utilizando cualquier método numérico.
4. Determinar la amplitud máxima x_0 .
5. Las ordenadas espectrales son: $D = x_0$, $V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right) D$ y $A = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$.
6. Repetir los pasos del 2 al 5 para un conjunto de valores de T_n y ξ .



- Presentar los resultados de los paso 2 al 6 gráficamente, ya sea por separado o combinados.

En la figura 3.8 se presenta los espectros de pseudoaceleraciones de (S_a) del acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el temblor del 19 de septiembre de 1985, correspondiente a amortiguamientos de 2, 5, 10, 15 y 20 por ciento del crítico.

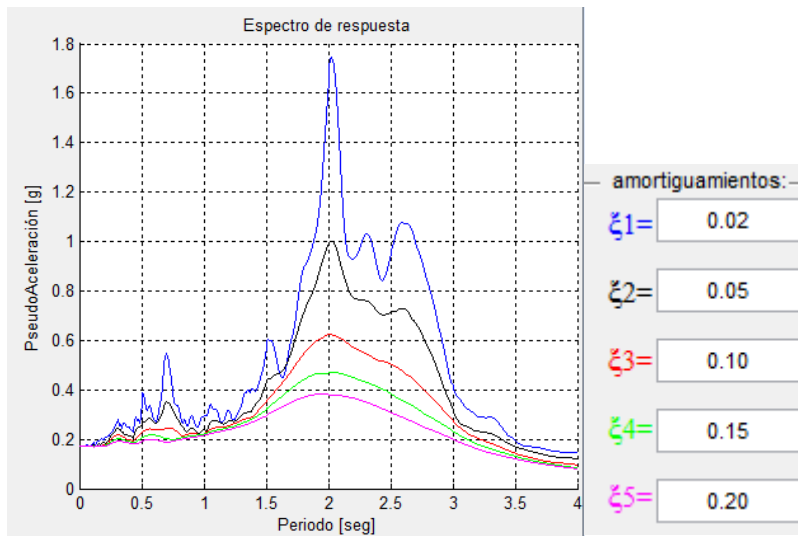


FIGURA 3.8 Espectro de pseudoaceleraciones del registro de la SCT del temblor del 19 de Septiembre de 1985.

Se observa que a mayor amortiguamiento menor respuesta para cualquier periodo, y que para un amortiguamiento dado existen periodos para los que la respuesta es sensiblemente mayor que para los demás. Una característica adicional de los espectros es que cuando $T=0$ S_a es igual a la aceleración máxima del terreno, es decir el valor máximo de $\ddot{x}_g(t)$.

3.4 Selección de acelerogramas

La elección de los registros sísmicos se hizo a través de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF) (figura 3.9), que contiene datos de sismos desde 1960 hasta 1999. Dicha base proporciona información sobre la instrumentación sísmica de temblores fuertes, estaciones acelerográficas, sismicidad y acelerogramas producidos en México. Contiene 527 estaciones acelerográficas, 1695 temblores de magnitudes de entre 1.3 hasta 8.1 y datos descriptivos de 10914 registros acelerográficos. La BMDSF maneja distintas escalas de magnitud para los eventos sísmicos, siendo estas: magnitud de ondas de cuerpo, M_b ; magnitud de ondas superficiales, M_s ; magnitud de coda, M_c ; sin



embargo, de acuerdo con lo señalado en la sección 3.2.3, se saturan para valores mayores a 6.5 aproximadamente, aun cuando la energía liberada por el sismo siga creciendo por lo cual se recurre normalmente a la magnitud de momento sísmico M_w .

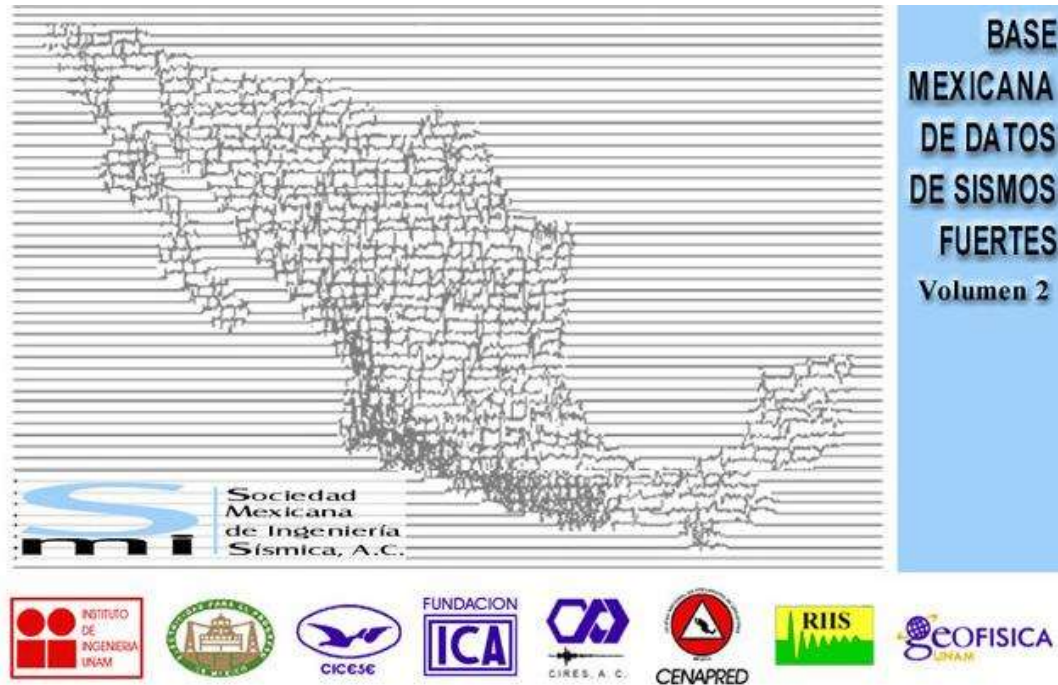


FIGURA 3.9 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF).

3.4.1 Selección de estaciones y acelerogramas

Las fuentes para determinar la demanda sísmica son la zona de subducción en el Pacífico y la zona de la placa subducida (temblores de fallamiento normal). Los criterios de selección de los eventos sísmicos son:

Ubicación: Se eligieron aquellos sismos cuyos epicentros se localicen en la costa del Pacífico mexicano, y dentro de los polígonos delimitados por (Nishenko & Singh, 1987, citado en [López Chávez, 2013]) para la fuente intraplaca de fallamiento normal.

Profundidad: Tomando como criterio la profundidad, se diferenciaron los sismos de subducción y sismos de fallamiento normal. Este filtro fue corroborado con la ubicación del epicentro, así como con bases de datos de sismos utilizados para otras investigaciones (p. e. García, 2006; Iglesias, Singh, Santoyo, Pacheco, & Ordaz, 2007; CMT, 2012, citados en [López Chávez, 2013]).

Magnitud: Fueron seleccionados aquellos eventos sísmicos cuya magnitud fuera mayor a 5.5. Para ellos se obtuvo la magnitud de momento sísmico, M_w , a través



de *Global Centroid Moment Tensor Catalog*, cuya base de datos contiene información de sismos a nivel mundial posteriores a 1976 (CMT, 2012, citado en [López Chávez, 2013]). Finalmente se analizaron sismos con magnitud $M_w > 5.8$.

En López Chávez, 2013, se hizo una cuidadosa elección de una base de datos de registros a partir de los lineamientos anteriores, eligiendo aquellos registros sísmicos provenientes de estaciones acelerográficas situadas en terreno duro (roca) y con aceleraciones máximas del suelo $PGA > 15$ gales. Sin embargo, algunas estaciones en roca fueron omitidas debido a los efectos de sitio que presentan.

Se descartaron las estaciones ubicadas dentro del Cinturón Volcánico Mexicano (CVM), entre ellas: CU01, CUMV, CUIP, CUER, CSER, RIPC y SXCU. De acuerdo a trabajos previos, existen efectos de amplificación dentro del CVM (Ordaz & Singh, 1992, Shapiro et al., 1997; Furumura & Singh, 2002; Iida & Kawase, 2004; citados por Clemente, 2010, citados en [López Chávez, 2013]); según (García 2001, citado en [López Chávez, 2013]), el efecto de sitio en esta zona se debe a las condiciones regionales y locales (figura 3.10).

A pesar de que la BMDSF ubica en roca caliza a la estación RICA y en roca a la estación CHI1, ambas estaciones y sus correspondientes acelerogramas fueron descartados de la presente investigación por los efectos de sitio que presentan. Dichas estaciones se encuentran localizadas en el Valle de Chilpancingo donde, de acuerdo a (Gama, Gómez, & Aguirre 2010, citados en [López Chávez, 2013]), la estratigrafía del lugar influye en la amplificación del movimiento del suelo.

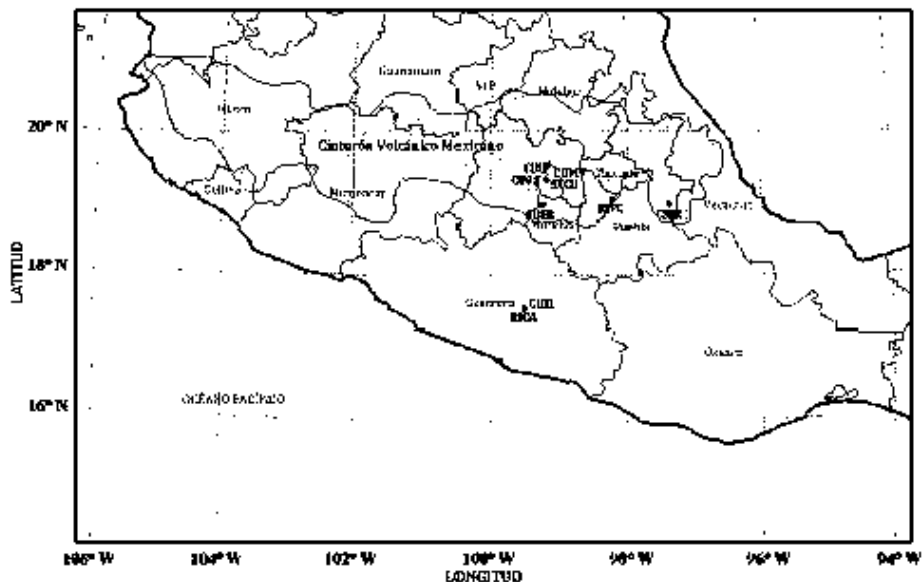


FIGURA 3.10 Estaciones eliminadas y Cinturón Volcánico Mexicano.



TABLA 3.1 Registros sísmicos seleccionados.

Fecha	Clave del sismo	Mw	Nombre del archivo	Nombre de la estación	Clave de la estación	Coordenadas de la estación		A _{max} (cm/s ²)	Distancia epicentral Km
						Lat. N	Long. W		
09/21/1985	850018	7.5	PAPN8509.211	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	242.69	88.9
12/10/1994	940007	6.4	PETA9412.101	PETATLAN	PETA	17.542	101.271	204.8	61.35
04/25/1989	890024	6.9	OCTT8904.251	EL OCOTITO	OCTT	17.25	99.511	201.16	72.93
09/19/1985	850016	8	UNIO8509.191	LA UNION	UNIO	17.982	101.805	165.29	120.76
09/19/1985	850016	8	PAPN8509.191	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	154.95	218.24
09/19/1986	850016	8	AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH	17.603	101.455	153.93	166.17
10/24/1993	930009	6.6	MSAS9310.241	LAS MESAS	MSAS	17.007	99.456	119.05	72.58
04/25/1989	890024	6.9	ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	ACAP	16.836	99.914	104.39	60.58
01/11/1997	970009	7.1	VILE9701.111	VILLITA MARGEN DERECHA	VILE	18.016	102.205	103.36	53.56
09/19/1985	850016	8	SUCH8509.191	EL SUCHIL	SUCH	17.226	100.642	103.12	261.66
09/14/1995	950001	7.3	VIGA9509.141	LAS VIGAS	VIGA	16.757	99.236	100.35	62.55
09/21/1985	850018	7.5	SUCH8509.211	EL SUCHIL	SUCH	17.226	100.642	85.98	132.47
01/11/1997	970009	7.1	UNIO9701.111	LA UNION	UNIO	17.982	101.805	77.81	91.07
10/24/1993	930009	6.6	SMR29310.241	SAN MARCOS	SMR2	16.776	99.408	62.21	52.62

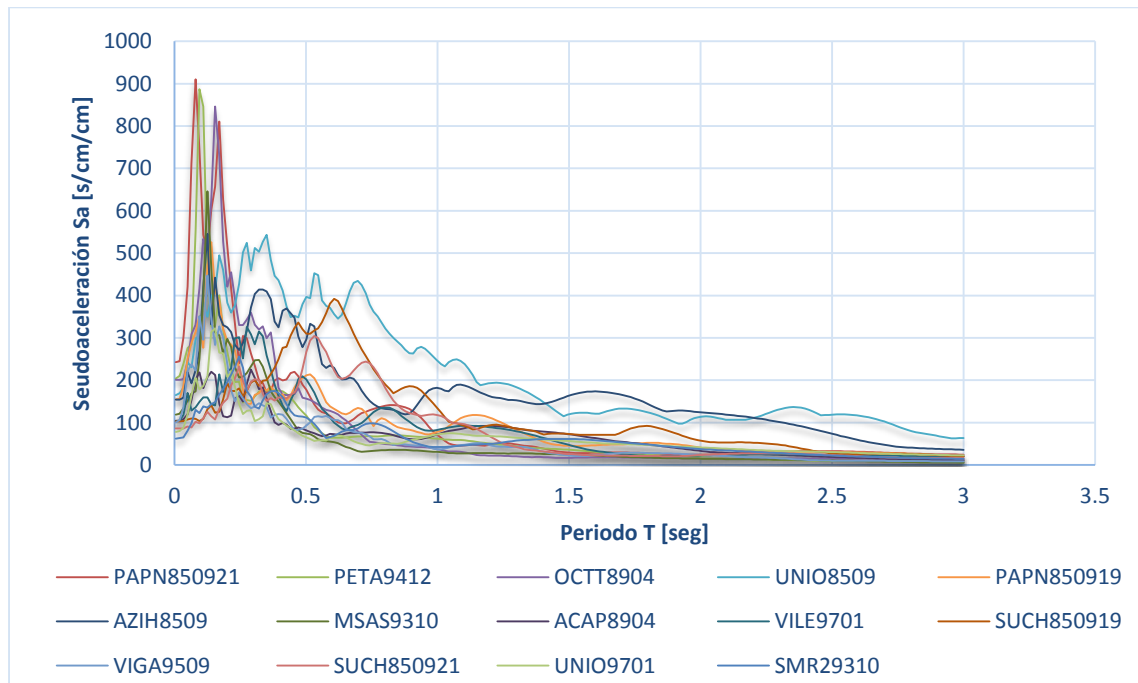


FIGURA 3.11 Registros sísmicos seleccionados.



De esta base de datos se tomaron los 14 registros de mayor magnitud para realizar los análisis elásticos e inelásticos de los modelos de puentes presentado en el capítulo 2. En la Tabla 3.1 se enlistan los registros sísmicos y se muestra la aceleración máxima del suelo para la componente horizontal mayor.

Se utilizó el programa PRISM versión 2.0 (Seong Hoon, Kwang Ho, & Won Seok, 2010) para calcular los espectros de respuesta de pseudoaceleración elástico para un porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi=5\%$ (Figura 3.11) de la componente horizontal de mayor aceleración. La aceleración máxima del suelo para las tres componentes de los registros enlistados en la tabla 3.2.

TABLA 3.2 Aceleración máxima del suelo para las tres componentes de los registros sísmicos seleccionados.

Nombre del archivo	Nombre de la estación	PGA	PGA	Canal	PGA	PGA	Canal	PGA	PGA	Canal
		(cm/s ²)	(g)		(cm/s ²)	(g)		(cm/s ²)	(g)	
PAPN8509.211	PAPANOA	242.69	0.2474	3S00W	219.8300	0.2241	2S90W	171.6200	0.1749	V
PETA9412.101	PETATLAN	204.80	0.2088	3S00E	198.9600	0.2028	1S90E	86.1300	0.0878	V
OCTT8904.251	EL OCOITITO	201.16	0.2051	2N90E	126.5400	0.1290	3N00E	195.7400	0.1995	V
UNIO8509.191	LA UNION	165.29	0.1685	3S00E	148.5800	0.1515	1S90E	148.5800	0.1515	V
PAPN8509.191	PAPANOA	154.95	0.1580	3S00W	111.6100	0.1138	2S90W	80.6800	0.0822	V
AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	153.93	0.1569	2N90E	98.6200	0.1005	2N00E	100.0900	0.1020	V
MSAS9310.241	LAS MESAS	119.05	0.1214	3S00E	67.7300	0.0690	1S90E	40.2400	0.0410	V
ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	104.39	0.1064	3N00E	63.8600	0.0651	2N90E	61.5000	0.0627	V
VILE9701.111	VILLITA MARGEN DERECHA	103.36	0.1054	3S00E	99.5000	0.1014	1S90E	70.8200	0.0722	V
SUCH8509.191	EL SUCHIL	103.12	0.1051	3S00W	81.4460	0.0830	2S90W	49.6230	0.0506	V
VIGA9509.141	LAS VIGAS	100.35	0.1023	3S00E	79.4200	0.0810	1S90E	79.4200	0.0810	V
SUCH8509.211	EL SUCHIL	85.98	0.0876	3S00W	72.0000	0.0734	2S90W	39.0400	0.0398	V
UNIO9701.111	LA UNION	77.81	0.0793	1S90E	76.5100	0.0780	3S00E	68.1300	0.0694	V
SMR29310.241	SAN MARCOS	62.21	0.0634	3S00E	60.2400	0.0614	1S90E	46.8600	0.0478	V

3.5 Selección del tipo de escalamiento

Uno de los objetivos de la tesis es evaluar los métodos lineales equivalentes y compararlos con los análisis no lineales en la historia del tiempo, por lo que se debe evaluar el comportamiento no lineal en los modelos de puentes presentados en el capítulo 2 y es también necesario modificar apropiadamente un conjunto de registros sísmicos para hacerlos compatibles con el nivel de peligro específico del sitio considerado. Uno de los objetivos principales de los métodos de escalamiento de los registros sísmicos es reducir la dispersión en las demandas sísmicas



estimadas; además de ello, es importante preservar las características sísmológicas básicas de los registros después de ser modificados.

3.5.1 Métodos de escalamiento

Es posible clasificar los métodos de modificación de los registros sísmicos en dos grandes categorías: escalamiento de amplitud (amplitude scaling) y coincidencia espectral (spectral matching) (Figuras 3.12 y 3.13, respectivamente). Cabe resaltar que algunos de los métodos llevan implícita la selección de los registros sísmicos; sin embargo, debido a la limitada base de datos con que se cuenta, solo nos enfocaremos a la modificación y no a la selección ya hecha en la sección anterior.

Los métodos basados en el escalamiento de amplitud tienen como objetivo la coincidencia de un solo valor espectral para un periodo del espectro objetivo; es decir, se determina un factor de escala con el cual se afectará al registro sísmico original, tal que la ordenada espectral para un periodo determinado coincida con una ordenada espectral objetivo, asociada al mismo periodo. Para determinar el factor de escala apropiado, pueden ser utilizadas una o más medidas de intensidad sísmica.

Por otro lado, los métodos basados en la coincidencia espectral modifican los acelerogramas con el fin de que su espectro de respuesta coincida con el espectro de respuesta objetivo, en un intervalo específico de periodos. Estos últimos métodos pueden alterar las características físicas de los acelerogramas, al modificar el contenido de frecuencias del registro, mientras que los métodos de escalamiento preservan el contenido no estacionario original del movimiento sísmico y solo modifican su amplitud (Heo, Kunnath, & Abrahamson, 2011; O'Donnell, Beltsar, Kurama, Kalkan, & Taflanidis, 2011, citados en [López Chávez, 2013]).

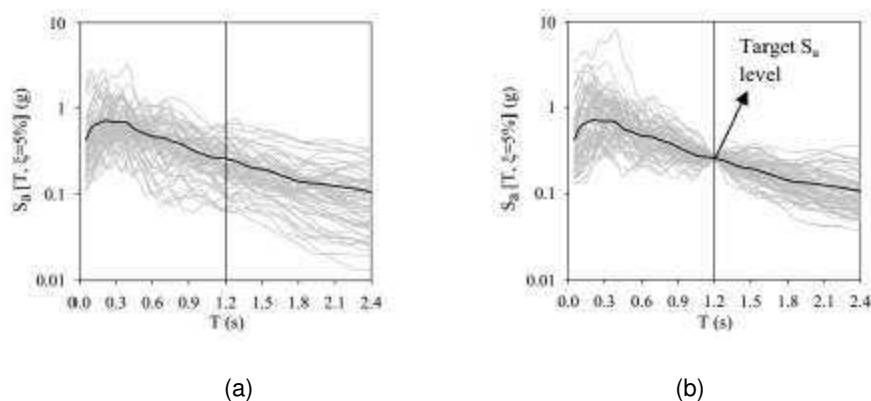


FIGURA 3.12 Método de escalamiento de amplitud. Espectros de respuesta (a) originales, (b) modificados (Tomado de Ay & Akkar, 2010, citado en [López Chávez, 2013]).



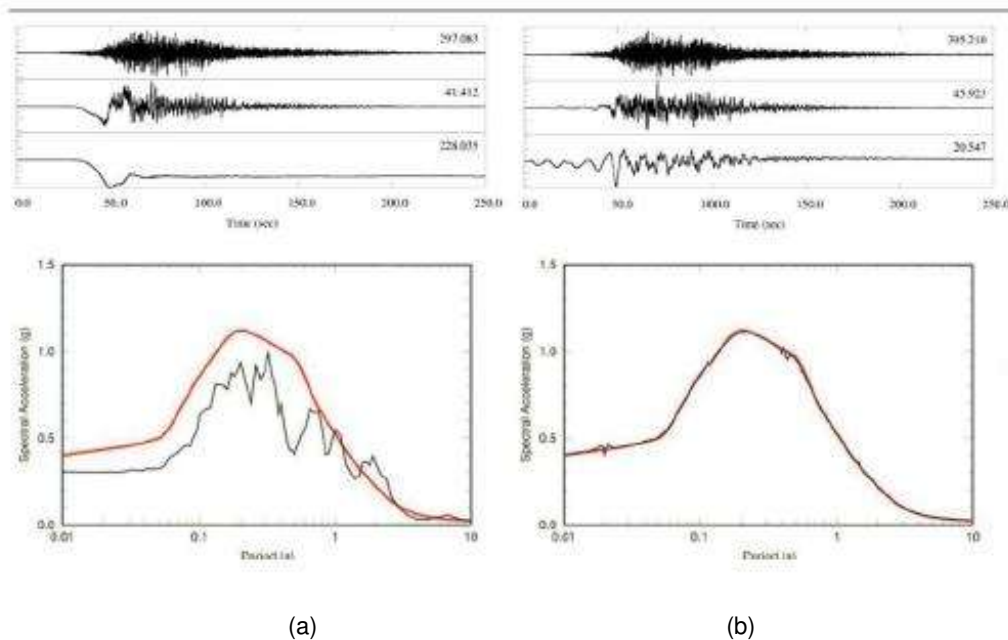


FIGURA 3.13 Método de coincidencia espectral. Registro sísmico y espectro de respuesta (a) original, (b) modificado (Tomado de Somerville, 2010, citado en [López Chávez, 2013]).

3.5.2 Método de escalamiento seleccionado.

Se eligió escalar los espectros correspondientes a cada registro sísmico a fin de que todos ellos tuvieran la misma pseudoaceleración máxima, correspondiente a la pseudoaceleración máxima del espectro objetivo.

Normalmente se utiliza el espectro de diseño como espectro objetivo, sin embargo este espectro sobrestima algunas intensidades sísmicas debido a su forma paramétrica. Una mejor opción es utilizar el espectro de peligro uniforme (EPU) del sitio en estudio, el cual está basado en leyes de atenuación espectral donde todas las ordenadas están asociadas a una misma tasa de excedencia (Jara & Jara, 2007, citados en [López Chávez, 2013]).

Los espectros de peligro uniforme mostrados en la Figura 3.14 se construyeron con base en un estudio de peligro sísmico del estado de Michoacán, donde se consideraron tres fuentes sísmicas: fallas de subducción, normales y locales. Dicho estudio se considera adecuado para representar el peligro sísmico en zonas cercanas a la costa del Pacífico mexicano y es el utilizado para el escalamiento de los registros sísmicos.

Al usar el EPU para un periodo de retorno $T_r=2500$ años se escalaron los espectros de los registros seleccionados para que tuvieran una pseudoaceleración máxima de 1740 cm/s^2 pero al realizar los análisis la mayoría de los registros no



lograban que los modelos incursionaran en el intervalo inelástico; por lo que se decidió escalarlos para que tuvieran una pseudoaceleración máxima más grande. Se escalaron para 4 intensidades diferentes obteniéndose los factores de escala, FS, donde FS3000 es el factor de escala para que los registro tengan una pseudoaceleración de 3000 cm/s² y así sucesivamente, los cuales se muestran en la tabla 3.3. Cabe aclarar que se aplican los mismos factores de escala para el análisis en dirección longitudinal y transversal de los puentes, ya que su escalamiento no depende del periodo fundamental del puente en la dirección del análisis.

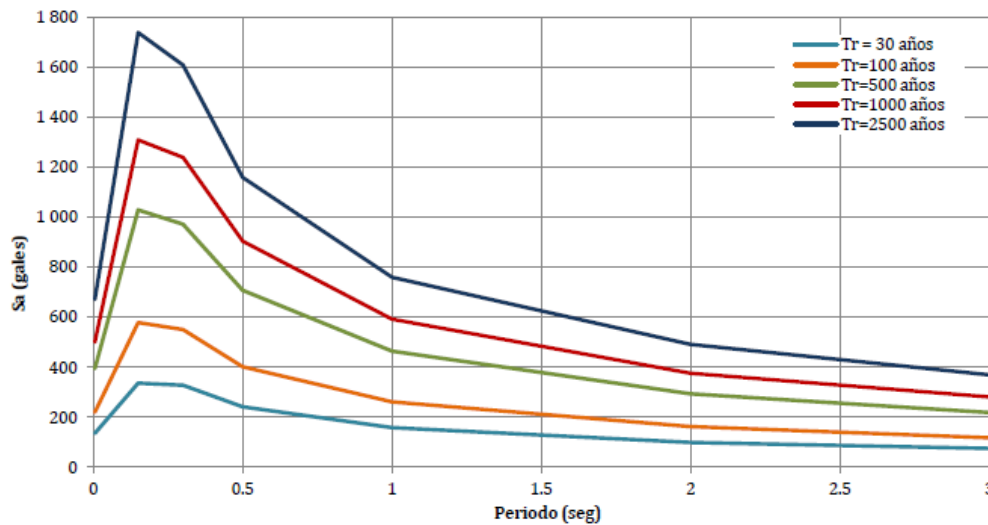


FIGURA 3.14 Espectros de peligro uniforme

TABLA 3.3 Factores de escala aplicados a los espectros de respuesta

Nombre del archivo	Nombre de la estación	FS3000	FS3500	FS4000	FS4500
		3.30	3.84	4.39	4.94
PAPN8509.211	PAPANOA	3.38	3.95	4.51	5.07
PETA9412.101	PETATLAN	3.55	4.14	4.73	5.32
OCTT8904.251	EL OCOTITO	5.53	6.45	7.37	8.29
UNIO8509.191	LA UNION	5.71	6.66	7.61	8.56
PAPN8509.191	PAPANOA	5.50	6.42	7.34	8.25
AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	4.64	5.42	6.19	6.96
MSAS9310.241	LAS MESAS	13.34	15.57	17.79	20.01
ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	9.21	10.74	12.28	13.81
VILE9701.111	VILLITA MARGEN DERECHA	7.65	8.92	10.20	11.47
SUCH8509.191	EL SUCHIL	6.71	7.83	8.95	10.07
VIGA9509.141	LAS VIGAS	9.85	11.50	13.14	14.78
SUCH8509.211	EL SUCHIL	9.30	10.85	12.40	13.95
UNIO9701.111	LA UNION	11.73	13.68	15.64	17.59
SMR29310.241	SAN MARCOS				



CAPÍTULO 4 MODELOS CON SISTEMAS EQUIVALENTES

4.1 Introducción

En este capítulo se realiza el análisis de los modelos de puentes descritos en el capítulo 2 sometidos a las demandas sísmicas descritas en el capítulo 3. Se emplean los 14 métodos lineales equivalentes presentados en el capítulo 1 para obtener las propiedades equivalentes que modifican el comportamiento de los modelos de los puentes.

Se realizaron análisis dinámicos lineales de historia en el tiempo de los modelos con sistemas equivalentes utilizando el software SAP2000 (Computers and Structures, 2011), el mismo programa que se utilizó para el diseño de las columnas de los puentes en el capítulo 2.

También se describe en este capítulo el proceso para obtener los modelos con sistemas equivalentes de análisis y los resultados extraídos.

4.2 Caracterización de los modelos de los puentes

Como el método lineal equivalente no es un método de análisis sino el obtener propiedades equivalentes de sistemas no lineales para poder utilizar cualquier método de análisis lineal no se puede partir de sistemas lineales, para utilizar cualquier método lineal equivalente se debe contar con un modelo cuyos elementos estén caracterizados de manera no lineal que podría ser analizado por cualquier método no lineal. Los métodos lineales equivalentes que se estudian en este trabajo tienen como base estructuras cuya respuesta primordialmente se relaciona con un solo grado de libertad, y cuyo único elemento resistente a carga lateral tiene un comportamiento histerético inelástico que en la mayoría de las propuestas es bilineal.

Aplicando cualquier método lineal equivalente se obtienen propiedades equivalentes que permiten analizar la estructura con cualquier método de análisis elástico y estimar los desplazamientos inelásticos esperados con base en los análisis lineales, como se muestra en la figura 4.1.



Los modelos estructurales analizados en este trabajo son modelos de puentes tridimensionales de varios grados de libertad con distintos tipos de elementos que se van conectando entre sí a través de nodos como se muestra en la figura 4.2.

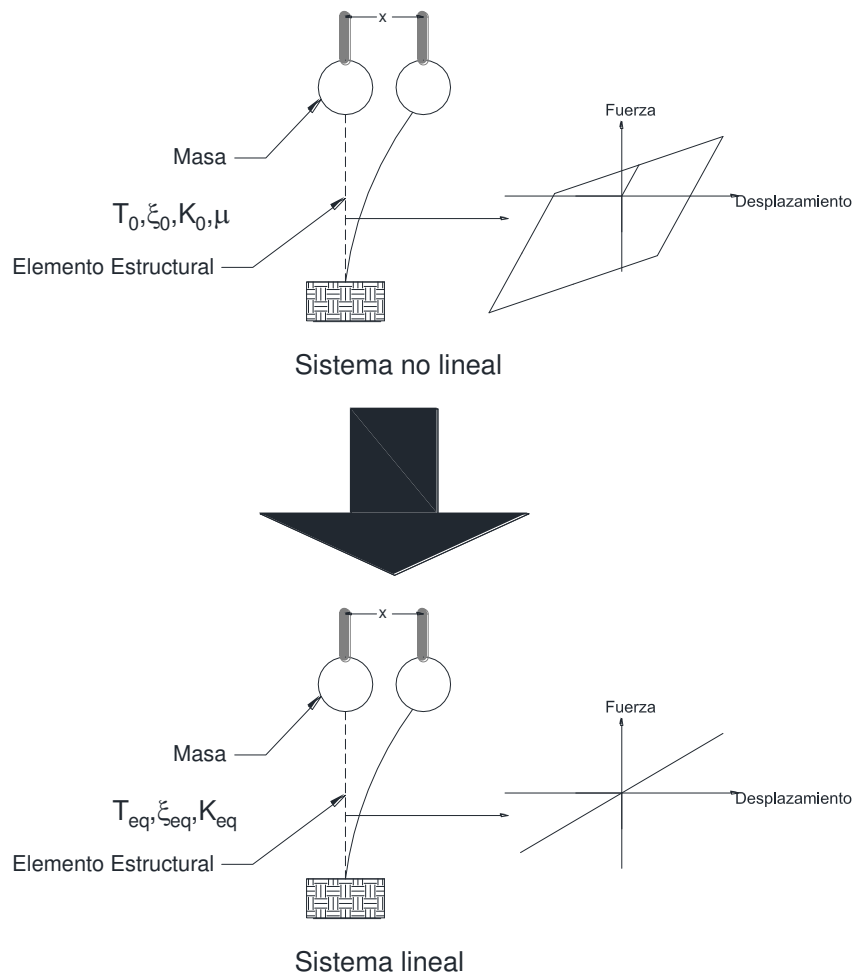


FIGURA 4.1 Método lineal equivalente

En el capítulo 5 se presenta la descripción de los modelos de puentes utilizados en los análisis no lineales. Se modela únicamente el comportamiento no lineal de los elementos que resisten la carga lateral, mediante gráficas fuerza desplazamiento. Si sólo se tomara la relación fuerza desplazamiento de un elemento para obtener las propiedades equivalentes, aquella no representaría todo el comportamiento de la estructura, resultando propiedades equivalentes que difícilmente podrían aproximar la demanda de desplazamiento del modelo no lineal.

Debido a que los métodos lineales equivalentes que aquí se han presentado están relacionados con modelos de un solo grado de libertad y que no se cuenta con



una metodología para tomar en cuenta varios elementos con comportamiento no lineal, se debe buscar una forma para representar todo el comportamiento del modelo que se quiere linearizar.

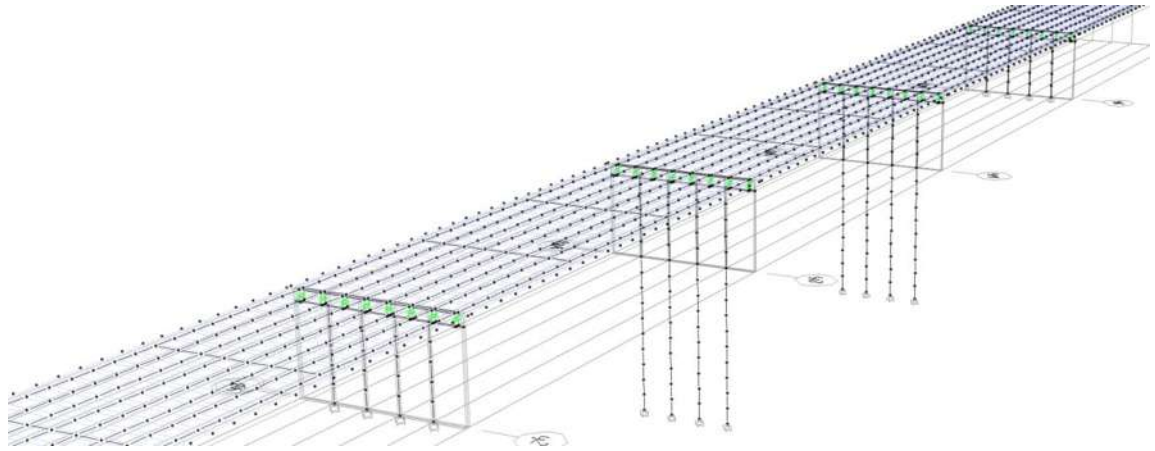


FIGURA 4.2 Método estructural de un puente de varios grados de libertad.

Una posible manera de lograr lo anterior es mediante análisis estáticos no lineales (Pushover). En este análisis se somete a la estructura a una fuerza lateral definida con base en la suposición de que el primer modo de vibración es el más importante, hasta llevarla a un desplazamiento específico o hasta alcanzar la inestabilidad de la estructura.

El análisis consiste en una secuencia de análisis estáticos lineales que se van superponiendo hasta que se alcanza la fluencia del primer elemento y se forma una articulación plástica; se continúa con los análisis tomando en cuenta la disminución de la rigidez del elemento que ha fluido hasta que fluyan más elementos y se continúa el proceso hasta la formación de un mecanismo de colapso.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva de capacidad que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el último nivel de la estructura (Figura 4.3).

Como esta curva de capacidad es una gráfica fuerza desplazamiento que representa a toda la estructura se puede usar para aplicar las fórmulas de los distintos métodos lineales equivalentes y obtener así sus propiedades equivalentes.

Los modelos no lineales de los puentes se hicieron con ayuda del software Perform-3D (Computers and Structures, 2011) por lo que los análisis estáticos no lineales también se realizaron en este programa. La carga lateral en los modelos se aplicó en la parte superior de la losa, mediante cargas monotónicas unitarias en



toda su longitud, tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal, como se muestra en la figura 4.4.

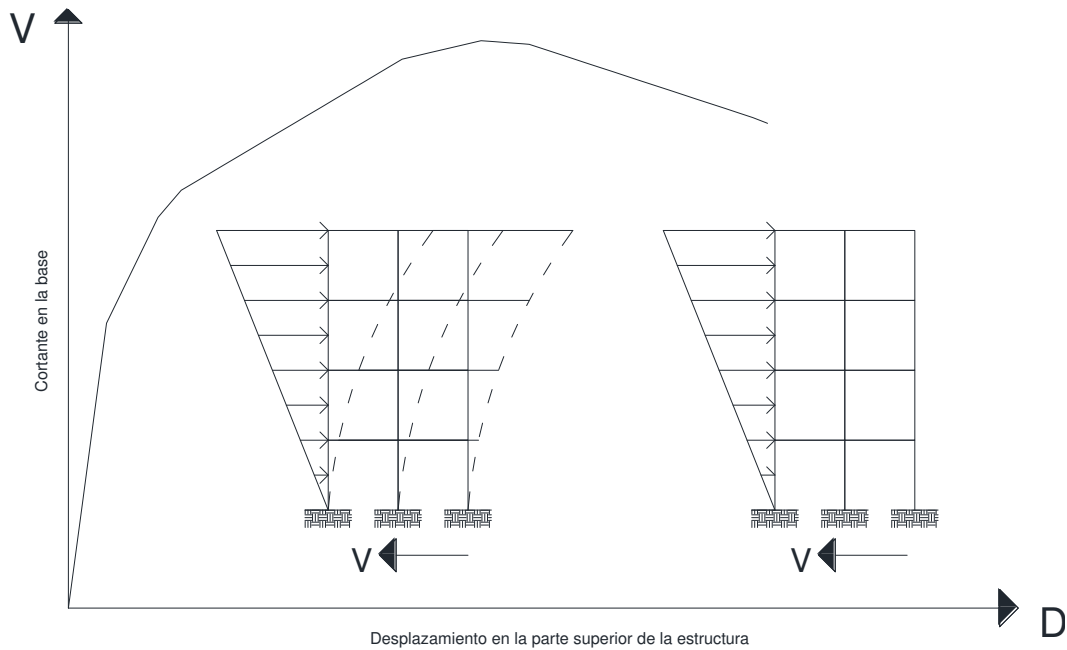
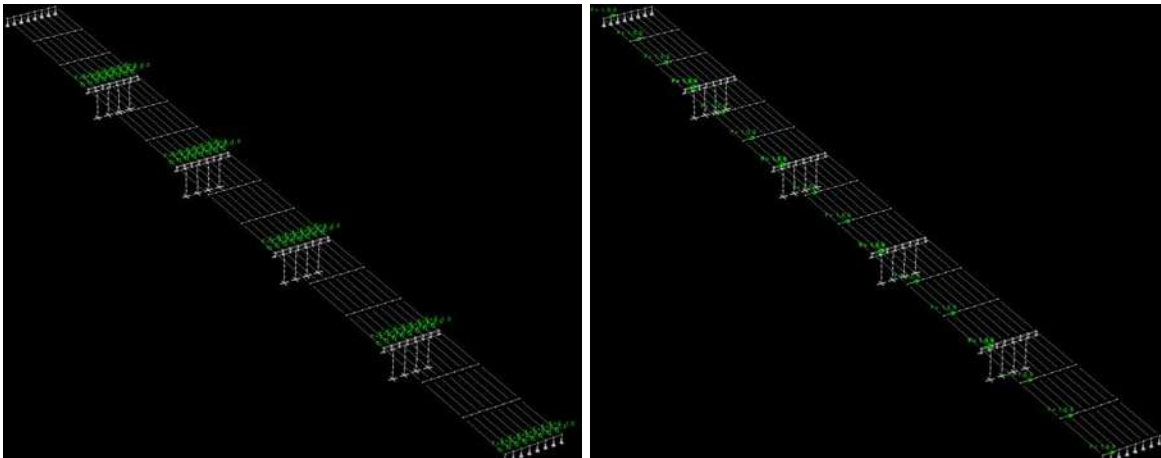


FIGURA 4.3 Representación de análisis estáticos no lineales (pushover).



(a)

(b)

FIGURA 4.4 Modelos no lineales cargados. (a) Modelo cargado en dirección longitudinal. (b) Modelo cargado en dirección transversal.

En las figuras 4.5 y 4.6 se muestran las curvas de capacidad del modelo 1 para las direcciones longitudinal y transversal respectivamente. En las gráficas se registra el empuje de los modelos hasta la falla de alguno de los elementos; en este caso la falla se debe al desplazamiento en los aisladores cuando alcanzan un valor

máximo de 0.6 metros. Se repite el mismo procedimiento para todos los modelos restantes para caracterizar su comportamiento global no lineal.

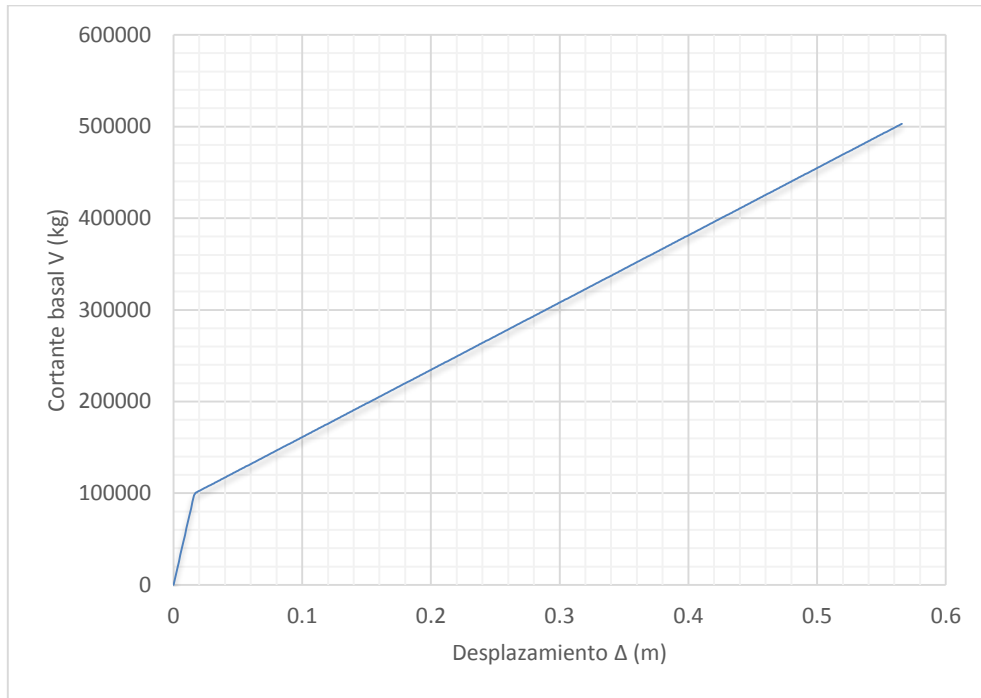


FIGURA 4.5 Curva de capacidad dirección longitudinal del modelo 1

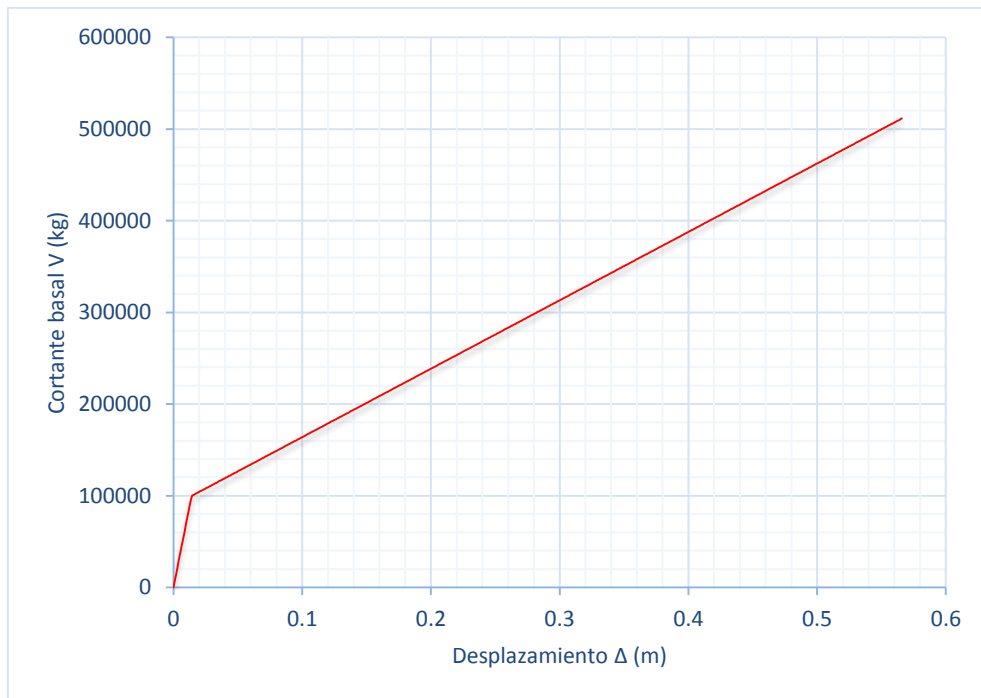


FIGURA 4.6 Curva de capacidad dirección transversal del modelo 1



4.3 Introducción de las propiedades equivalentes en los modelos

A partir de las curvas que representan el comportamiento lateral no lineal de los modelos de los puentes, se determinan los valores necesarios para la aplicación de todos los métodos lineales equivalentes que se estudian en este trabajo. Estos valores son la relación de rigideces de la zona de post-fluencia entre la elástica y la ductilidad de desplazamiento que se espera tendrá la estructura. Se definen por las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{K_d}{K_i} \dots\dots\dots(4.1)$$

En donde:

K_i = Rigidez inicial elástica

K_d = Rigidez de post-fluencia

$$\mu_x = \frac{x_d}{x_y} \dots\dots\dots(4.2)$$

En donde:

x_y = Desplazamiento de fluencia

x_d = Desplazamiento máximo

Para ejemplificar lo anterior se toman las curvas de capacidad del modelo 1. El punto de fluencia es:

$$V_y = 97892.38\text{kg} \quad x_y = 0.01594\text{m LONGITUDINAL}$$

$$V_y = 95264.68\text{kg} \quad x_y = 0.01336\text{m TRANSVERSAL}$$

Y se tiene como punto de capacidad máxima los valores de:

$$V_u = 503096.6\text{kg} \quad x_d = 0.5659\text{m LONGITUDINAL}$$

$$V_y = 511585.9\text{kg} \quad x_d = 0.5659\text{m TRANSVERSAL}$$

Con estos valores se calculan los valores de rigidez inicial y de post-fluencia.



$$K_i = \frac{97892.38}{0.01594} = 6141303.6 \text{kg/cm} \quad K_d = \frac{(503096.6 - 97892.4)}{(0.5659 - 0.01594)} = 736788.5 \text{kg/cm}$$

LONGITUDINAL

$$K_i = \frac{95264.68}{0.01336} = 7130589.8 \text{kg/cm} \quad K_d = \frac{(511585.9 - 95264.7)}{(0.5659 - 0.01336)} = 753467.9 \text{kg/cm}$$

TRANSVERSAL

Por lo que la relación de rigideces en dirección longitudinal y en dirección transversal son:

$$\alpha = \frac{736788.5}{6141303.6} = 0.12 \quad \text{LONGITUDINAL}$$

$$\alpha = \frac{753467.9}{7130589.8} = 0.106 \quad \text{TRANSVERSAL}$$

Para calcular la ductilidad de desplazamiento se requiere el desplazamiento que tendrá la estructura, el cual es de hecho uno de los parámetros que se busca obtener con cualquier análisis. Debido a esto, el método lineal equivalente es un método iterativo en el que se propone un desplazamiento al inicio del análisis y que al finalizar se compara con el desplazamiento obtenido; si son diferentes, se emplea este nuevo desplazamiento en el cálculo de la ductilidad de desplazamiento, y se inicia nuevamente el procedimiento hasta que la diferencia entre ambos desplazamientos sea despreciable.

Continuando con el ejemplo se escoge un desplazamiento cualquiera en cada dirección que esté dentro de la curva de capacidad del modelo 1.

$$x_d = 0.458 \text{m} \quad \text{LONGITUDINAL}$$

$$x_d = 0.212 \text{m} \quad \text{TRANSVERSAL}$$

Entonces, las ductilidades de desplazamiento para cada dirección quedan como sigue:

$$\mu_x = \frac{0.458}{0.01594} = 28.73 \quad \text{LONGITUDINAL}$$

$$\mu_x = \frac{0.212}{0.01336} = 15.87 \quad \text{TRANSVERSAL}$$



Ahora, los valores de la relación de rigideces y ductilidad de desplazamiento se sustituyen en las fórmulas de cualquier método lineal equivalente que se estudia en este trabajo y que fueron presentadas en el capítulo 1. Así por ejemplo, para el método propuesto por Rosenblueth y Herrera cuyas fórmulas se repiten aquí por conveniencia se tiene:

$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{K_i / K_{eq}} = \sqrt{\mu / [1 + \alpha(\mu - 1)]} \dots\dots\dots (4.3)$$

En donde:

T_{eq} = Periodo del sistema equivalente

T_0 = Periodo del sistema original

K_{eq} = Rigidez secante en la deformación máxima

K_i = Rigidez inicial

μ = Relación de ductilidad de desplazamiento

α = Factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_{hyst} = \xi_0 + \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi\mu [1 + \alpha(\mu - 1)]} \dots\dots\dots (4.4)$$

En donde:

ξ_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente

ξ_0 = Amortiguamiento elástico que se asume del 5%

ξ_{hyst} = Amortiguamiento histerético

Sustituyendo valores en las fórmulas, se obtienen las propiedades equivalentes que deberán tener los modelos para que al ser analizados linealmente, se obtenga un comportamiento aproximado del comportamiento no lineal de los modelos.

$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{28.73 / [1 + 0.12(28.73 - 1)]} = 2.58$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2(1 - 0.12)(28.73 - 1)}{\pi(28.73)[1 + 0.12(28.73 - 1)]} = 0.175$$

LONGITUDINAL

$$T_{eq} / T_0 = \sqrt{15.87 / [1 + 0.106(15.87 - 1)]} = 2.48$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2(1 - 0.12)(28.73 - 1)}{\pi(28.73)[1 + 0.12(28.73 - 1)]} = 0.258$$

TRANSVERSAL



Todas las fórmulas para la obtención del periodo equivalente se encuentran normalizadas con el periodo del sistema original, es decir el periodo elástico del sistema aislado sísmicamente. De esta manera, los valores obtenidos de las ecuaciones anteriores se deben multiplicar por el valor del periodo del modelo original. Los periodos originales de los modelos se presentan en el capítulo 5.

$$T_{eq} = 2.58 \times 1.33 = 3.43 \text{seg} \quad \text{LONGITUDINAL}$$

$$T_{eq} = 2.48 \times 1.246 = 3.09 \text{seg} \quad \text{TRANSVERSAL}$$

Como ya se mencionó los modelos lineales equivalentes serán analizados con la ayuda del software SAP2000. Los modelos creados en el capítulo 2 para el diseño de los puentes, se usarán para analizar los modelos lineales equivalentes.

El análisis se realizará usando el método dinámico lineal de historia en el tiempo, por lo que para incorporar el amortiguamiento equivalente en los modelos, basta con modificar el parámetro de amortiguamiento dentro del programa (figura 4.7).

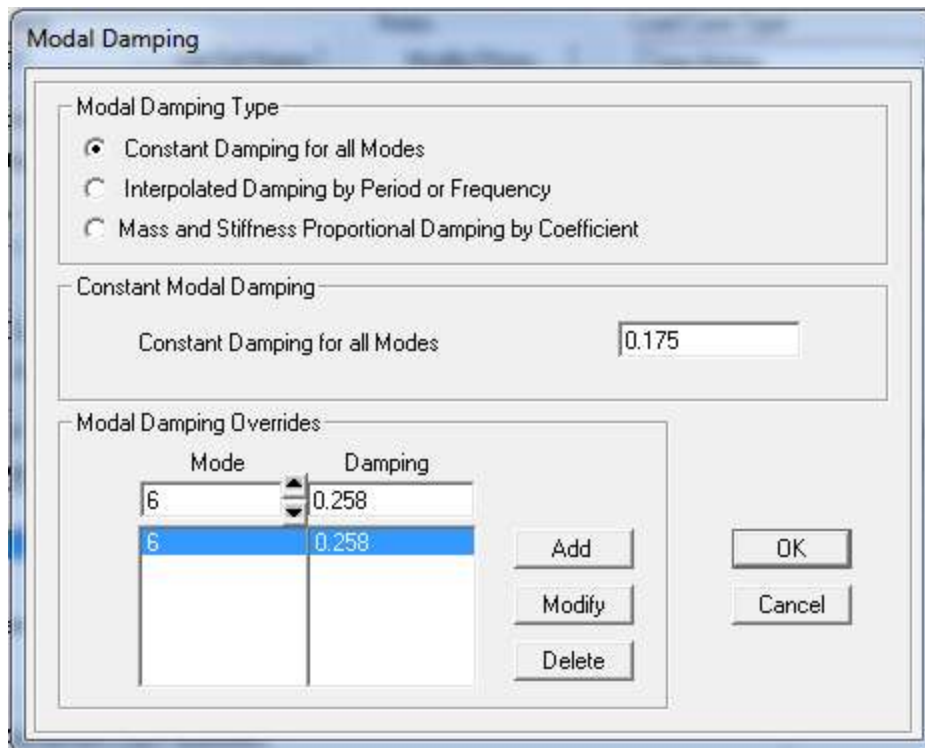


FIGURA 4.7 Amortiguamiento lineal equivalente del modelo 1 en SAP2000.

En la figura 4.7 se muestra a manera de ejemplo como introducir los amortiguamientos lineales equivalentes calculados tanto para la dirección longitudinal como para la transversal. En la casilla "Constant Damping for all



Modes” se introduce el amortiguamiento para todos los modos, de manera que si el modo fundamental fuera el modo en que el puente tiende a desplazarse longitudinalmente se colocaría el valor del amortiguamiento equivalente para la dirección longitudinal. Si el primer modo en dirección transversal es el modo 6, se debe colocar el amortiguamiento correspondiente en la casilla “*Modal Damping Overrides*”, como se muestra en la figura.

Para lograr que los modelos tengan el periodo equivalente se deben modificar las propiedades geométricas de los elementos de manera que el periodo del puente en los modos en donde el puente tiende a desplazarse longitudinal y transversalmente sea el periodo obtenido con los métodos lineales equivalentes; los elementos que modificarían los periodos de estos modos son las columnas de los marcos y los elementos “*link*” (figura 4.8). Los elementos “*link*” que se utilizan para representar las propiedades de los apoyos de neopreno, se emplean ahora para modificar los periodos de los puentes a través de modificar su rigidez.

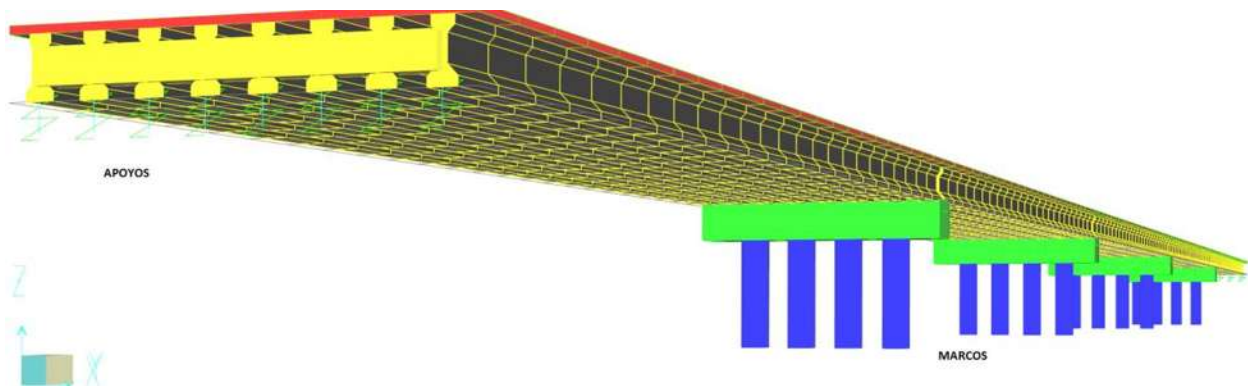


FIGURA 4.8 Elementos que pueden modificar los periodos de los modos de interés.

Para encontrar la rigidez de los elementos “*link*” para que el puente tenga los periodos equivalente en dirección longitudinal y transversal, se asume que en ambas direcciones el puente responde fundamentalmente como un sistema de un grado de libertad, esto es,

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi\sqrt{M}}{\sqrt{K}} \dots\dots\dots(4.5)$$

En donde:

T = Periodo del sistema

M = Masa del sistema

K = Rigidez del sistema



Para el caso en estudio la ecuación anterior es:

$$T_{eq} = \frac{2\pi\sqrt{M_{puente}}}{\sqrt{K_{puente}}} \dots\dots\dots(4.6)$$

En donde:

T_{eq} = Periodo equivalente

M_{puente} = Masa total del puente

K_{puente} = Rigidez total del puente

De esta ecuación se despeja la rigidez que debe tener el puente correspondiente al periodo equivalente.

$$K_{puente} = \left(\frac{2\pi\sqrt{M}}{T_{eq}} \right)^2 \dots\dots\dots(4.7)$$

La rigidez lateral del puente en dirección transversal y longitudinal depende de las rigideces de los marcos que conforman el puente y de las rigideces de los elementos "link", a través de un sistema en serie como se muestra en la figura 4.9.

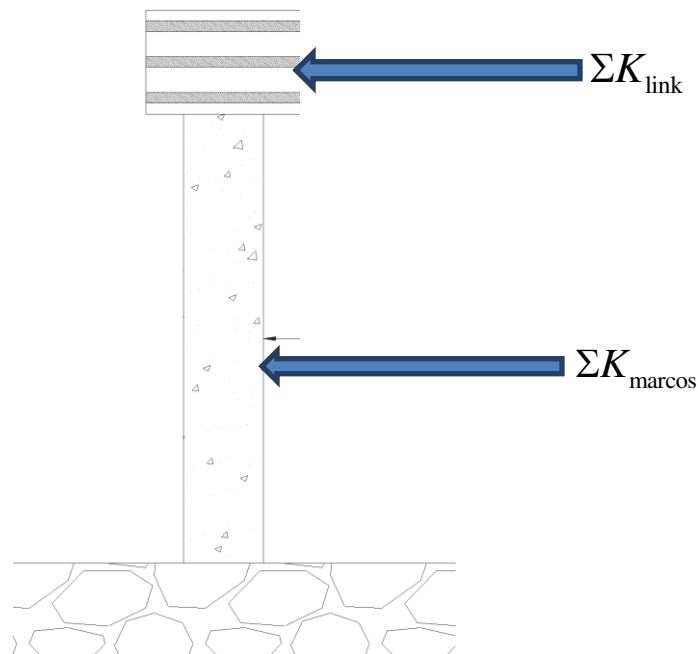


FIGURA 4.9 Rigidez del puente en sistema en serie.



La rigidez total del puente se calcula como:

$$K_{\text{puente}} = \frac{\Sigma K_{\text{marcos}} \times \Sigma K_{\text{link}}}{\Sigma K_{\text{marcos}} + \Sigma K_{\text{link}}} \dots\dots\dots (4.8)$$

En donde:

ΣK_{marcos} = La suma de las rigideces de los marcos que conforman el puente

ΣK_{link} = La suma de las rigideces de los elementos “link” que conforman el puente

De la ecuación 4.8 se despeja la suma de las rigideces de los elementos “link” del puente,

$$\Sigma K_{\text{link}} = \frac{K_{\text{puente}}}{\left(1 - \frac{K_{\text{puente}}}{K_{\text{marcos}}}\right)} \dots\dots\dots (4.9)$$

Para obtener la rigidez de un solo elemento “link” se divide la suma de rigideces de los elementos “link” entre el número de elementos que haya en cada puente.

$$K_{\text{link}} = \frac{\Sigma K_{\text{link}}}{\# \text{Elementos link}} \dots\dots\dots (4.10)$$

Se realizó el cálculo de la rigidez de los marcos y posteriormente la del puente. Para el cálculo de la rigidez de los marcos en la dirección transversal, se utilizaron cargas definidas en diferentes condiciones de carga (una por cada marco) en el programa SAP2000, las cuales se utilizaron posteriormente para cargar en la parte superior de las columnas a los marcos.

Una vez analizadas las diferentes condiciones de carga se obtiene el desplazamiento en la parte superior de la columna, con el cual se determina la rigidez “K” del marco. En la tabla 4.1 se muestran las rigideces obtenidas para los diferentes tipos de marcos de todos los modelos en estudio en las dos direcciones, siendo KT la rigidez del marco en dirección transversal y KL la rigidez del marco en dirección longitudinal. En la tabla 4.2 aparece la rigidez total, para ambas direcciones, de los puentes en estudio.

TABLA 4.1 Rigidez de los diferentes marcos en los puentes.

Marco	Diámetro de cols (m)	Altura de pilas (m)	KT Marcos (Kg/m)	KL Marcos (Kg/m)
1	1.1	5	50,000,000.00	18,077,386.00



2	1.3	5	103,627,000.00	35,425,642.00
3	1.1	7.5	20,000,000.00	5,356,262.00
4	1.3	7.5	33,333,333.00	10,496,486.00
5	1.1	10	8,333,333.00	2,259,673.00
6	1.3	10	14,285,700.00	4,428,205.00
7	1.3	15	4,761,900.00	1,312,061.00

Para obtener la rigidez en dirección longitudinal se puede utilizar el mismo procedimiento; sin embargo, en el presente trabajo se decidió calcular la rigidez como $3EI/L^3$ multiplicado por el número de columnas, debido a que el puente en esta dirección se comporta como una columna en voladizo.

TABLA 4.2 Rigidez de los puentes en estudio.

Marcos	Modelo	KT puente (Kg/m)	KL puente (Kg/m)
1,1,1,1	MOD1_1	200,000,000.00	72,309,542.00
1,3,3,1	MOD1_2	140,000,000.00	46,867,296.00
2,6,6,2	MOD1_3	235,825,400.00	79,707,694.00
2,7,7,2	MOD1_4	216,777,800.00	73,475,405.00
1,1,3,1	MOD2_1	170,000,000.00	59,588,419.00
2,2,6,2	MOD2_2	325,166,700.00	110,705,130.00
2,2,7,2	MOD2_3	315,642,900.00	107,588,986.00
4,4,6,4	MOD2_4	114,285,699.00	35,917,664.00
4,4,7,4	MOD2_5	104,761,899.00	32,801,520.00
1,3,5,3,1	MOD3_1	148,333,333.00	49,126,969.00
2,4,7,4,2	MOD3_2	278,682,566.00	93,156,317.00
4,6,7,6,4	MOD3_3	99,999,966.00	31,161,444.00
2,4,6,4,4	MOD3_4	217,912,699.00	71,343,306.00

Se debe aclarar que las columnas de los modelos no lineales tienen una rigidez agrietada y dado que se busca hacer la comparación de los resultados de los modelos lineales con los no lineales, lo más adecuado es utilizar de igual forma la rigidez agrietada. En la tabla 4.3 se presentan los valores de rigideces agrietadas de los modelos de los puentes.

Siguiendo con el ejemplo, se procede a calcular los valores de rigidez de los elementos “link” para que el modelo del puente tenga los valores de periodo equivalente calculados.

Primero se calcula la rigidez total del puente en cada dirección.



$$K_{\text{puente}} = \left(\frac{2\pi\sqrt{M}}{T_{eq}} \right)^2 = \left(\frac{2\pi\sqrt{231777.03}}{3.43} \right)^2 = 777753.34 \text{kg/m} \quad \text{LONGITUDINAL}$$

$$K_{\text{puente}} = \left(\frac{2\pi\sqrt{M}}{T_{eq}} \right)^2 = \left(\frac{2\pi\sqrt{231447.5}}{3.09} \right)^2 = 956963.28 \text{kg/m} \quad \text{TRANSVERSAL}$$

TABLA 4.3 Rigidez agrietada de los puentes en estudio.

Marcos	Modelo	K _{agT} puente	K _{agL} puente
		(Kg/m)	(Kg/m)
1,1,1,1	MOD1_1	92,000,000.00	33,262,389.32
1,3,3,1	MOD1_2	84,000,000.00	28,120,377.60
2,6,6,2	MOD1_3	113,196,192.00	38,259,693.12
2,7,7,2	MOD1_4	108,388,900.00	36,737,702.50
1,1,3,1	MOD2_1	102,000,000.00	35,753,051.40
2,2,6,2	MOD2_2	146,325,015.00	49,817,308.50
2,2,7,2	MOD2_3	157,821,450.00	53,794,493.00
4,4,6,4	MOD2_4	57,142,849.50	17,958,832.00
4,4,7,4	MOD2_5	55,523,806.47	17,384,805.60
1,3,5,3,1	MOD3_1	93,449,999.79	30,949,990.47
2,4,7,4,2	MOD3_2	147,701,759.98	49,372,848.01
4,6,7,6,4	MOD3_3	53,999,981.64	16,827,179.76
2,4,6,4,4	MOD3_4	100,239,841.54	32,817,920.76

Luego se calcula la rigidez de todos los elementos "link".

$$\Sigma K_{\text{link}} = \frac{K_{\text{puente}}}{\left(1 - \frac{K_{\text{puente}}}{K_{\text{marcos}}}\right)} = \frac{777753.34}{\left(1 - \frac{777753.34}{33262389.32}\right)} = 796374.46 \quad \text{LONGITUDINAL}$$

$$\Sigma K_{\text{link}} = \frac{K_{\text{puente}}}{\left(1 - \frac{K_{\text{puente}}}{K_{\text{marcos}}}\right)} = \frac{956963.28}{\left(1 - \frac{956963.28}{92000000}\right)} = 967022.02 \quad \text{TRANSVERSAL}$$

Por último se obtiene el valor de la rigidez de un solo elemento "link".

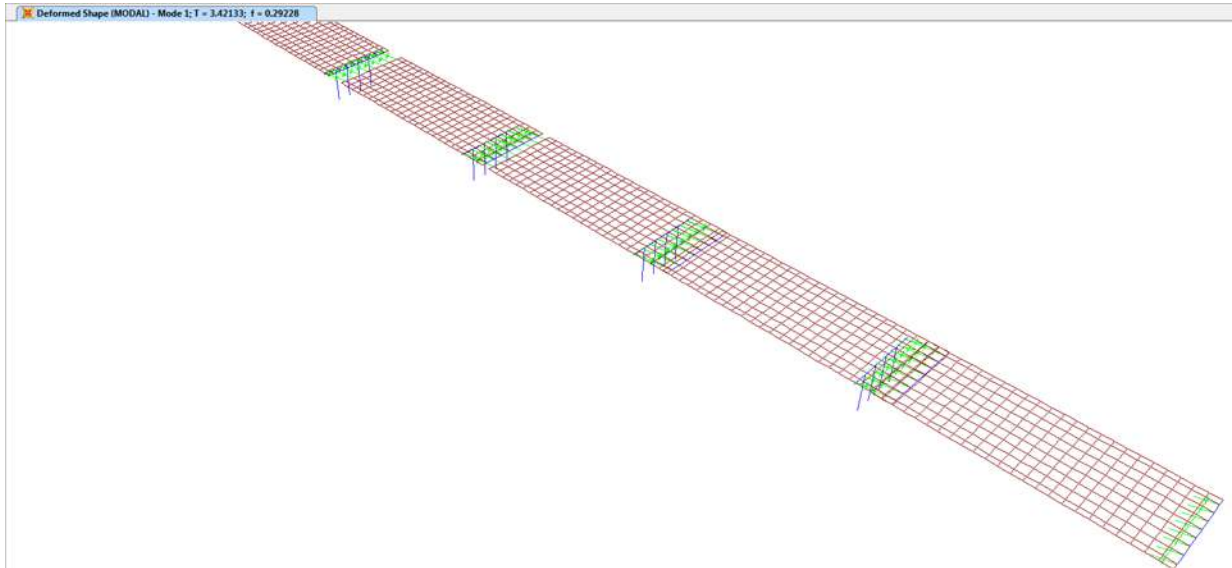
$$K_{\text{link}} = \frac{\Sigma K_{\text{link}}}{\# \text{Elementos link}} = \frac{796374.46}{80} = 9954.68 \text{kg/m} \quad \text{LONGITUDINAL}$$



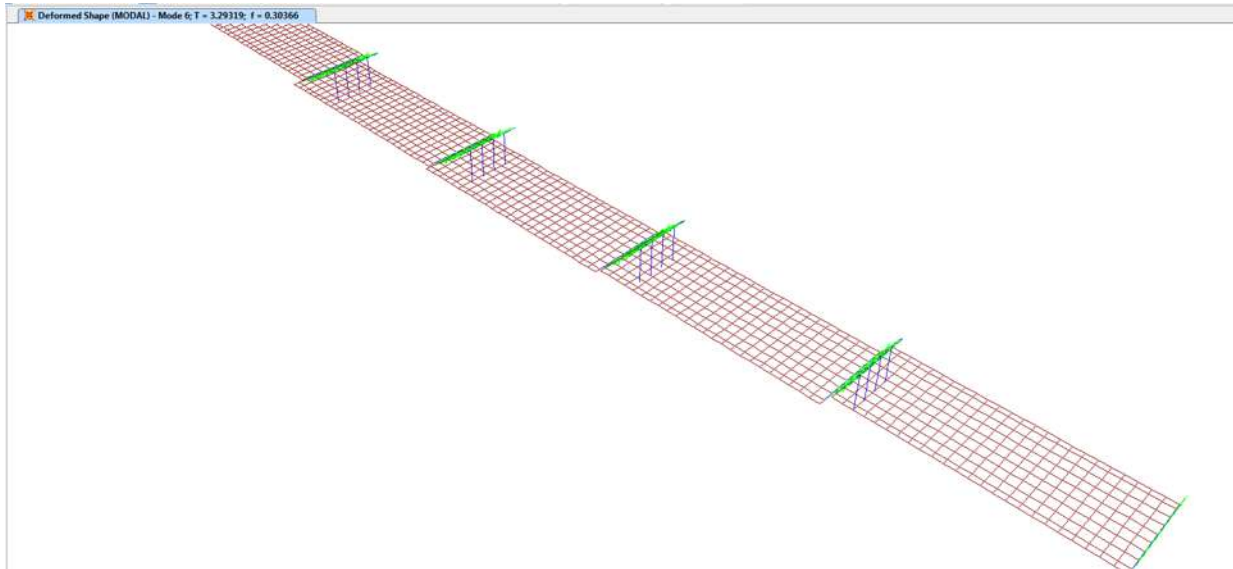
$$K_{\text{link}} = \frac{\Sigma K_{\text{link}}}{\# \text{Elementos link}} = \frac{967022.02}{80} = 12087.78 \text{kg/m} \quad \text{TRANSVERSAL}$$

Con estos valores de rigidez se caracterizan los elementos “link” en ambas direcciones horizontales, mientras que la rigidez vertical se deja, por simplicidad, con el valor rigidez calculado para los apoyos de neopreno.

Ahora en el modelo 1, o en cualquiera, se realiza un análisis modal para comprobar que efectivamente los periodos son correctos. En la tabla 4.4 se presentan los periodos de los primeros 12 modos de vibrar del modelo 1 con las rigideces calculadas anteriormente. Los periodos calculados en las direcciones longitudinal y transversal, aparecen resaltados en color verde. Los periodos equivalentes en dirección longitudinal y transversal son los modos 1 y 6, respectivamente. En la figura 4.10 se muestra la configuración de ambos modos para observar que correspondan a las direcciones buscadas.



(a)



(b)

FIGURA 4.10 Modos de vibrar del modelo 1. (a) Modo 1. (b) Modo 6.

TABLA 4.4 Primeros 12 modos de vibrar del modelo 1 con las rigideces calculadas para sus elementos "link".

Modo	Periodo (seg)
1	3.421332
2	3.410607
3	3.3974
4	3.386356
5	3.380257
6	3.293195
7	3.291645
8	3.289339
9	3.286863
10	3.284969
11	2.008762
12	2.007563

4.4 Análisis elástico usando los sistemas equivalentes

Una vez que los modelos cuentan con las propiedades equivalentes se analizan con cualquier método de análisis elástico. Como ya se mencionó el método de análisis seleccionado para este trabajo es el método de análisis dinámico lineal de historia en el tiempo, el cual emplea registros sísmicos como los presentados en el capítulo 3 para ser aplicados en la base.



Una vez terminado el análisis el resultado de mayor interés en este trabajo es la demanda de desplazamiento, debido a la relación que tiene esta variable con los daños de un puente. Para disminuir la variabilidad que puede obtenerse al tomar un solo punto como desplazamiento representativo de todo el modelo, se optó por tomar varios puntos para registrar el desplazamiento y al final promediarlos para tener un solo desplazamiento representativo de cada análisis. En la figura 4.11 se presentan los puntos seleccionados para registrar el desplazamiento que se encuentra en la elevación de la losa.

Para concluir con el ejemplo, se realiza el análisis del modelo 1 con las propiedades equivalentes del método propuesto por Rosenblueth y Herrera y la demanda sísmica de PAPAN850921. En la tabla 4.5 se presentan los desplazamientos registrados en los puntos seleccionados y promediados.

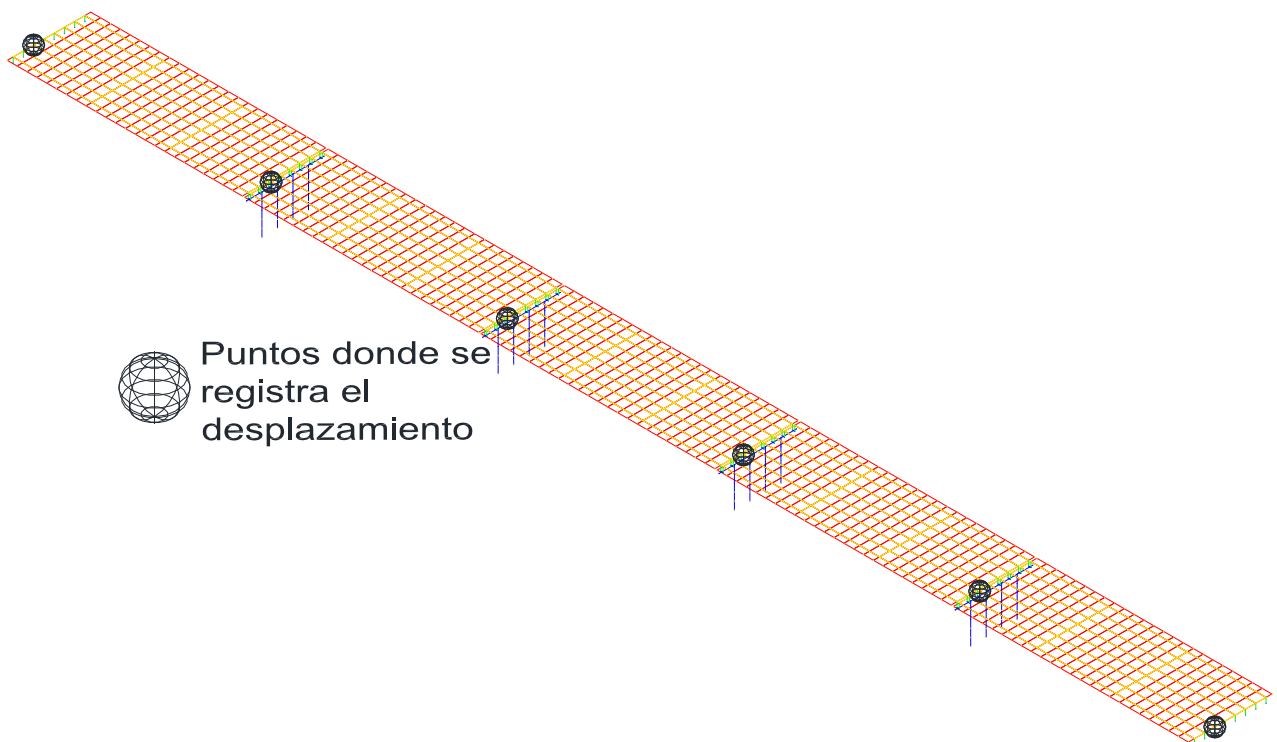


FIGURA 4.11 Sitios de donde se registra el desplazamiento de los análisis en la altura de la losa.

TABLA 4.5 Desplazamientos del modelo M1C1, método de Rosenblueth y Herrera, demanda sísmica de PAPAN850921 intensidad de FS 3000.

Nodo	Tipo de resultado	Desp. Trans.	Desp. Long.
95	Max	0.036022	0.139762
95	Min	-0.039047	-0.099439



175	Max	0.035282	0.13974
175	Min	-0.038897	-0.099441
191	Max	0.036005	0.139747
191	Min	-0.039044	-0.099451
241	Max	0.038996	0.138882
241	Min	-0.039769	-0.098647
354	Max	0.038237	0.132362
354	Min	-0.039162	-0.10424
534	Max	0.038237	0.138461
534	Min	-0.039162	-0.098853
	Promedio max	0.0371298	0.138159
	Promedio min	-0.03918	-0.100012
	Final	0.0391802	0.138159

Al comparar los desplazamientos obtenidos de este análisis con los utilizados al inicio del procedimiento, se observa que estos son muy distintos por lo que se deberá repetir todo el proceso, modificando los desplazamientos utilizados para obtener las propiedades equivalentes. Se deberá iterar hasta que ambos desplazamientos sean aproximadamente iguales.

Debido a que el proceso de ejecutar análisis, comparar resultados, modificar parámetros y volver a ejecutar los análisis es una tarea sumamente repetitiva se optó por automatizar este procedimiento dentro del software SAP2000. El programa a partir de su versión 11 cuenta con una interfaz que permite realizar macros dentro del mismo denominada *The CSI Open Application Programming Interface* (OAPI) (figura 4.12). Es una herramienta que permite a los usuarios automatizar muchos de los procesos necesarios para construir, analizar y diseñar modelos y obtener resultados de análisis y diseños personalizados.

La gran mayoría de los lenguajes de programación pueden ser usados para acceder a SAP2000 a través de su interfaz OAPI. Dentro de estos se incluye el lenguaje de programación *Visual Basic for Applications* (VBA), que es incluido en programas tales como Microsoft Excel y que elegido en este trabajo.



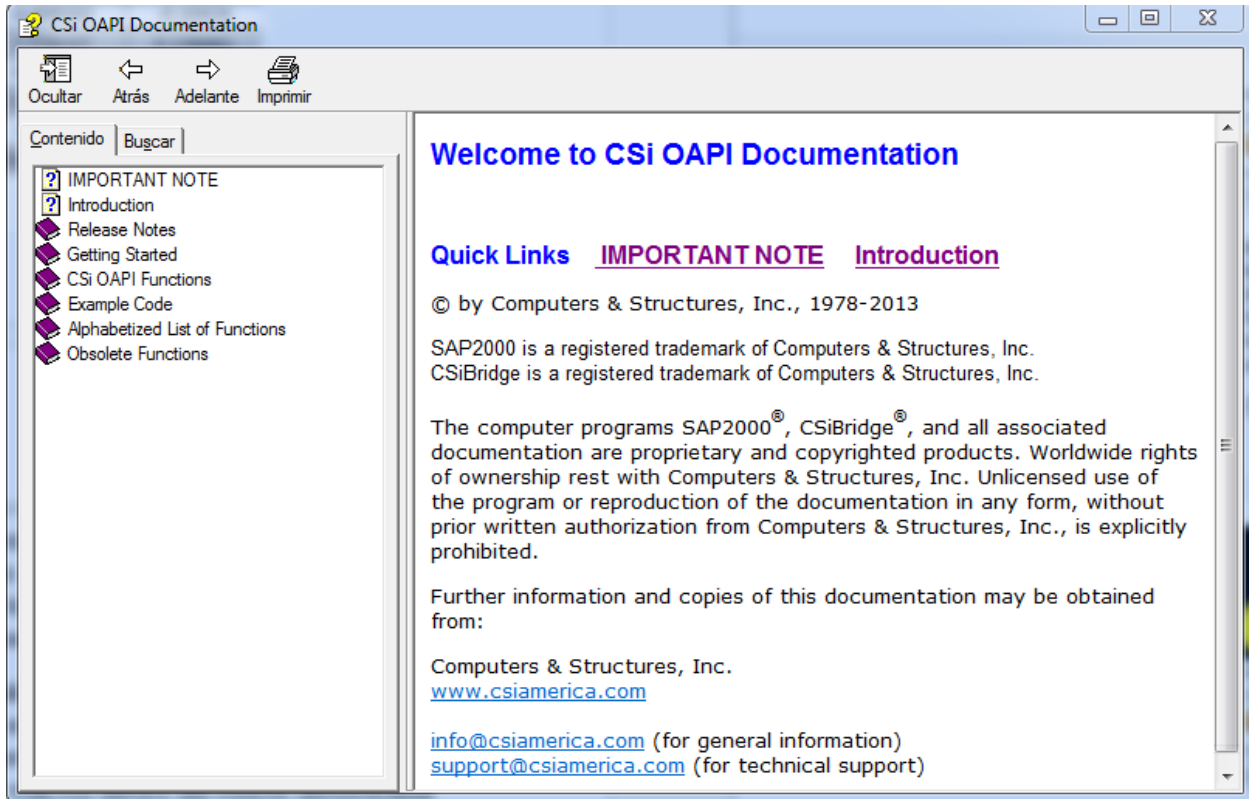


FIGURA 4.12 The CSI Open Application Programming Interface (OAPI).

Sin contar el número de iteraciones que se requiere para llegar al desplazamiento impuesto por la demanda sísmica en el método lineal equivalente, que en promedio son 6 iteraciones, el número de análisis lineales contando los trece modelos, los catorces demandas sísmicas, los catorce métodos lineales equivalentes y las cuatro intensidades a las que se escalaron los registros sísmicos es: $13 \times 14 \times 14 \times 4 = 10,192$ análisis.

Los resultados de los desplazamientos se fueron registrando en tablas. Una tabla por modelo, intensidad sísmica y registro sísmico, como la que se muestra en la tabla 4.6

TABLA 4.6 Resultados del modelo1 para la demanda sísmica de PAPN850921 e intensidad de FS3000.

Método	α_{LONG}	Ductilidad		α_{TRANS}	Ductilidad		T_{eqLONG}	ξ_{eqLONG}	$T_{eqTRANS}$	$\xi_{eqTRANS}$	Desp. Long[m]	Desp. Trans[m]
		μ_{LONG}			μ_{TRANS}							
R&H	0.120	2.996	0.106	2.076	2.068	0.351	1.816	0.315	0.047	0.027		
G&S	0.120	7.459	0.106	4.195	2.727	0.177	2.355	0.152	0.120	0.057		
JPWRI	0.120	2.549	0.106	1.811	1.698	0.275	1.477	0.167	0.040	0.024		
Kow	0.120	7.831	0.106	4.107	2.759	0.161	2.339	0.160	0.127	0.056		
J&C	0.120	8.129	0.106	4.637	2.784	0.155	2.434	0.127	0.130	0.062		
D&B	0.120	5.972	0.106	3.312	2.573	0.231	2.170	0.213	0.094	0.044		



J&O	0.120	6.864	0.106	4.019	2.670	0.194	2.322	0.154	0.111	0.055
I&G	0.120	2.326	0.106	1.634	1.471	0.228	1.385	0.177	0.038	0.022
Iwan	0.120	3.368	0.106	1.988	1.692	0.131	1.489	0.108	0.055	0.028
H&S	0.120	3.442	0.106	2.076	1.738	0.132	1.506	0.110	0.056	0.029
H&C	0.120	3.293	0.106	2.076	1.804	0.177	1.482	0.132	0.052	0.026
Ou	0.120	2.921	0.106	1.899	1.542	0.157	1.419	0.107	0.047	0.026
K&B	0.120	3.070	0.106	1.899	1.864	0.204	1.466	0.158	0.050	0.025
G&I	0.120	3.219	0.106	1.811	1.831	0.181	1.425	0.078	0.053	0.026

Nota: Los resultados presentados son los resultados finales después de realizar todas las iteraciones.



CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

5.1 Introducción

El modelado y análisis elástico lineal de las estructuras solo captura con precisión el comportamiento del sistema cuando los esfuerzos en sus elementos no exceden su límite elástico, pero en muchas ocasiones las demandas sísmicas exceden el límite elástico, sobre todo cuando se utilizan sistemas de control que disipan energía.

Cuando las demandas sísmicas superan el intervalo lineal de una estructura su comportamiento puede ser estimado a través de un modelo matemático que incorpore el comportamiento no lineal de sus elementos: no linealidad geométrica y no linealidad del material. El primer tipo consiste en incluir los efectos de las deformaciones y desplazamientos en la formulación de las ecuaciones de equilibrio. El segundo tipo de no linealidad es debida al comportamiento inelástico de los elementos a causa de las relaciones esfuerzo-deformación del material en intervalos no lineales.

En el presente capítulo se describe el modelado y análisis de los modelos de puentes en estudio realizados mediante el software PERFORM3D (Computers and Structures, PERFORM-3D Versión 5.0.0 Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures, 2011).

5.2 Modelos no lineales de los puentes

Para realizar los modelos no lineales de los puentes en el programa PERFORM3D se tomó como base la geometría, secciones transversales y condiciones de frontera de los modelos descritos en la sección 2.5. Todos los elementos estructurales se modelaron como elementos tipo barra con excepción de los aisladores sísmicos.

5.2.1 Modelo de la losa

Debido a que el uso de elementos finitos tipo placa para discretizar el modelo de la losa aumenta considerablemente el tiempo en que se ejecutan los análisis no lineales de historia en el tiempo se decidió utilizar en su lugar diafragmas rígidos en cada claro (figura 5.1). El tipo de restricción usada es *rigid floor constraint*. Para este tipo de restricción, todos los nodos pertenecientes al mismo conjunto deben tener la misma coordenada vertical. Las restricciones hacen que los desplazamientos en los ejes longitudinal y transversal, así como las rotaciones



alrededor el eje vertical, sean las mismas para todos los nodos pertenecientes al mismo conjunto.



FIGURA 5.1 Restricciones en el claro central del puente modelo1.

Las cargas muertas correspondiente al peso de la losa de concreto, carpeta asfáltica, parapetos y guarniciones, se modelaron como cargas uniformemente distribuidas en la longitud de las vigas obtenidas mediante áreas tributarias. El análisis de cargas de estos elementos se muestra en la tabla 5.1.

TABLA 5.1 Análisis de cargas.

Elemento	Espesor (m)	γ (t/m ³)	Peso (t/m ²)
Losa de concreto	0.18	2.4	0.43
Carpeta asfáltica	0.1	2.2	0.22
Parapetos y guarniciones	-	-	0.089
		$\Sigma=$	0.739

Es decir, la carga muerta en los tableros de puentes de los modelos, que no incluye el peso propio de las vigas, es de 0.739 t/m²; esta carga uniformemente distribuida en el área del tablero se hizo equivalente a cargas uniformemente distribuida en la longitud de las vigas.



Para determinar la carga asignada a cada trabe, es necesario conocer el área tributaria de cada viga como se muestra en la figura 5.2 y se distribuye en la longitud de las vigas como se muestra en la tabla 5.2. A estas cargas se le sumo además el peso propio por unidad de longitud de las vigas pretensadas cuyo valor es de 1.224 ton/m.

En la figura 5.3 se muestra la asignación de cargas distribuidas finales a las vigas externas e internas en el programa PERFORM3D.

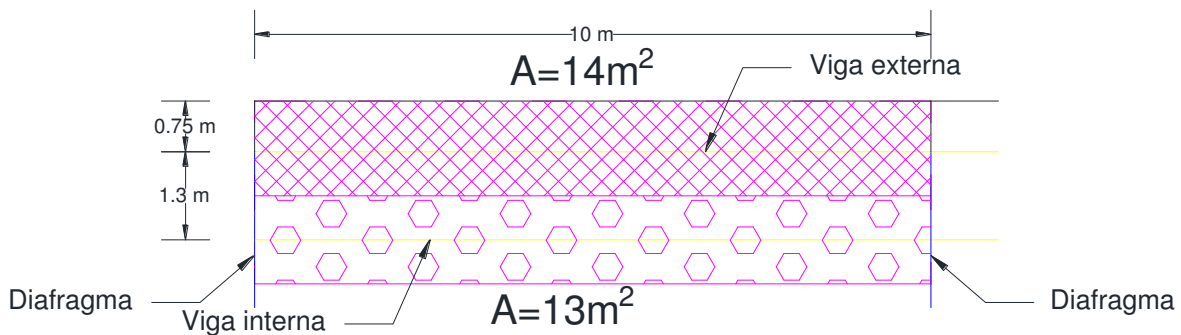


FIGURA 5.2 Áreas tributarias de las vigas.

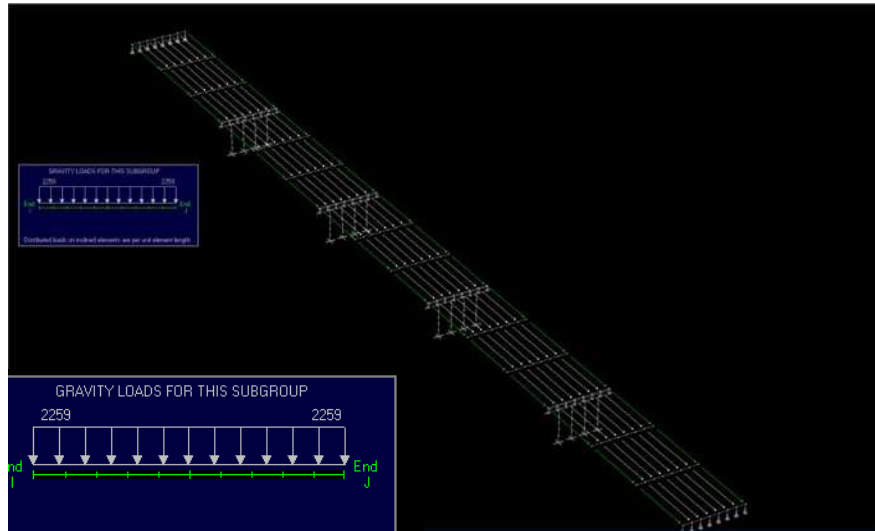
TABLA 5.2 Carga uniformemente distribuida sobre la longitud de las vigas.

Elemento	Área tributaria (m ²)	Carga (ton)	Longitud (m)	Carga distribuida (t/m)	Carga distribuida final (t/m)
Vigas externas	14	10.346	10	1.0346	2.2586
Vigas internas	13	9.607	10	0.9607	2.1847

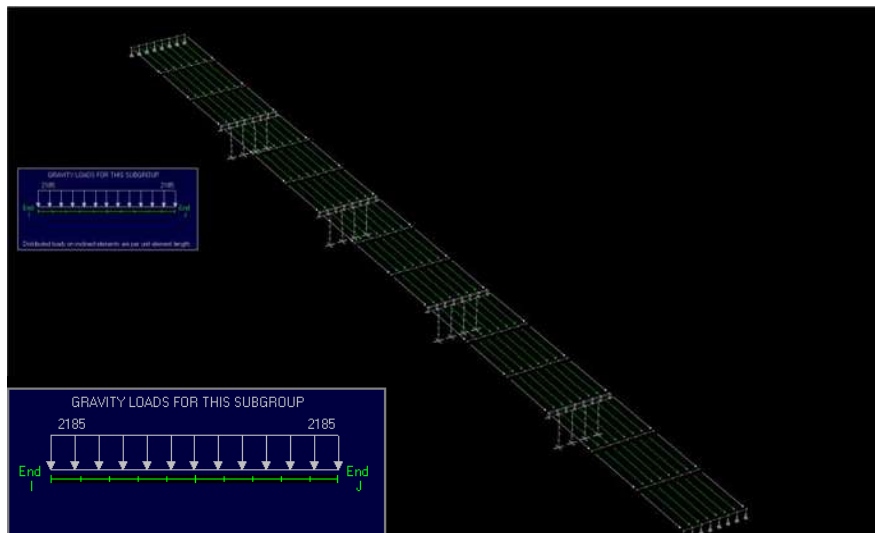
5.2.2 Modelo de las vigas, cabezales y diafragmas

Para modelar las vigas de concreto presforzado, cabezales y diafragmas, se utilizaron elementos tipo *beam*. Los cabezales y diafragmas fueron definidos como elementos rectangulares, proporcionando el ancho y el peralte como se definieron en la sección 2.4.

Como las vigas tipo AASHTO IV no se encuentran predeterminadas dentro del programa PERFORM3D, fue necesario tratar estos elementos como elementos con secciones generales, asignándoles las propiedades geométricas de las vigas AASHTO exportadas del programa SAP2000 como se muestra en la figura 5.4.



(a)



(b)

FIGURA 5.3 Carga uniformemente distribuida en vigas (a) Externas, (b) Internas.

5.2.3 Modelo de las columnas

Las columnas se modelaron mediante elementos inelásticos. Existen varias formas de modelar columnas inelásticas en PERFORM3D: (1) Modelos preestablecidos basados en FEMA 356, (2) Modelo de articulación plástica, (3) Modelo de zona plástica y (4) Modelo mediante elementos finitos.

Para modelar las columnas de los puentes se definieron dos tipos de elementos, uno correspondiente a las columnas con comportamiento lineal, y el otro correspondiente al comportamiento no lineal.



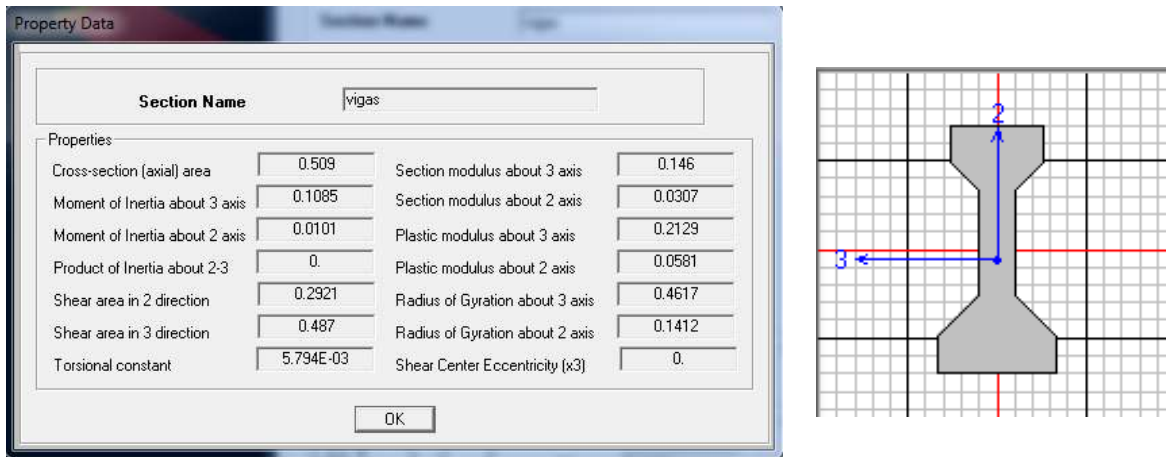


FIGURA 5.4 Propiedades geométricas de la viga AASHTO tipo IV (unidades en metros).

En ambos casos se utilizó una sección general al igual que para las vigas presforzadas. Para modelar los elementos con comportamiento lineal se proporcionaron únicamente las propiedades geométricas que se muestran en la tabla 5.3.

TABLA 5.3 Propiedades geométricas de columnas de los modelos de puentes.

Diámetro de columna (m)	A (m ²)	IXX (m ⁴)	IYY (m ⁴)	Área de cortante X (m ²)	Área de cortante Y (m ²)	Constante de torsión (m ⁴)	Módulo de Young (kg/m ²)	Módulo de cortante (kg/m ²)	Relación de Poisson
1.3	0.9503	0.0719	0.0719	0.8553	0.8553	0.1437	2.619E+09	1.0073E+09	0.3
1.5	1.3273	0.1402	0.1402	1.1946	1.1946	0.2804	2.619E+09	1.0073E+09	0.3

Para los elementos con comportamiento no lineal se eligió el modelo de articulación plástica, mediante interacción P-M-M (carga axial-Momento eje 2-Momento eje 3) con comportamiento E-P-P (elasto-plástico perfecto). PERFORM3D utiliza la teoría de plasticidad para modelar la interacción P-M-M en donde esta superficie de interacción se usa como una superficie de fluencia. La articulación plástica necesita de esta superficie de fluencia para definir cuando ocurre la fluencia.

En la figura 5.5 se muestra la superficie de fluencia que PERFORM3D usa para definir una superficie de fluencia P-M-M de concreto reforzado.

El programa PERFORM3D describe el comportamiento de las articulaciones plásticas con base en la curvatura o rotación. Para este estudio, las articulaciones plásticas fueron definidas utilizando los diagramas momento-curvatura.

La relación momento-curvatura de una sección transversal de concreto armado se obtiene a partir de los modelos constitutivos del concreto y del acero, de la



geometría de la sección, así como del refuerzo longitudinal y transversal de la misma. El análisis momento curvatura se realiza bajo cierto nivel de carga axial; para este análisis, la carga axial en cada columna proveniente de la condición de carga permanente del puente.

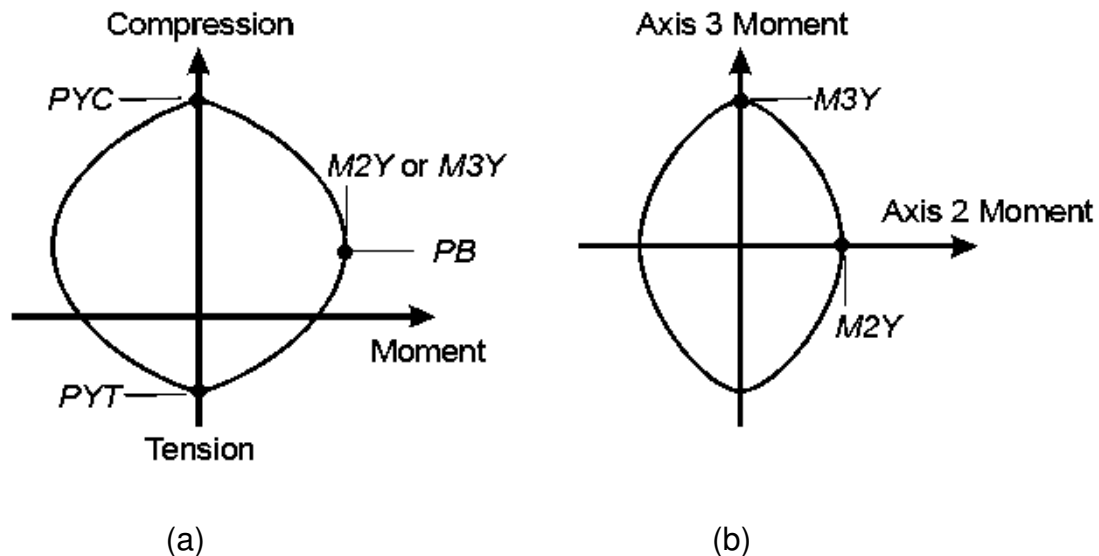


FIGURA 5.5 Superficie de fluencia P - M - M de tipo concreto. (a) Interacción P - M en $M=0$, (b) interacción M - M en $P=PB$.

Con el objetivo de capturar con una mayor precisión los diagramas momento-curvatura, es necesario establecer las relaciones esfuerzo-deformación σ - ϵ para el concreto confinado y no confinado, así como para el acero de refuerzo.

En el caso del concreto, se utiliza con frecuencia el modelo de Mander para representar el comportamiento esfuerzo-deformación uniaxial para concreto confinado y no confinado. En el caso del concreto confinado la relación σ - ϵ depende de la geometría de la sección, así como de la disposición del acero de refuerzo. Para el acero de refuerzo, el modelo usado fue una curva paramétrica esfuerzo deformación simple donde en la región de endurecimiento se forma una parábola.

Los modelos constitutivos para el concreto confinado y no confinado con resistencias a compresión $f'_c=350$ kg/cm² son mostrados en la Figura 5.6, mientras que el modelo para el acero de refuerzo se ilustra en la Figura 5.7.



Para obtener tanto los diagramas de interacción como los diagramas momentos curvatura para los modelos de las columnas se realizaron dichos análisis mediante el uso del programa SAP2000: *Section Designer*.

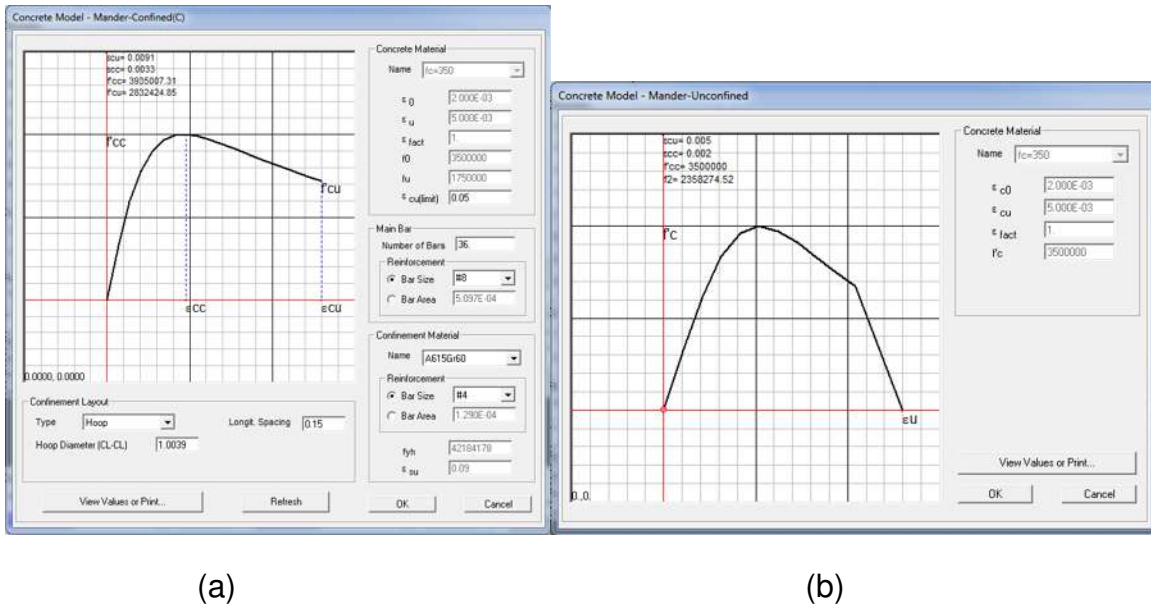


FIGURA 5.6 Modelo constitutivo del concreto $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$. (a) Concreto confinado, (b) concreto no confinado.

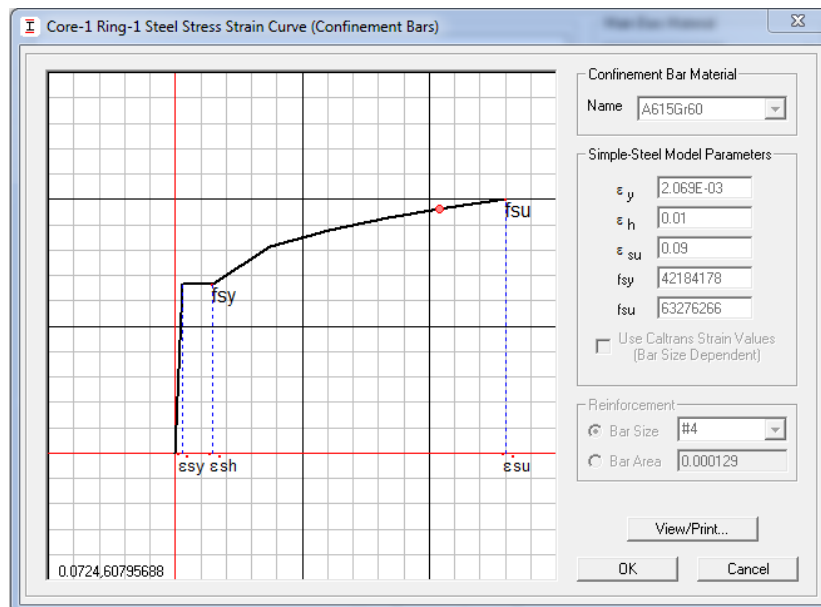


FIGURA 5.7 Modelo constitutivo del acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.



En la figura 5.8 se muestra la aplicación *section designer* para la columna del modelo 1, mientras que en la figura 5.9 se muestra parte de la superficie de interacción de esta misma columna. En la figura 5.10 se muestra su correspondiente diagrama momento-curvatura.

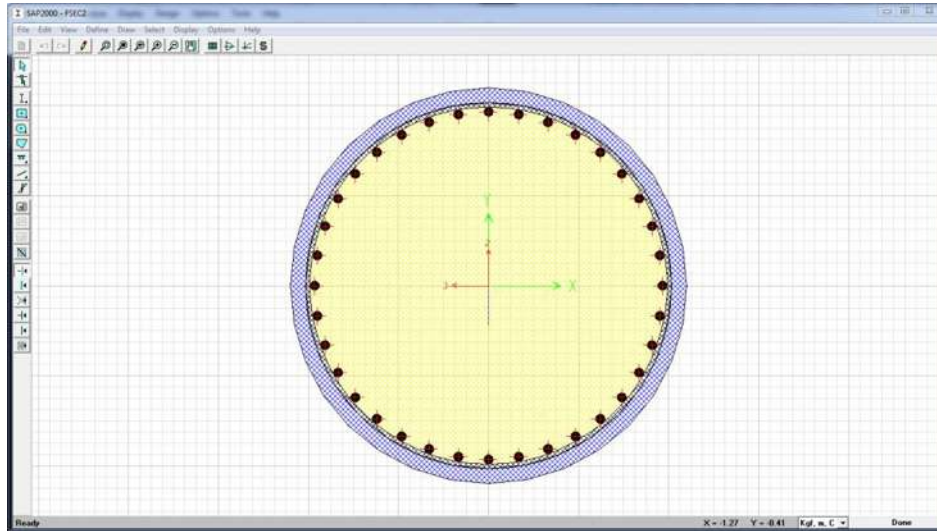


FIGURA 5.8 *Section designer* modelando la columna del modelo 1.

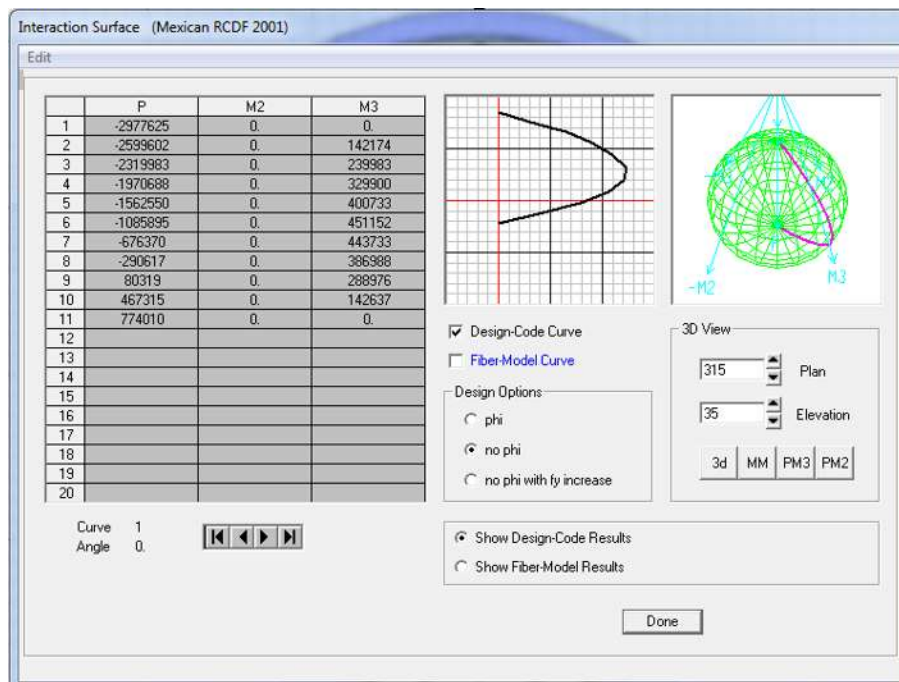


FIGURA 5.9 Superficie de interacción de la columna del modelo 1.

En la figura 5.11 se muestra la definición del elemento columna no lineal en el programa PERFORM3D del modelo 1. En la figura 5.11(a) se observa donde se

introducen los valores de acciones y deformaciones como la tensión, compresión, el momento en el punto balanceado y la curvatura. Mientras que en la figura 5.11(b) se observa donde se introducen los valores para completar y dar forma a la superficie de interacción que define la fluencia de la articulación plástica del modelo no lineal de la columna.

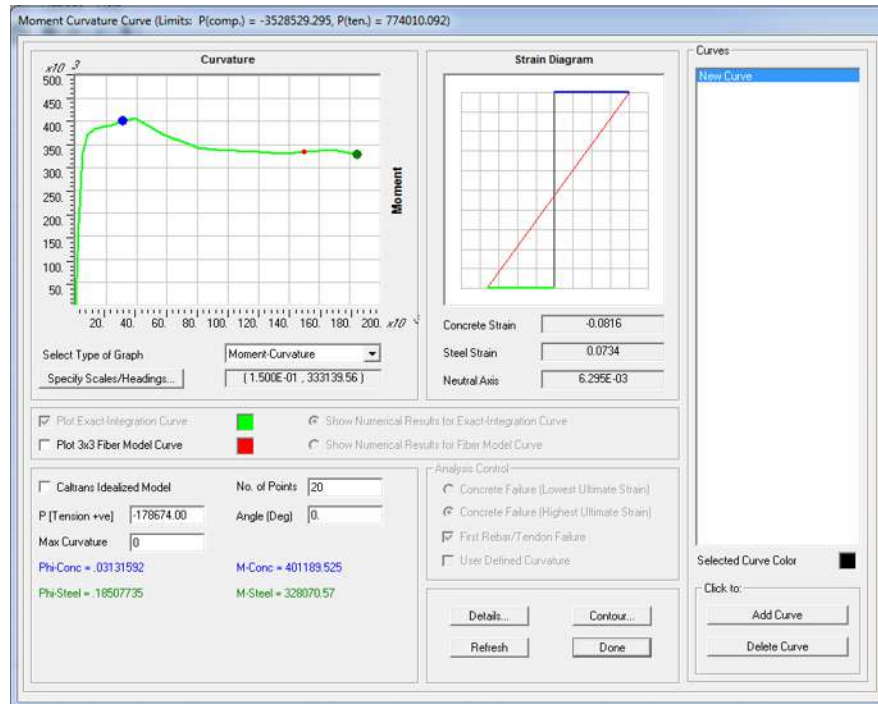
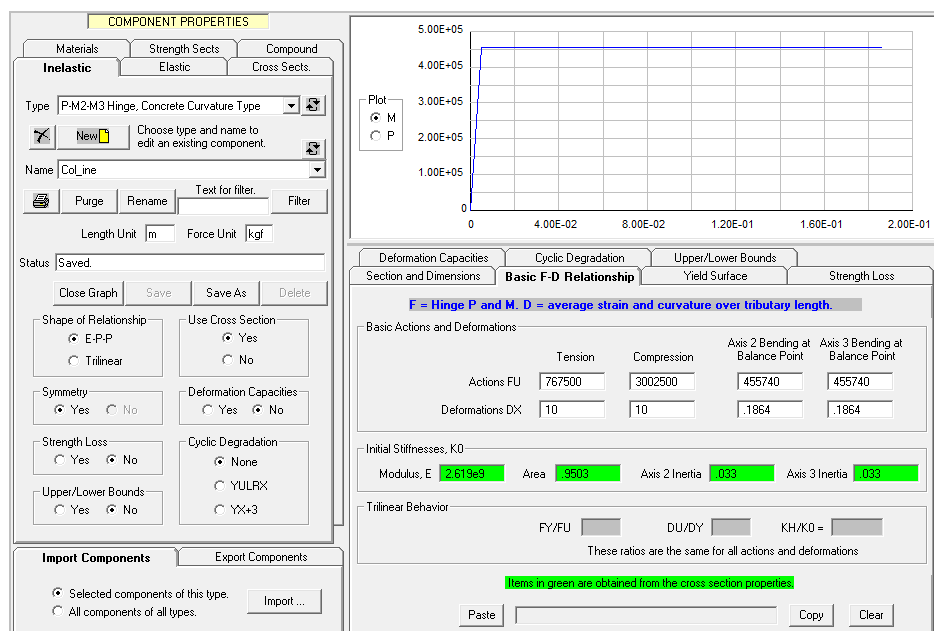
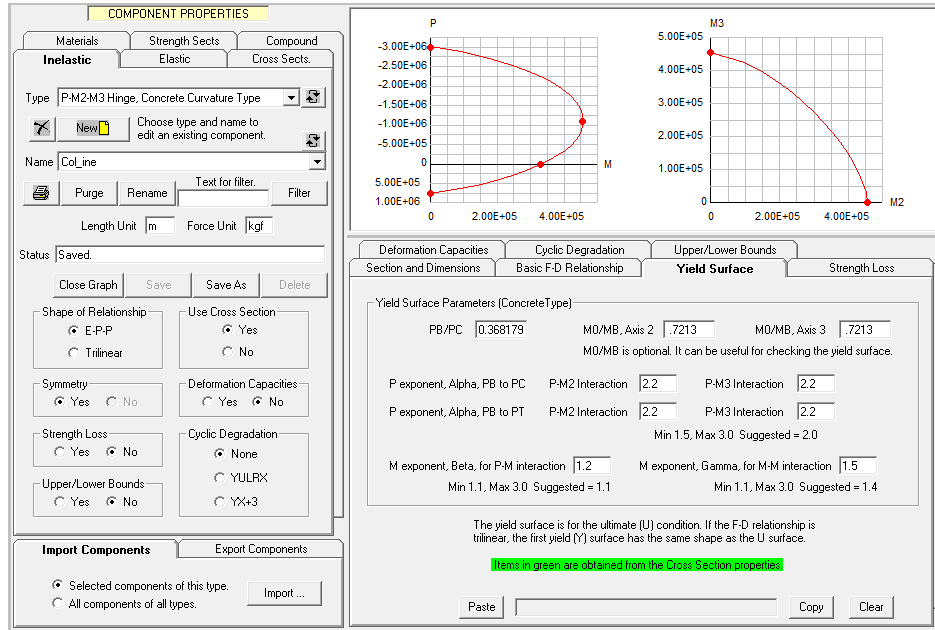


FIGURA 5.10 Diagrama momento-curvatura de la columna del modelo 1.



(a)



(b)

FIGURA 5.11 Definición del modelo no lineal de la columna del modelo 1 en el programa PERFORM3D. (a) Parámetros de acciones y deformaciones, (b) Parámetros de forma de la superficie de fluencia.

5.2.4 Modelo de los aisladores sísmicos

Los aisladores sísmicos fueron definidos con un elemento denominado *Seismic isolation, rubber type*, este elemento tiene propiedades a cortante y carga axial como se muestra en la figura 5.12.

El comportamiento a carga axial es elástico. Con diferentes rigideces en tensión y compresión si es necesario. El comportamiento a cortante puede ser bilineal o trilineal con opción a endurecimiento en grandes desplazamientos. No hay pérdida de resistencia ni degradación de rigidez en su comportamiento a cortante.

Los valores elegidos para definir el comportamiento de estos elementos en este trabajo se pueden consultar en la sección 2.6.2.

En la figura 5.13 se muestra la definición del elemento aislador en el programa PERFORM3D con comportamiento bilineal. En la figura 5.13(a) se observa donde se introducen los valores de acciones y deformaciones para definir el comportamiento a cortante. Mientras que en la figura 5.13(b) se observa donde se introduce los valores para definir el comportamiento a carga axial.

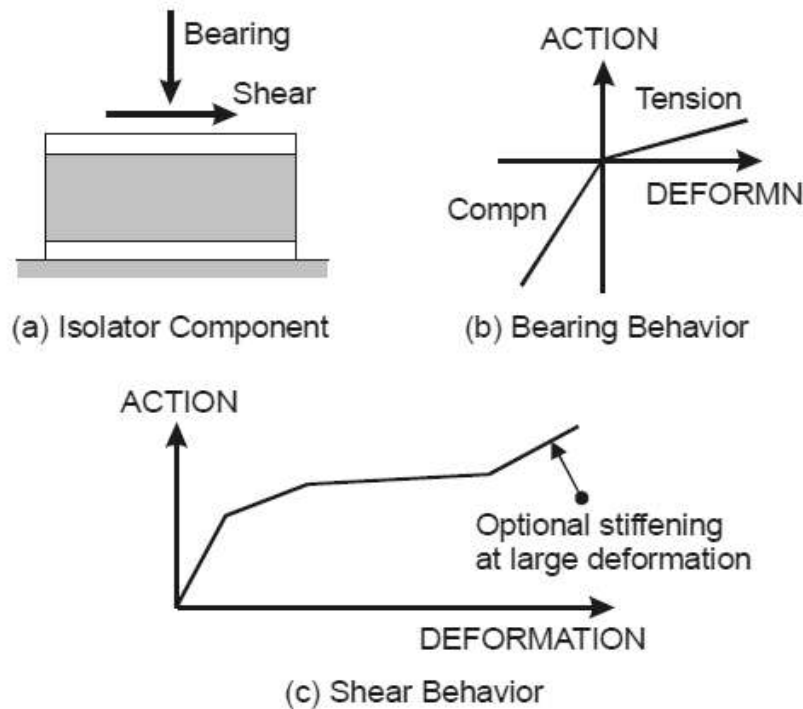


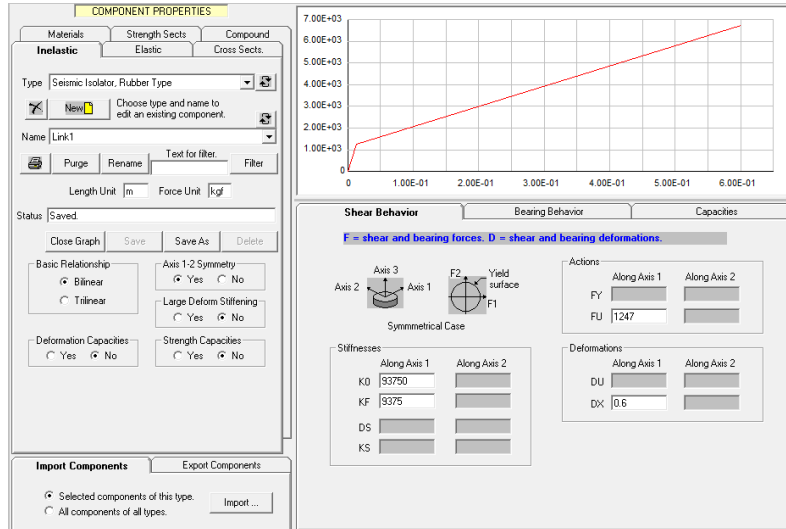
FIGURA 5.12 Propiedades del elemento "Seismic isolator".

5.2.5 Discretización de los elementos y asignación de masas

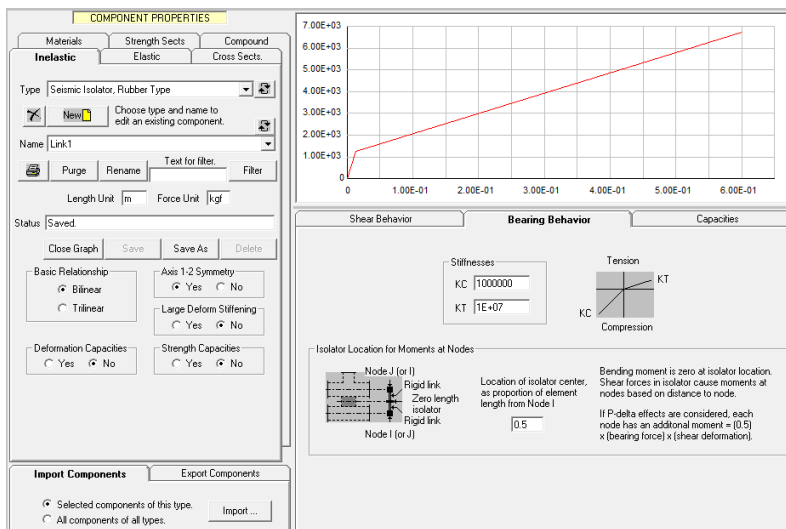
Se recomienda que los elementos tipo barra que representen elementos tales como las columnas, cabezales y traveses, sean discretizados para considerar la masa distribuida de ellos.

El cabezal tiene una discretización irregular, ya que debe estar dividido en su conexión con las columnas, así como con las traveses principales. Las columnas se dividieron a cada metro de longitud para considerar la masa distribuida y cualquier efecto sobre los modos de vibrar del puente que pudieran producir.

Debido a que en el programa PERFORM-3D es necesario definir las masas generadas por peso propio y cargas muertas, estas fueron calculadas tomando en cuenta las propiedades geométricas y de los materiales señaladas en el capítulo 2. Posteriormente, se compararon los periodos transversal y longitudinal obtenidos en el programa SAP2000 con los obtenidos en PERFORM-3D como se muestra en las figuras 5.14 y 5.15 (Los apoyos fueron modelados con elementos aisladores con las propiedades de los apoyos de neopreno utilizados en los modelos de SAP2000 para el diseño de las columnas).



(a)



(b)

FIGURA 5.13 Definición del modelo no lineal del elemento “Seismic isolator” en el programa PERFORM3D. (a) Parámetros de comportamiento a cortante, (b) Parámetros de comportamiento a carga axial.



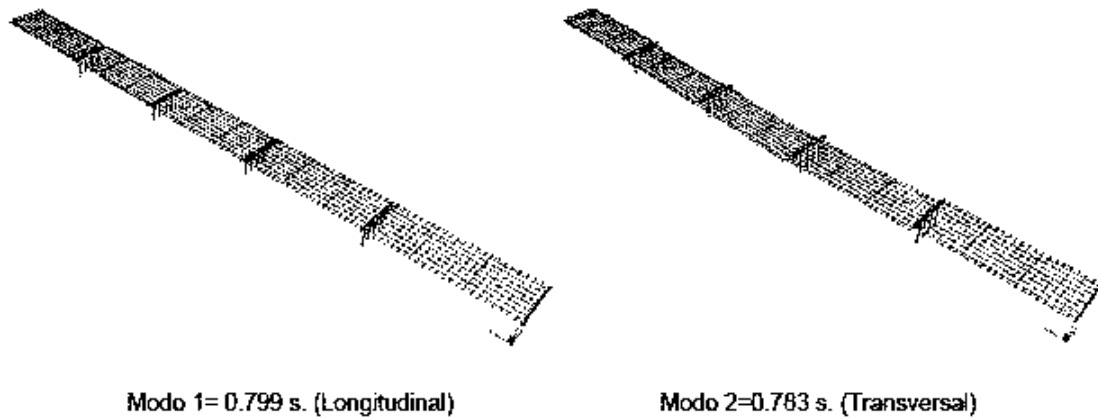


FIGURA 5.14 Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en SAP2000.

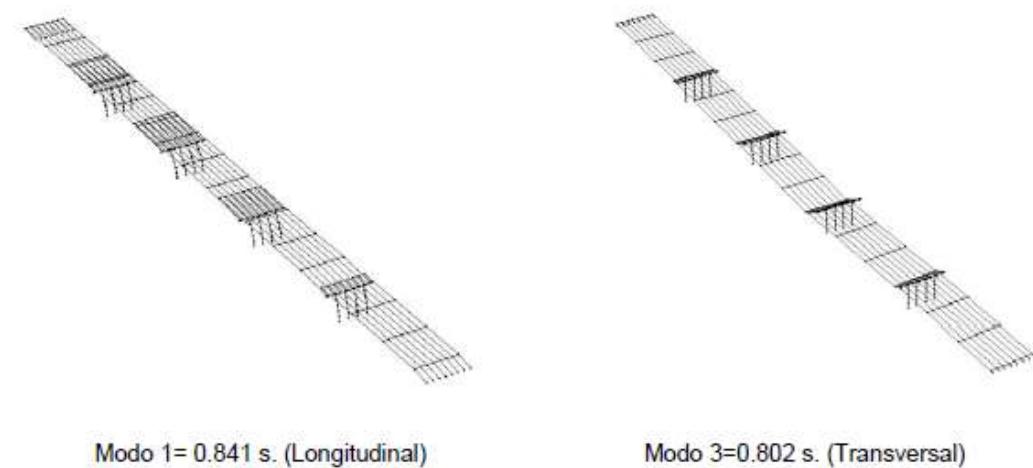


FIGURA 5.15 Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en PERFORM-3D.

5.2.6 Amortiguamiento

Una estructura que es esencialmente elástica disipa energía por varios mecanismos. Esta disipación de energía elástica es usualmente modelada usando una aproximación de amortiguamiento viscoso.

PERFORM3D permite el uso de dos tipos de amortiguamiento viscoso, el amortiguamiento modal y el amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 1995; Paz, 1992). Para el amortiguamiento modal es necesario definir un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente en cada modo de vibrar. En nuestro estudio, se utiliza un coeficiente de amortiguamiento viscoso constante para todos los modos, con un valor de 5%.



Cuando el amortiguamiento modal se utiliza en una estructura no lineal, se toma la suposición de que la matriz de amortiguamiento permanece constante. En cada instante de tiempo la forma deformada de la estructura todavía contiene las contribuciones de los modos de vibrar elásticos. Sin embargo, a diferencia del caso lineal, los periodos efectivos de vibrar para estos modos no son periodos lineales, los modos no son generalmente independientes (desacoplados), y la forma deformada de la estructura contiene más modos a parte de los modos de vibrar lineales. Si solamente definimos el valor del amortiguamiento modal, las únicas formas modales de la estructura deformada que tienen amortiguamiento son las correspondientes a los modos de vibrar elásticos. Siendo que el número de grados de libertad de una estructura siempre es mayor que el número de modos de vibrar determinados por el programa, habrá muchas formas de vibrar que no estarán amortiguadas al adoptar el anterior criterio de amortiguamiento. Por lo anterior, PERFORM3D recomienda utilizar una combinación de amortiguamiento modal y amortiguamiento Rayleigh para asegurar que las formas de modos de vibrar superiores a los calculados por el programa estén amortiguadas.

El amortiguamiento Rayleigh asume que la estructura tiene una matriz de amortiguamiento, C , dada por:

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots(5.1)$$

donde:

M = Matriz de masas de la estructura.

K = Matriz de rigideces.

α y β = Coeficientes.

PERFORM3D sugiere que, para la combinación de amortiguamientos modal y Rayleigh, se especifique solamente la parte βK de la ecuación 5.1, es decir, se desprecia el amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la matriz de masas. Para definir el amortiguamiento βK es necesario conocer la relación T_A/T_1 , donde T_A corresponde al periodo del modo mayor calculado (PERFORM3D permite calcular hasta el modo 50), mientras T_1 corresponde al periodo del primer modo de vibrar. PERFORM3D recomienda adoptar un porcentaje pequeño de amortiguamiento, por ejemplo 0.2% ya que esto asegurará que los modos de vibrar superiores a los calculados por el programa tengan algo de amortiguamiento de Rayleigh, pero que en los primeros modos de vibrar el amortiguamiento de Rayleigh sea despreciable.



En la Figura 5.16 se muestra la forma de ingresar el amortiguamiento de Rayleigh. El parámetro β lo calcula automáticamente el programa, una vez conocidos los modos de vibrar.

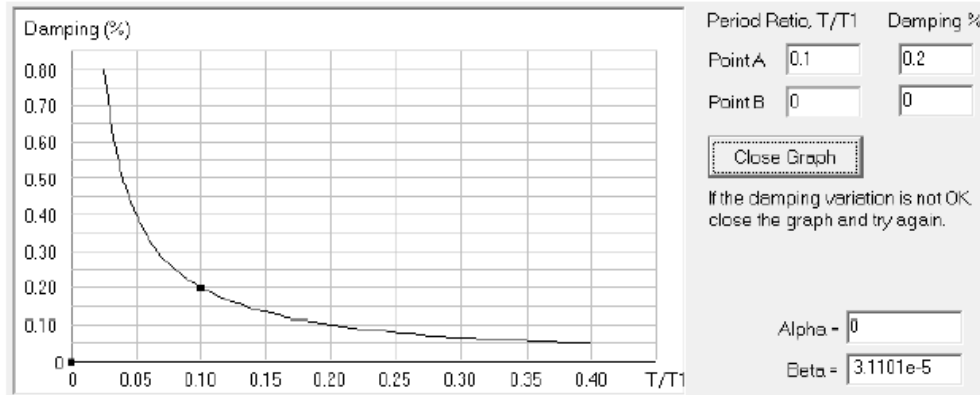


FIGURA 5.16 Definición del Amortiguamiento de Rayleigh en PERFORM3D.

5.3 Análisis de los modelos

Como el objetivo de estos modelos es tener un punto de comparación con los métodos lineales equivalentes estudiados en este trabajo, el análisis usado en los modelos es el método de análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo que actualmente es aceptado como el método más refinado que existe.

Se emplearon los registros sísmicos presentados en el capítulo 3 y al igual que los análisis descritos en el capítulo 4 los resultados extraídos son los desplazamientos máximos que tuvieron los modelos en toda la historia del tiempo del análisis.

También se seleccionaron puntos representativos de todo el modelo para registrar los desplazamientos máximos y comparar con los puntos seleccionados en los análisis del capítulo 4. En la figura 5.17 se presentan los puntos seleccionados para registrar el desplazamiento.

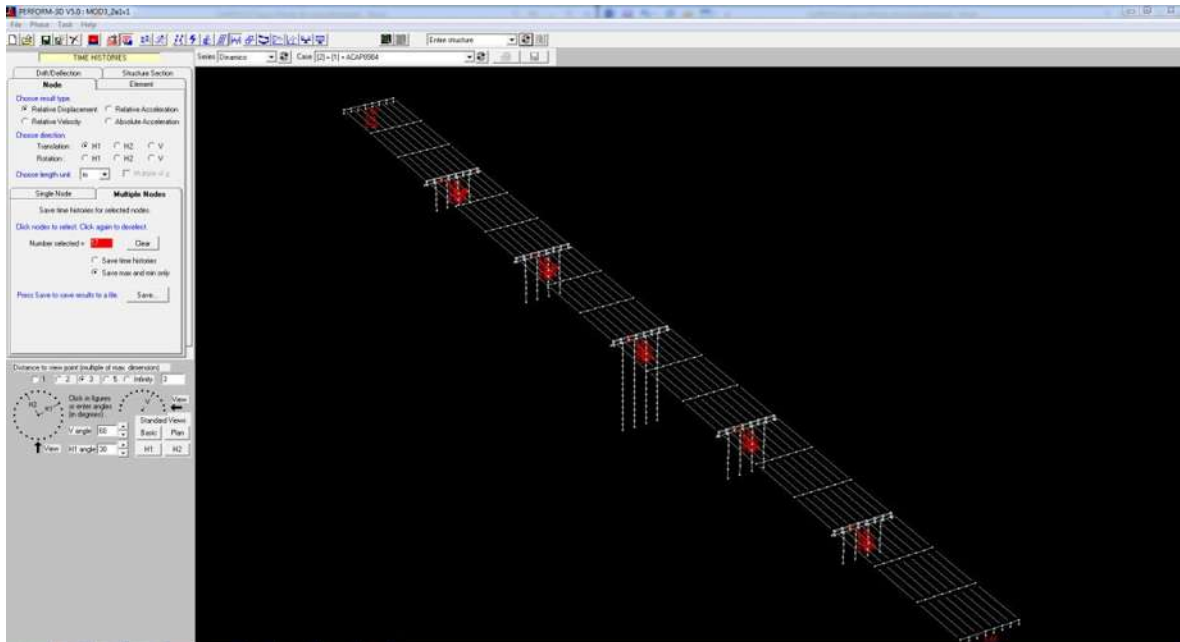


FIGURA 5.17 *Sitios donde se toma el desplazamiento de los análisis.*

El número de análisis no lineales contando los trece modelos, las catorce demandas sísmicas y las cuatro intensidades a las que se escalaron los registros sísmicos son: $13 \times 14 \times 4 = 728$ análisis.

Los resultados de desplazamientos se fueron registrando en tablas. Una tabla por modelo, intensidad sísmica y registro sísmico como la que se muestra en la tabla 5.4.



TABLA 5.4 Resultados del modelo1 para la demanda sísmica de ACAP8904 e intensidad de FS3000.

PERFORM NODE RESULT TIME HISTORIES
 Structure = MOD1_1a1v1 (TESIS MODELO 1_1)
 Analysis Series = Dinamico (Análisis con Sismos Mexicanos)
 Load Case =, [9] = [1] + ACAP8904
 Result type =, Relative Displacement
 Length unit =, m
 Column 1 =, time (sec)
 Column, 2, = node, 15, at, 3.94, 30, 5
 Column, 3, = node, 32, at, 2.98, 29.85, 5
 Column, 4, = node, 48, at, 2.98, 29.85, 5.65
 Column, 5, = node, 65, at, 3.94, 60, 5
 Column, 6, = node, 82, at, 2.98, 59.85, 5
 Column, 7, = node, 98, at, 2.98, 59.85, 5.65
 Column, 8, = node, 115, at, 3.94, 90, 5
 Column, 9, = node, 132, at, 2.98, 89.85, 5
 Column, 10, = node, 148, at, 2.98, 89.85, 5.65
 Column, 11, = node, 165, at, 3.94, 120, 5
 Column, 12, = node, 182, at, 2.98, 119.85, 5
 Column, 13, = node, 198, at, 2.98, 119.85, 5.65
 Column, 14, = node, 211, at, 2.98, 0, 5.65
 Column, 15, = node, 227, at, 2.98, 150, 5.65
 Maximum, .0049679, .0049583, .15056, .0050866, .0050849, .13677, .005088, .0050863, .13682,
 .0048898, .0048922, .13556, .10352, .097039
 Minimum, -.0035761, -.0035774, -.064222, -.0035195, -.0035242, -.11196, -.0035168, -.0035215, -
 .11238, -.003498, -.0035015, -.11298, -.080249, -.077982



CAPÍTULO 6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Introducción

En este capítulo se comparan y discuten los resultados obtenidos a lo largo de este trabajo.

6.2 Promedios de los resultados

El objetivo del método lineal equivalente es aproximar la respuesta de sistemas inelásticos usando sistemas elásticos lineales por medio de las propiedades lineales equivalentes, T_{eq} y β_{eq} . Si Δ_{el} y Δ_{in} son las respuestas de desplazamiento máximo obtenidas con los modelos estimados mediante el método lineal equivalente que depende del periodo y amortiguamiento equivalente y el método dinámico no lineal de historia en el tiempo que depende del periodo y amortiguamiento de la estructura además de la demanda de ductilidad y la relación de pendientes del sistema histerético bilineal, respectivamente, se requiere que:

$$\Delta_{el} \approx \Delta_{in} \dots\dots\dots(6.1)$$

Por cada modelo y por cada nivel de intensidad se tienen relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R , correspondiente a cada método lineal equivalente, como se muestra en la ecuación 6.2. Estos valores se promediaron para los 14 registros sísmicos utilizados.

$$\Delta_R = \frac{\Delta_{in}}{\Delta_{el}} \dots\dots\dots(6.2)$$

Para evaluar la dispersión de las relaciones calculadas usando los diferentes registros sísmicos, también se calculó el coeficiente de variación dado como:

$$CV(\Delta_R) = \frac{\sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_{Ri} - \Delta_R)^2}}{\Delta_R} \dots\dots\dots(6.3)$$

Donde Δ_{Ri} es la relación correspondiente al desplazamiento inelástico usando el i -ésimo registro sísmico y n es el número total de registros sísmicos utilizados en este estudio.



En las siguientes gráficas, valores de Δ_R mayores que uno indican que el método lineal equivalente usado subestima en promedio el desplazamiento máximo en sistemas inelásticos y relaciones de Δ_R menores que uno indican que el método lineal equivalente sobrestima en promedio el desplazamiento máximo de los sistemas inelásticos. La información del eje vertical puede también usarse para evaluar el coeficiente de variación de los distintos métodos lineales equivalentes.

En las figuras, el eje horizontal es el promedio de la ductilidad de desplazamiento de los 14 registros sísmicos. Se grafica la irregularidad de los modelos a través de la relación de rigideces K , la pila con la mayor rigidez entre la pila con la menor rigidez de las diferentes pilas en cada modelo. Estos valores se presentan en la tabla 6.1 y en las gráficas este valor se presenta mediante el diámetro de las esferas. Además en esta misma tabla se presenta la misma relación de rigideces de las pilas, pero considerando el sistema de columnas más aisladores. Se observa una importante disminución en la relación de rigideces de las pilas con irregularidad en altura cuando se utiliza el sistema de aislamiento.

TABLA 6.1 Relación de rigideces K de los modelos.

	Kmax/Kmin (pilas)		Kmax/Kmin (pilas+aisladores)	
	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
M1C1	1.000	1.000	1.000	1.000
M1C2	3.375	2.500	1.295	1.082
M1C3	8.000	7.254	1.526	1.147
M1C4	27.000	21.762	2.726	1.557
M2C1	3.375	2.500	1.295	1.082
M2C2	8.000	7.254	1.526	1.147
M2C3	27.000	21.762	2.726	1.557
M2C4	2.370	2.333	1.291	1.092
M2C5	8.000	7.000	2.307	1.483
M3C1	2.873	2.450	1.357	1.113
M3C2	5.687	5.054	1.744	1.266
M3C3	2.873	2.667	1.539	1.225
M3C4	2.873	2.721	1.236	1.071

6.2.1 Evaluación de la precisión del primer grupo de los métodos lineales equivalentes

En esta sección, se investiga la precisión del primer grupo de métodos lineales equivalentes para estimar el desplazamiento máximo inelástico de los diferentes



modelos. Se grafican en el mismo orden en el que fueron presentados en la sección 1.3 y se presentan también los coeficientes de variación calculados.

6.2.1.1 Método propuesto por Rosenblueth & Herrera

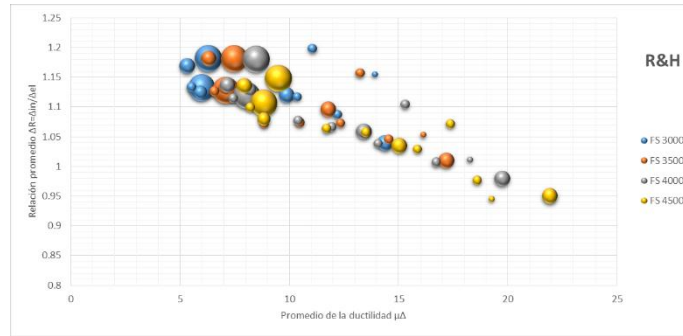
En la figura 6.1 se presentan las relaciones de aproximación Δ_R [figura 6.1(a)] y sus respectivos coeficientes de variación [figura 6.1(b)], correspondientes al método R&H en la dirección longitudinal de los modelos. Se observa una tendencia lineal como función de las demandas de ductilidad. Una ductilidad de 18 distingue la zona que subestima el desplazamiento máximo de la zona que la sobrestima. De acuerdo con esto, para una mayor demanda de ductilidad, este método pasa de subestimar el desplazamiento máximo a sobrestimarlo.

Se observa también que los modelos con un mayor valor de K , tienen baja demanda de ductilidad y son los que subestiman en mayor medida los resultados. Con respecto a los coeficientes de variación, se observa que de manera general al aumentar la intensidad usada en los análisis, aumenta la dispersión en los resultados. Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.1(c, d, e y f). Aquí se aprecia que en la zona de subestimación, conforme la relación Δ_R se acerca a 1, el coeficiente de variación tiende a disminuir ligeramente, mientras que en la parte de sobrestimación de Δ_R , este coeficiente se vuelve a incrementar.

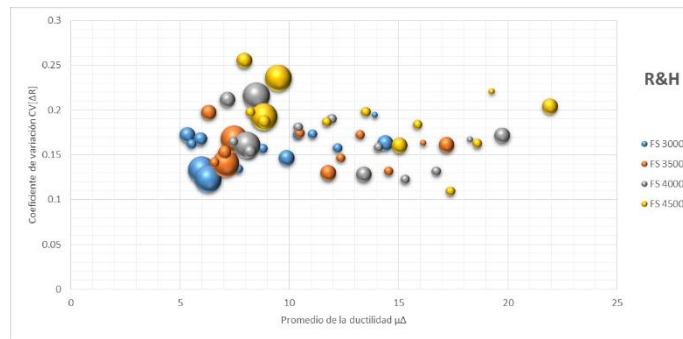
De la misma forma en la figura 6.2 se presentan las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R [figura 6.2(a)] y sus respectivos coeficientes de variación [figura 6.2(b)] del método R&H para la dirección transversal de los puentes. En este caso se observa la misma tendencia lineal, pero los valores de la relación Δ_R se encuentran dentro de un intervalo mayor que los evaluados en la dirección longitudinal. Similarmente, los valores de los modelos con mayor valor de K tienen una menor demanda de ductilidad. Sin embargo, en este caso están presentes en el grupo que se acerca a la unidad. Respecto al coeficiente de variación son también los que presentan menor dispersión con excepción del modelo M2C3. La dispersión en dirección trasversal es mayor que en dirección longitudinal en casi todos los casos, llegando incluso a duplicar los valores del coeficiente de variación en algunos casos.

Dividiendo en dos cada una para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación se obtienen la figura 6.2(c, d, e y f). Se aprecia que la parte de sobrestimación se hayan solo dos resultados los cuales son los de mayor valor de coeficiente de variación.

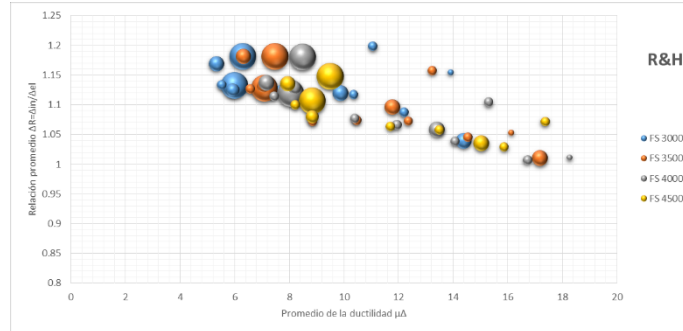




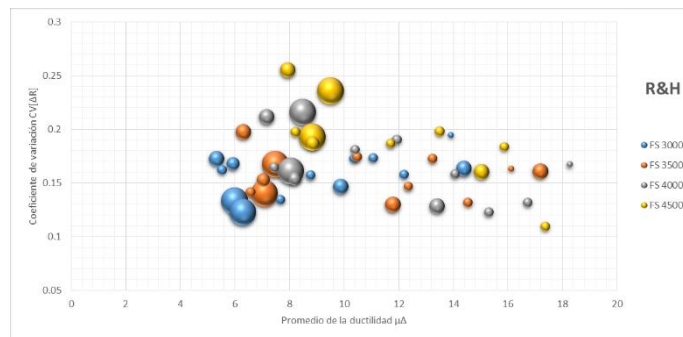
(a)



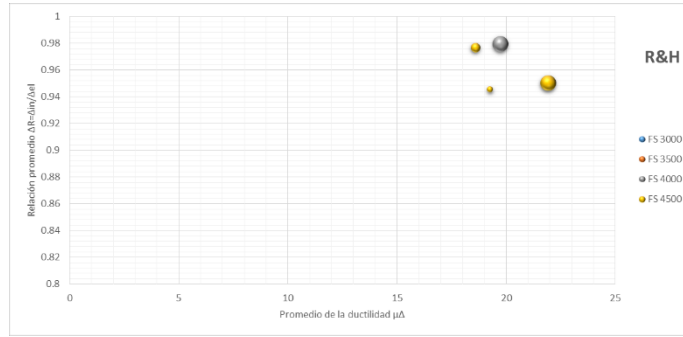
(b)



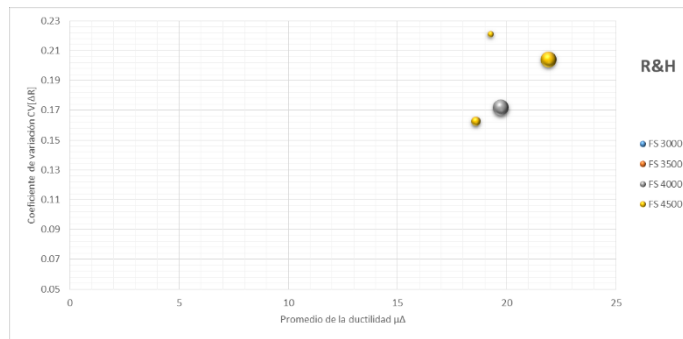
(c)



(d)

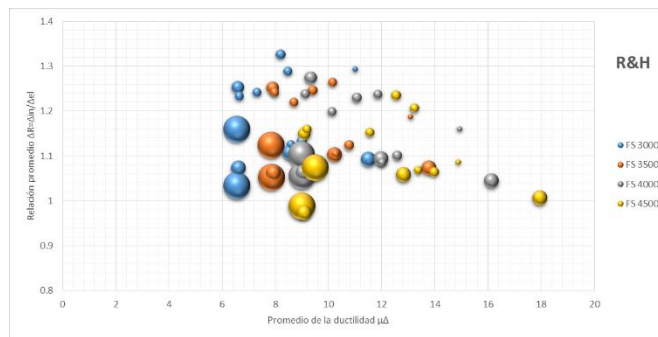


(e)



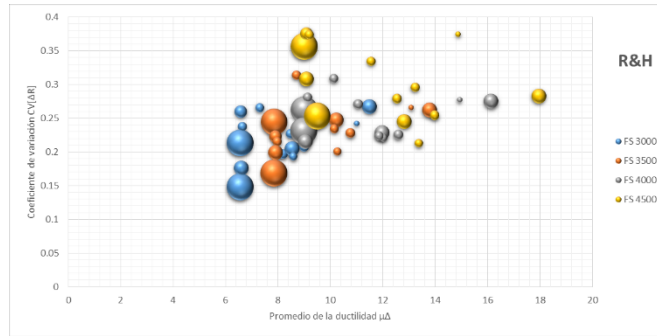
(f)

FIGURA 6.1 Resultados del método R&H en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

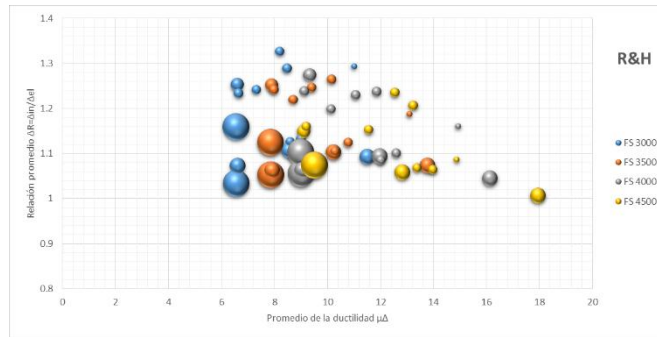


(a)

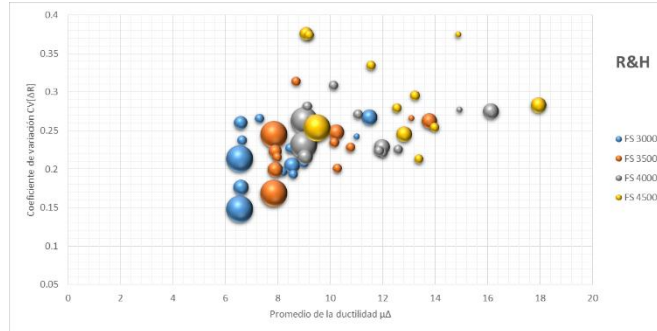




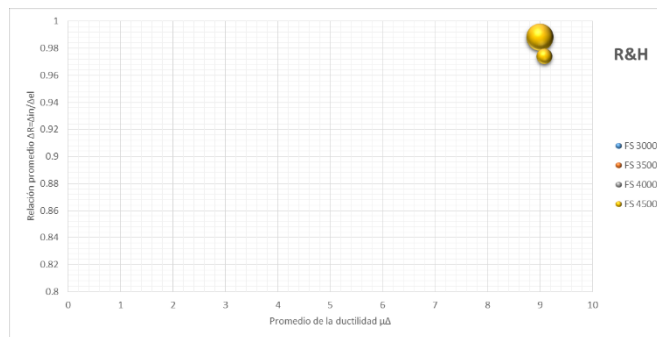
(b)



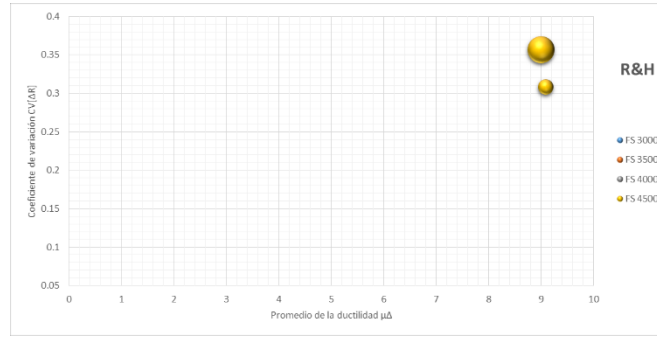
(c)



(d)



(e)



(f)

FIGURA 6.2 Resultados del método R&H en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

6.2.1.2 Método propuesto por Gulkan & Sozen

Los resultados correspondientes al método G&S en la dirección longitudinal se presentan en la figura 6.3.

Se presentan las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.3(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.3(b). La relación de desplazamientos máximos no presenta una clara tendencia ya que los resultados se encuentran bastante dispersos, aunque existe una ligera disminución de la relación Δ_R conforme crece la ductilidad. Se observa que para casi todos los casos de análisis el método G&S sobrestima el desplazamiento máximo y con el aumento de la intensidad aumenta la demanda de ductilidad pero casi sin influencia en la relación Δ_R . Los modelos con máxima relación de rigideces K presentan ductilidades menores a 10 y se encuentran dentro del grupo de casos que se acerca más a la unidad otros casos con distintos valores de K se encuentran más dispersos en la gráfica.

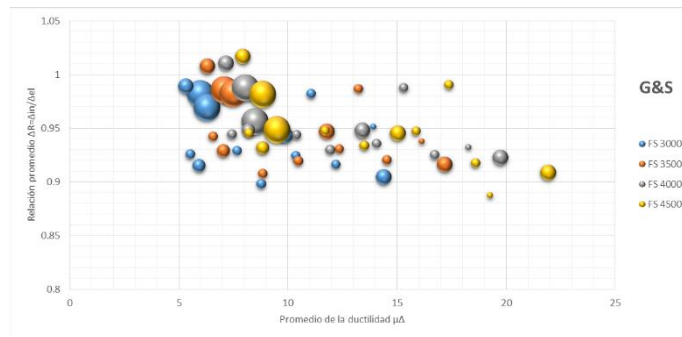
Con respecto al coeficiente de variación se observa cierta tendencia en función de la demanda de ductilidad e independiente de la intensidad y de la relación de rigideces K que comienza con un valor mínimo, cerca de un valor de ductilidad de 5, y llega a un máximo cerca de una ductilidad de 10.

Posteriormente vuelve a disminuir hasta cerca de una ductilidad de 15 y por último, a partir de esta, comienza a crecer de nuevo. Separando la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.3(c, d, e y f). En la parte de subestimación sólo se encuentra el modelo M2C5 con tres intensidades con una relación Δ_R cercana a la unidad en los tres casos. Respecto

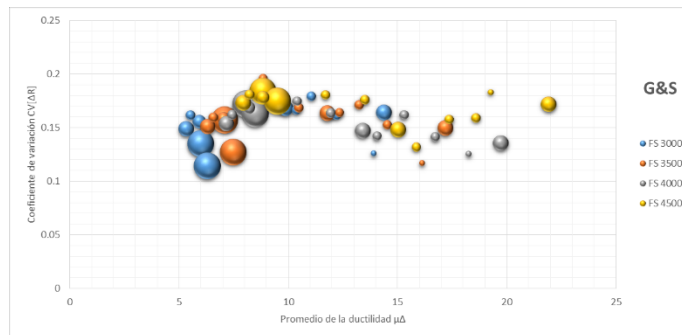


a sus coeficientes de variación, se encuentran entre las ductilidades de 5 a 10 donde aumenta la dispersión conforme aumenta la ductilidad. En la parte de sobreestimación al contener casi todos los casos de análisis presentan las mismas observaciones que las hechas en las figuras 6.3 (a y b).

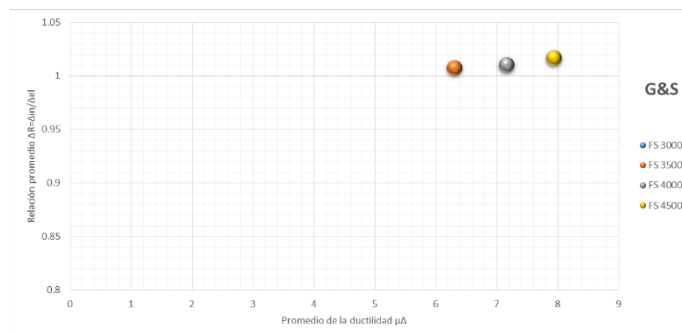
En la figura 6.4 se presentan los resultados del método G&S en la dirección transversal, las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R en la figura 6.4(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.4(b). Al igual que en la dirección longitudinal la mayoría de los casos de análisis se encuentran subestimados por este método, donde se aprecia que los resultados se distribuyen en dos ramas con cierta tendencia a aumentar el valor de la relación Δ_R en función de la ductilidad.



(a)

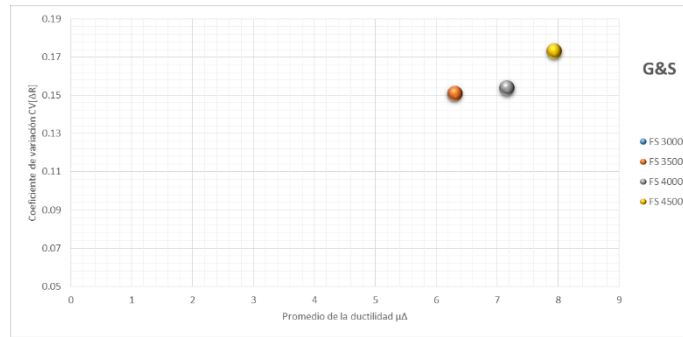


(b)

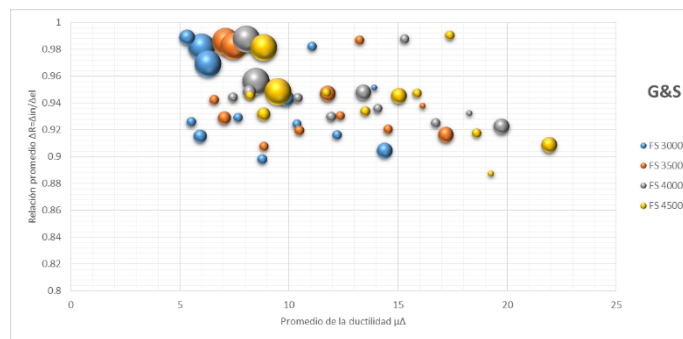




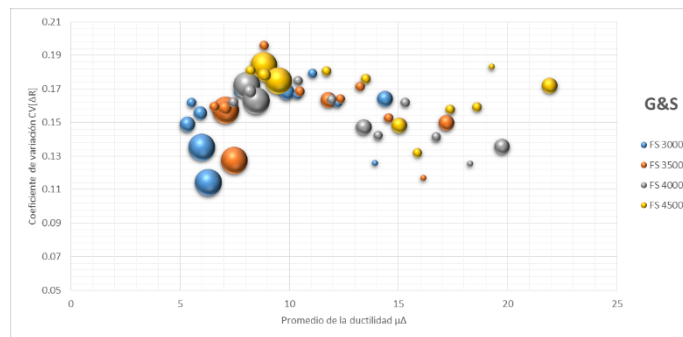
(c)



(d)



(e)



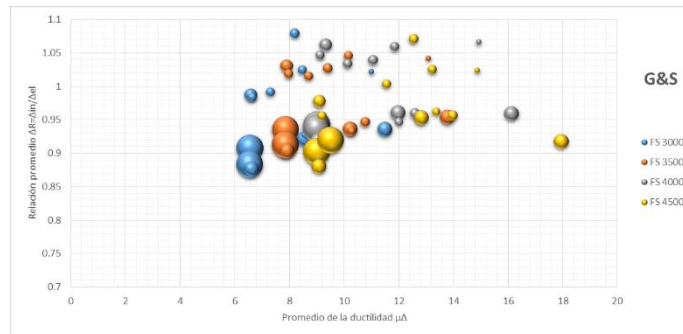
(f)

FIGURA 6.3 Resultados del método G&S en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

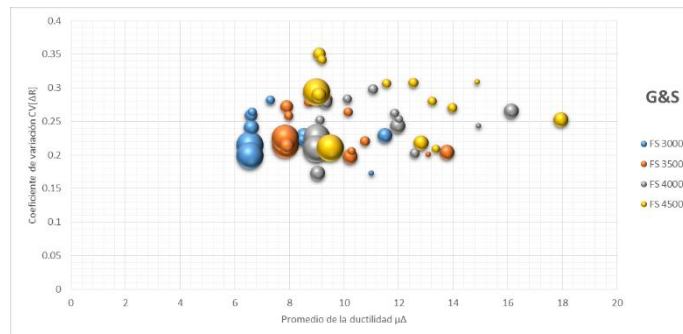
Los resultados se encuentran dispersos dentro de un intervalo mayor que en la dirección longitudinal donde se observa que entre mayor es la relación de rigideces K el valor de la relación Δ_R tenderá a disminuir.



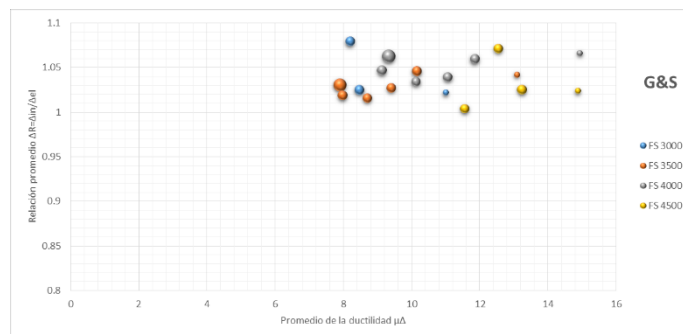
Los coeficientes de variación, aumentan con respecto a la dirección longitudinal ya que en este, el valor máximo esta alrededor de 0.2 mientras que aquí el valor máximo se acerca a 0.4. Se observa que para ductilidades menores a 10 los casos de análisis se encuentran muy dispersos pero tienden a juntarse para ductilidades mayores hacia un valor de 0.25. Se observa que la intensidad no tiene influencia importante sobre el valor del coeficiente de variación salvo la intensidad de FS 4500 que tienen varios casos donde este valor es máximo con respecto a otras intensidades. En esta gráfica los casos con valor máximo de la relación de rigideces K se juntan cerca del valor mínimo de dispersión excepto para una intensidad FS 4500.



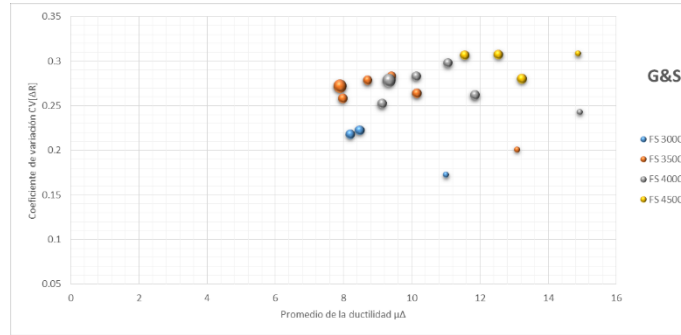
(a)



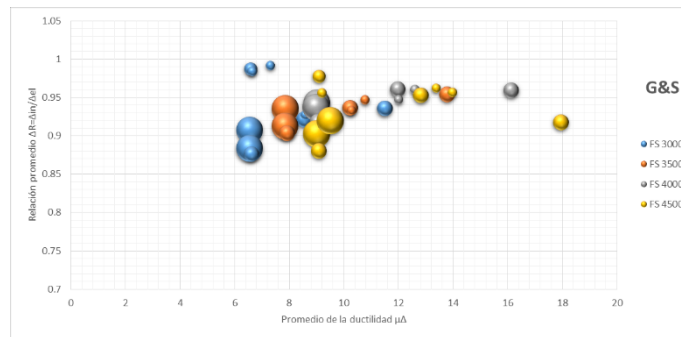
(b)



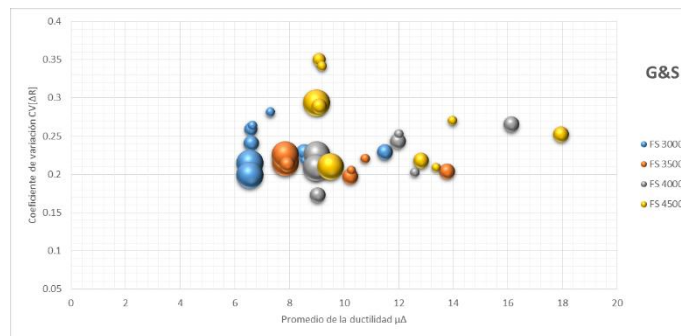
(c)



(d)



(e)



(f)

FIGURA 6.4 Resultados del método G&S en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

Al dividir la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.4(c, d, e y f). En la zona de subestimación se encuentran más casos que en la dirección longitudinal con subestimaciones de relaciones Δ_R menores de 10%. Respecto a los coeficientes de variación, estos se encuentran dentro del intervalo de 0.2 a 0.3. En la parte de sobreestimación se observa mejor la

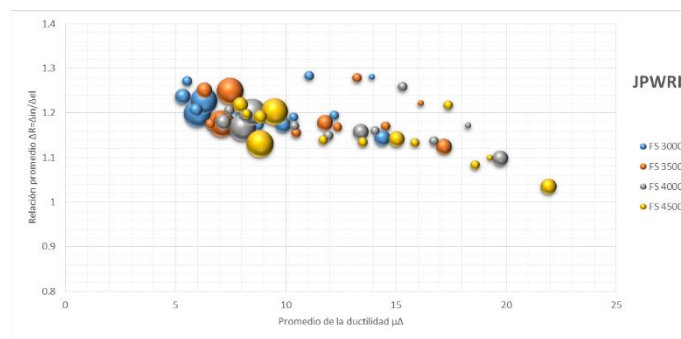


tendencia donde se aumenta ligeramente el valor de la relación Δ_R en función de la ductilidad los cuales van desde 0.87 hasta la unidad y respecto al coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ e aprecia que en general los valores se encuentran entre 0.2 a 0.25.

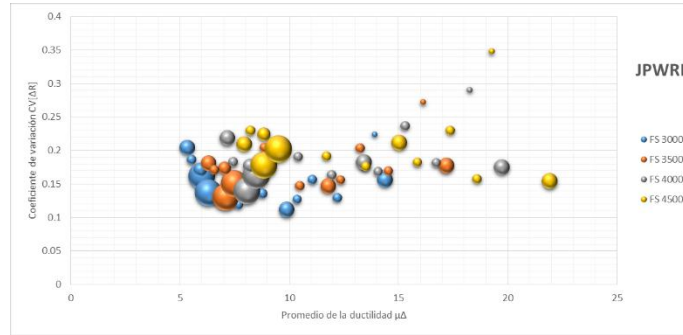
6.2.1.3 Método propuesto por Japanese Public Works Research Institute (JPWRI)

La figura 6.5 contiene los resultados de los análisis cuando el método JPWRI es usado en dirección longitudinal de los puentes. La figura 6.5(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.5(b) sus respectivos coeficientes de variación. La figura 6.5(a) muestra una clara tendencia lineal como función de la ductilidad, con excepción de algunos casos que se alejan de esta línea pero que siguen la misma tendencia. También se observa que en todos los casos el desplazamiento máximo es subestimado, aunque la tendencia muestra que si se aumentara la demanda de ductilidad este método pasaría a sobrestimar el desplazamiento máximo. Los modelos con una relación de rigideces K máxima presentan ductilidades menores de 10 y subestiman el desplazamiento máximo en un intervalo de 10 a 25%.

En la figura 6.5(b) se observa que el coeficiente de variación para ductilidades menores a 10 varían de 0.1 a 0.25 en forma dispersa, en ductilidades de 10 a 15 aumenta en forma lineal de 0.1 a 0.2 y a partir de una ductilidad de 15 existe una bifurcación; una que va disminuyendo conforme aumenta la ductilidad y otra que va aumentando conforme aumenta la ductilidad. En general, el incremento de la intensidad hace crecer el coeficiente de variación.



(a)



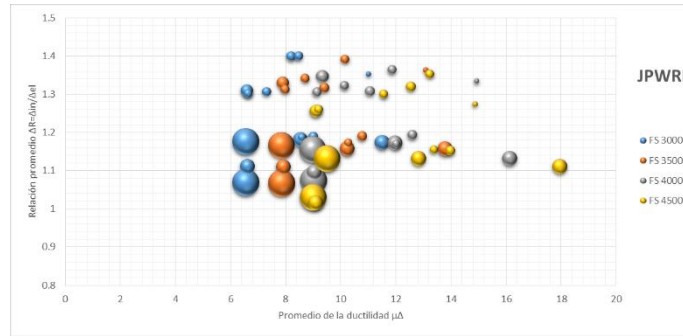
(b)

FIGURA 6.5 Resultados del método JPWRI en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

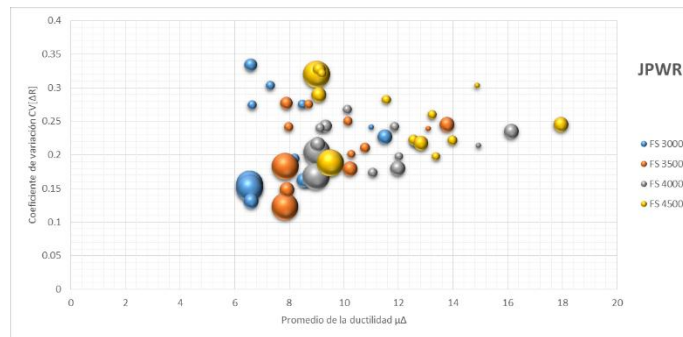
Los resultados de los análisis en dirección transversal con el método JPWRI están contenidos en la gráfica 6.6. En la gráfica 6.6(a) se presenta las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y se observa que al igual que en la dirección longitudinal todos los casos de análisis se encuentran en zona de subestimación, pero sin ninguna tendencia en particular para ductilidades menores a 10 y para ductilidades mayores se observa una tendencia lineal en función de la ductilidad que va disminuyendo conforme esta va aumentando. Con respecto a los modelos que presentan el valor máximo de la relación de rigideces K , presentan una ductilidad menor a 10 y al contrario de la dirección longitudinal, estos se encuentran más cercanos a la unidad. La intensidad influye en forma importante en los resultados salvo por aumentar la demanda de ductilidad. También se observa que el intervalo de valores es mayor al de la dirección longitudinal y más dispersos.

En la gráfica 6.6(b) se presenta los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en dirección transversal. Un conjunto de valores empieza de un valor 0.1 aumentando con la ductilidad hasta un valor de 0.25 mientras que otro grupo inicia en un valor de 0.35 disminuyendo con la ductilidad hasta un valor de 0.25, donde finalmente se agrupan. Esta tendencia parece ser independiente de la intensidad y de la relación de rigideces K . Al igual que con la relación de desplazamiento los valores del coeficiente de variación tienen un intervalo similar en la dirección longitudinal, con algunos casos invertidos debido al lugar donde se encuentra la bifurcación.





(a)



(b)

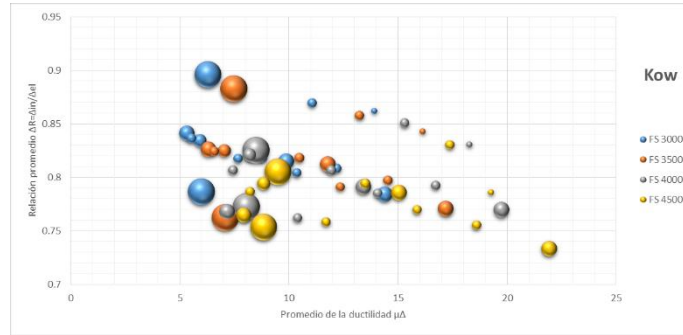
FIGURA 6.6 Resultados del método JPWRI en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

6.2.1.4 Método propuesto por Kowalsky

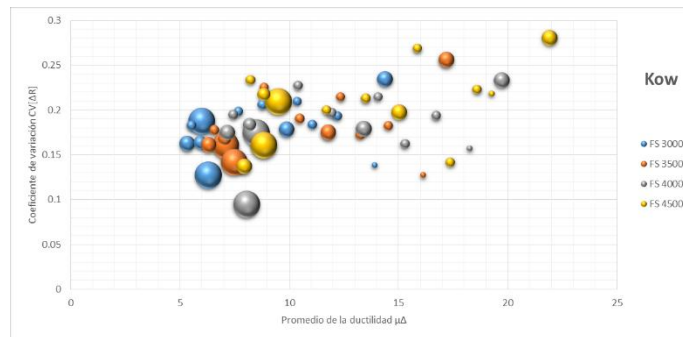
Se presenta los resultados de la dirección longitudinal con el método Kow en la figura 6.7. Las relaciones de aproximación Δ_R están en la figura 6.7(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.7(b).

La relación de desplazamiento máximo con este método se sobrestima bastante en un intervalo amplio. La tendencia general es la disminución de la relación Δ_R (aumentando así la sobreestimación) conforme crece la ductilidad. El valor que más aproxima la unidad es cercano a 0.9 para una ductilidad cercana a 6, pero para esa misma ductilidad hay valores de la relación Δ_R desde 0.9 hasta 0.75. Ni la intensidad ni la relación de rigideces K tienen fuerte influencia dentro de esta tendencia mostrando resultados muy dispersos.

Con respecto al coeficiente de variación, su valor crece cuando la ductilidad aumenta, con un aligera disminución entre las ductilidades de 10 a 15. El intervalo es ligeramente uniforme en ductilidades de 5 a 10 y se amplía un poco en ductilidades de 15 a 20. El valor de $CV(\Delta_R)$ que más se repite está en el intervalo de 0.15 a 0.2, encontrándose un valor mínimo de 0.1 y un máximo cercano a 0.3.



(a)



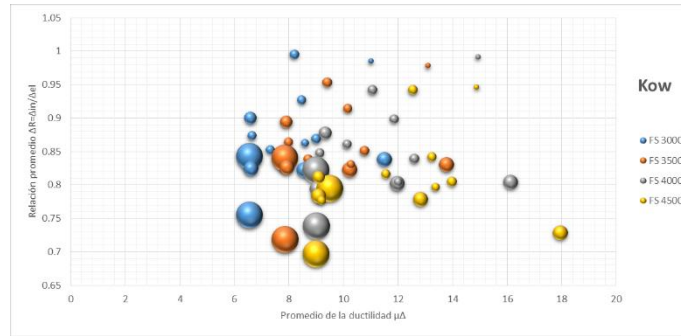
(b)

FIGURA 6.7 Resultados del método Kow en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

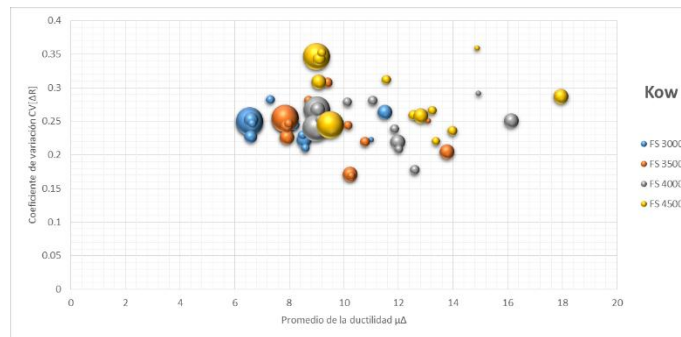
Los resultados en la dirección transversal de análisis con el método Kow, se presentan en la figura 6.8. Las relaciones de Δ_R se muestran en la figura 6.7(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.7(b). Al igual que en la dirección longitudinal la relación Δ_R es sobrestimada en gran medida con un intervalo aun mayor, aunque en este caso tiene varios modelos que se acercan bastante a la unidad. Los resultados se encuentran distribuidos dentro de todo el intervalo y no hay ninguna tendencia, pero si se aprecia una ligera disminución del valor de la relación Δ_R cuando crece la ductilidad. También se observa este mismo aspecto para cuando crece la intensidad al igual que para la relación de rigideces K, sobre todo en los casos que este valor es máximo, ya que se encuentran dentro de los análisis con menor valor de la relación Δ_R .

Los coeficientes de variación están un poco más centrados con una tendencia más recta que en la dirección longitudinal, pero con un valor mayor cercano a 0.25. Las primeras tres intensidades no producen ningún efecto sobre esta tendencia pero la última (FS4500) incrementa el valor de $CV(\Delta_R)$, especialmente para ductilidades menores a 10. La relación de rigideces K no parece producir ningún efecto en los resultados.





(a)



(b)

FIGURA 6.8 Resultados del método Kow en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

6.2.1.5 Método propuesto por Jara & Casas

En la figura 6.9 se ilustran los resultados obtenidos cuando el método J&C es comparado en dirección longitudinal. La figura 6.9(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.9(b) sus respectivos coeficientes de variación.

La relación Δ_R con este método J&C tiene tendencia recta en un intervalo desde un valor de 0.88 a 0.94 para cualquier ductilidad dentro del cual se encuentran la mayoría de los casos. La intensidad no presenta cambios en esta tendencia, aunque el valor de la relación Δ_R se acerca a la unidad cuando el valor de la relación de rigideces K crece, con algunas excepciones.

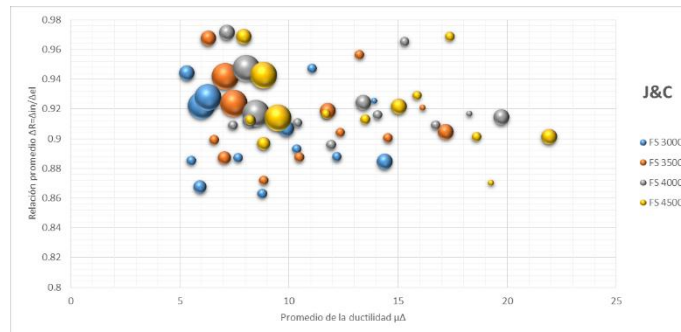
Con respecto al coeficiente de variación de este método prácticamente todos los casos se encuentran en un intervalo del valor de $CV(\Delta_R)$ de 0.15 a 0.20. Con una tendencia lineal.



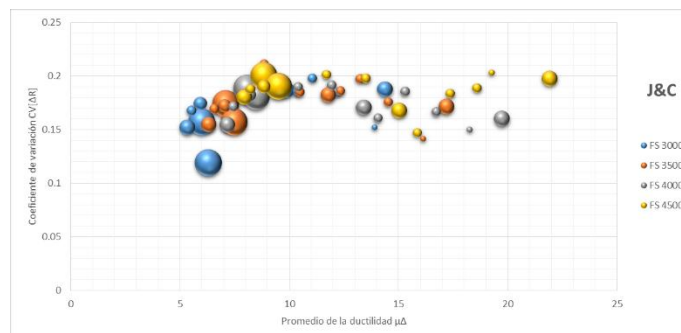
El coeficiente de variación inicia de 0.15 a 0.20 para ductilidades de 5 a 10, después disminuyen de 0.20 a 0.15 en ductilidades de 10 a 15 y luego crece de 0.15 a 0.20 para ductilidades de 15 a 20. Ni la intensidad ni la relación de rigideces K muestran alguna tendencia.

En la figura 6.10 se presentan los resultados obtenidos cuando el método J&C es comparado en dirección transversal. La figura 6.10(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.10(b) sus respectivos coeficientes de variación.

En esta dirección, la relación Δ_R también sobrestima los desplazamientos para la gran mayoría de los casos. Los valores de la relación Δ_R se encuentran en un intervalo que va desde 0.85 hasta 1.05. Se aprecia que el valor disminuye cuando crece tanto la relación de rigideces K , así como con la intensidad. Se observa también una clara tendencia lineal en función de las ductilidades la cual aumenta el valor de la relación Δ_R . Al contrario que en la dirección longitudinal, los resultados con menor relación de rigideces K son los que se acercan más a la unidad.



(a)

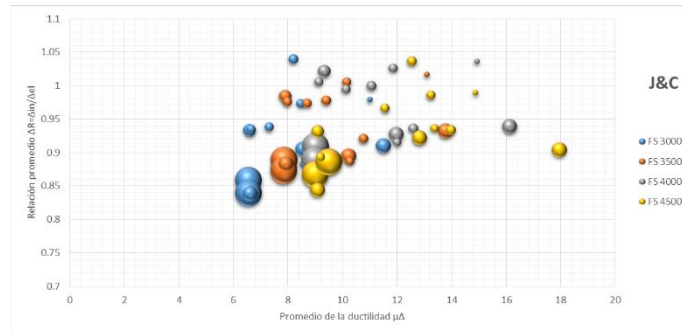


(b)

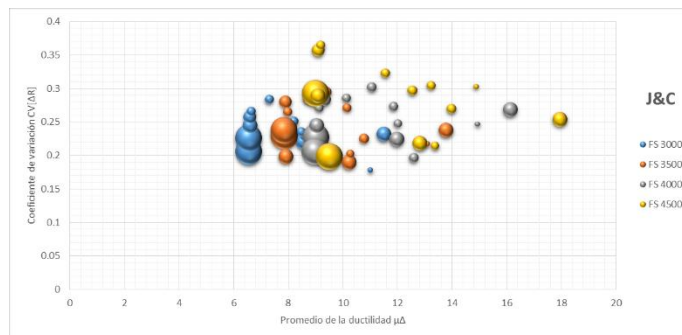
FIGURA 6.9 Resultados del método J&C en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



Los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en esta dirección aumentan el intervalo, siendo ahora de 0.20 a 0.35 y en algunos casos aproximándose 0.4. Esta dispersión no parece depender de la ductilidad pero sí de la intensidad, con algunas excepciones. En general, entre más grande es el valor de la relación de rigideces, menor es el valor del coeficiente de variación.



(a)



(b)

FIGURA 6.10 Resultados del método J&C en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

6.2.1.6 Método propuesto por Dicleli & Buddaram

La gráfica 6.11 muestra los resultados del método D&B cuando los puentes fueron analizados en la dirección longitudinal. La figura 6.11(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.11(b) sus respectivos coeficientes de variación.

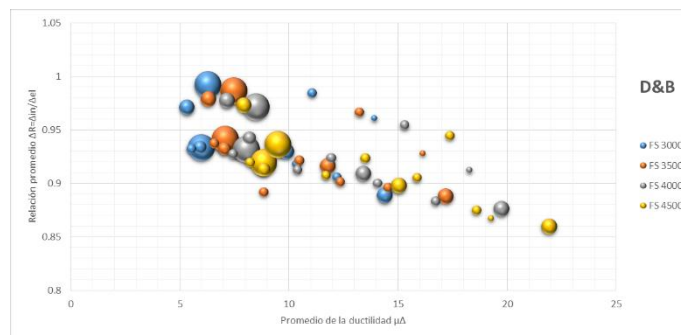
De la figura 6.11(a) se observa que el método D&B sobrestima el desplazamiento máximo para todos los casos de análisis y que la relación Δ_R sigue una clara tendencia lineal en función de la demanda de ductilidad, pero en ciertos casos se separan acercándose a la unidad con la misma tendencia.



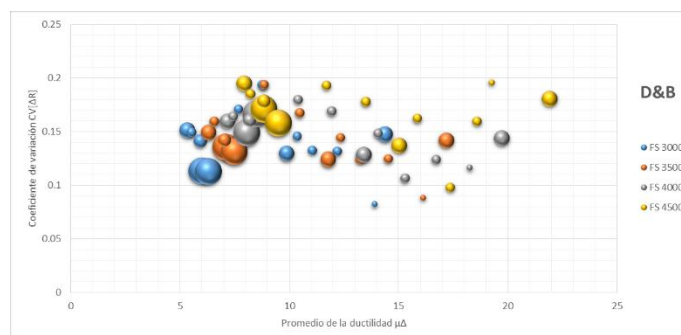
En la figura 6.11(b) se observa que los valores de $CV(\Delta_R)$ se encuentran dentro de un intervalo de 0.10 a 0.20. Para valores de ductilidad de 5 a 10 el coeficiente de variación aumenta de 0.10 a 0.20, para ductilidades de 10 a 15 disminuye de 0.20 a 0.10, aunque en un intervalo amplio y para ductilidades mayores 15 vuelve a crecer. El valor del coeficiente de variación también es mayor en función de la intensidad y no parece tener influencia la relación de rigideces K .

La figura 6.12 muestra los resultados en la dirección transversal con el método D&B. Se presentan las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.12(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.12(b).

La relación Δ_R en esta dirección no sigue ninguna tendencia particular y los datos se encuentran distribuidos en un intervalo desde 0.80 a 1.10 por lo que a diferencia de los resultados en dirección longitudinal existen casos que subestiman, y la ductilidad no parece tener influencia en los datos. En general se observa que cuando es mayor el valor de rigideces K , los resultados se encuentran en zona de sobrestimación y cuando son menores se acercan o están en zona de subestimación.



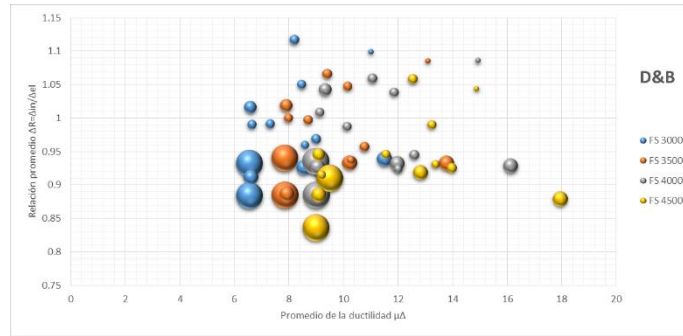
(a)



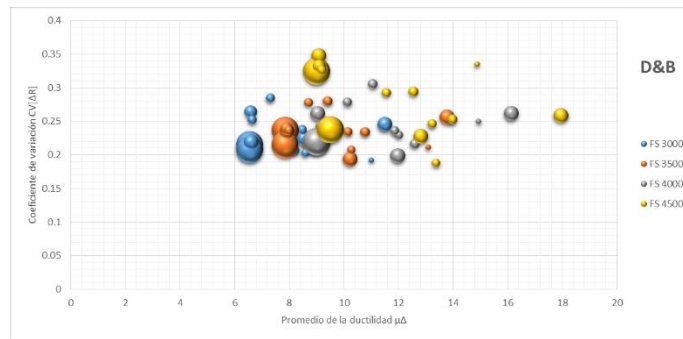
(b)

FIGURA 6.11 Resultados del método D&B en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

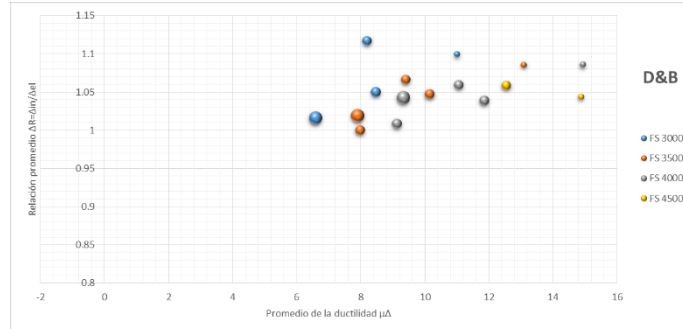




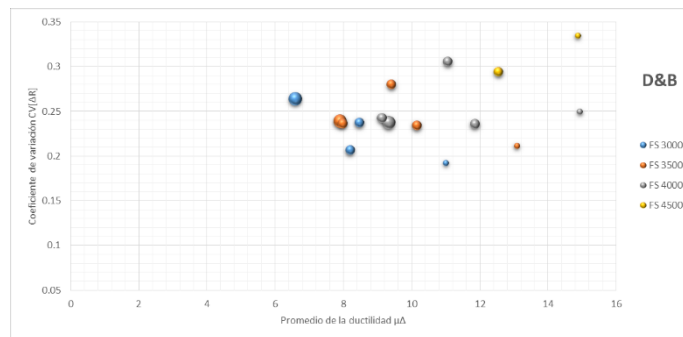
(a)



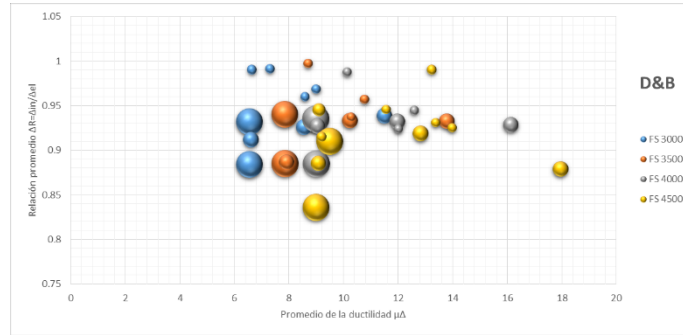
(b)



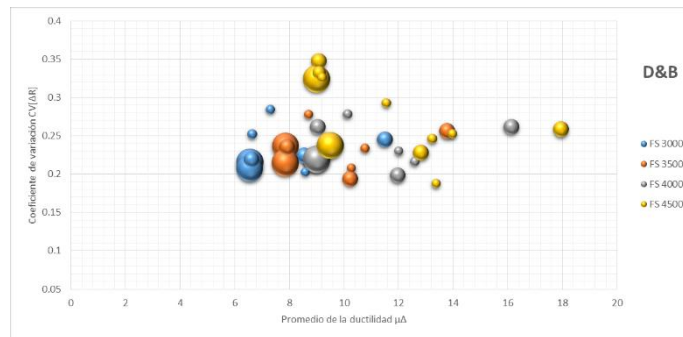
(c)



(d)



(e)



(f)

FIGURA 6.12 Resultados del método D&B en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

Los valores de los coeficientes de variación se encuentran distribuidos en un intervalo desde 0.20 a 0.30 llegando hasta 0.35 en algunos modelos. Esto significa que para muchos casos de los análisis en dirección transversal llegan a valores del doble respecto a los valores de dispersión que la dirección longitudinal. La ductilidad, la intensidad y la relación de rigideces no parecen presentar observaciones en esta tendencia.

Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.12(c, d, e y f). Aquí se aprecia que en la zona de subestimación, conforme la ductilidad va creciendo, la relación Δ_R se aleja ligeramente de 1 y el coeficiente de variación tiende a oscilar entre valores de 0.20 a 0.30 como en la gráfica general. En zona de sobrestimación no se aprecian diferencias importantes respecto de las gráficas generales para la relación Δ_R y el coeficiente de variación.

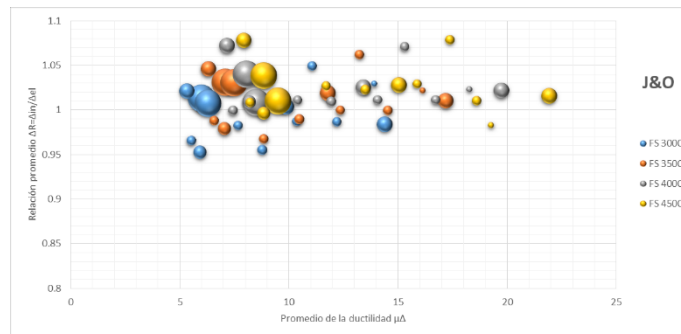


6.2.1.7 Método propuesto por Jara & Olmos

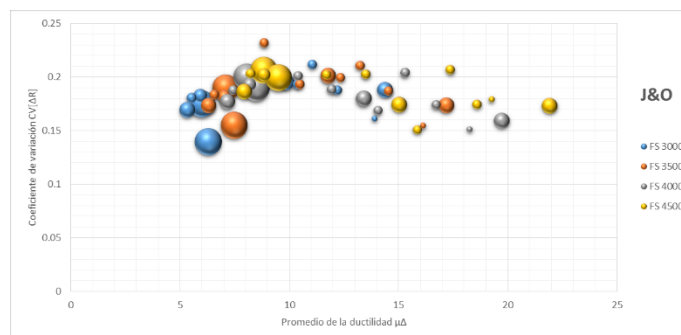
Los resultados correspondientes al método J&O en la dirección longitudinal se presentan en la figura 6.13.

En la figura 6.13(a) se observa una clara tendencia del valor de la relación Δ_R hacia la unidad sobre todo para ductilidades mayores a 10, con algunas excepciones. En ductilidades menores a 10 se aprecia un intervalo más amplio que va desde 0.95 hasta más de 1.05. La mayoría de los casos rebasan la unidad y en general, al crecer la intensidad aumenta ligeramente el valor de la relación Δ_R (aumentando la subestimación). La relación de rigideces K produce el mismo efecto aunque no tan marcado.

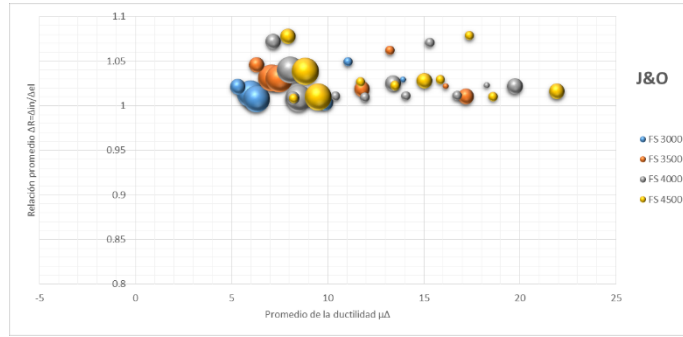
Se observa en la 6.13(b) variaciones del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ entre 0.15 y 0.20, dependiendo del valor de la ductilidad. Para ductilidades de 5 a 10 el valor de $CV(\Delta_R)$ crece de 0.15 hasta 0.20, posteriormente para valores de ductilidad de 10 a 20 el valor de $CV(\Delta_R)$ disminuye de 0.20 a 0.15 creciendo un poco el intervalo de esta tendencia lineal. Finalmente, para ductilidades mayores de 20 el valor de $CV(\Delta_R)$ vuelve a crecer pero con un pendiente menor a las anteriores. Esta tendencia no se ve afectada por la intensidad ni la relación de rigideces K.



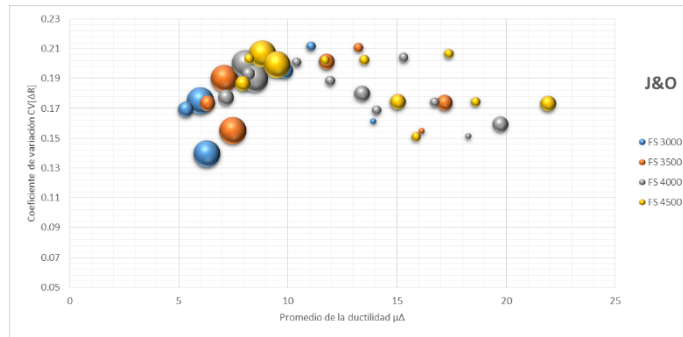
(a)



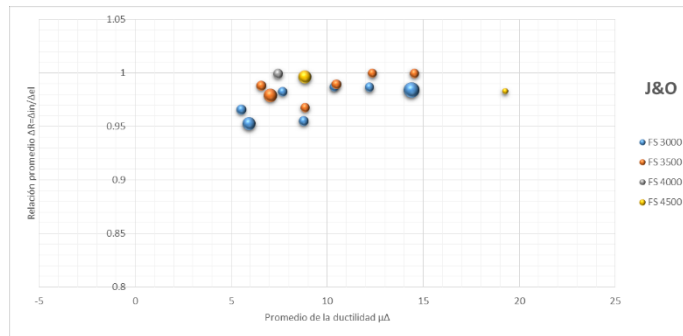
(b)



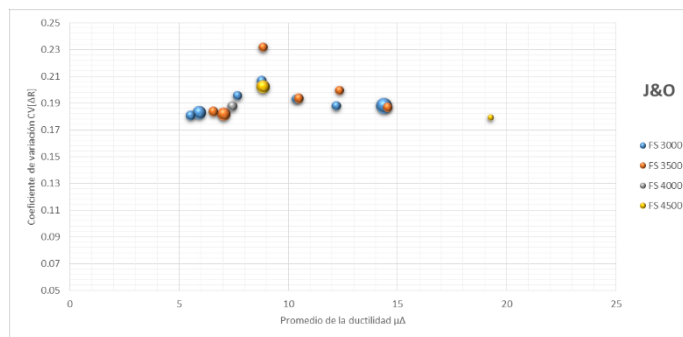
(c)



(d)



(e)



(f)

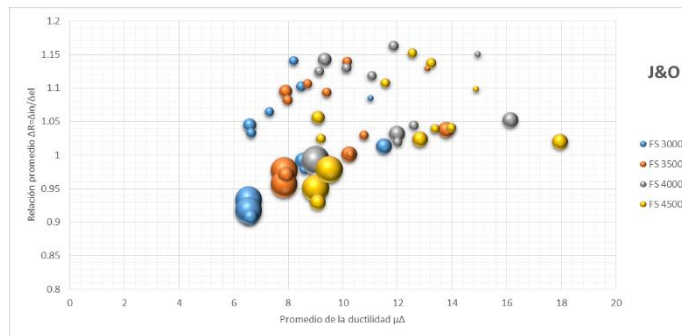


FIGURA 6.13 Resultados del método J&O en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

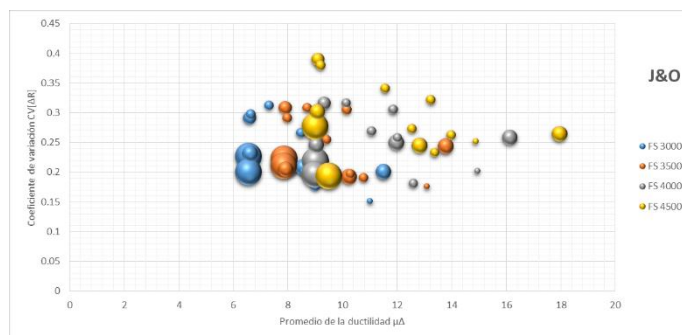
Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.13(c, d, e y f). Aquí se aprecia que en la zona de subestimación de los valores de la relación Δ_R , sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ siguen la tendencia de la gráfica general que contiene todos los resultados sin destacar alguna otra particularidad. Mientras que en la zona de sobrestimación de los valores de la relación de Δ_R , sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ tienden a estar en línea recta en un valor de 0.19 con un pequeño incremento para el valor de ductilidad de 9.

Los resultados obtenidos cuando el método J&O es utilizado en dirección transversal de los puentes, se muestran en la figura 6.14. Se presentan las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.14(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.14(b).

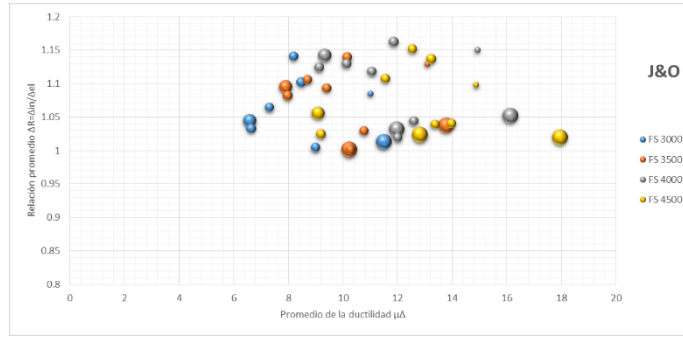
La relación Δ_R en esta dirección se haya en un intervalo que va desde 0.9 hasta 1.15 en donde entre mayor es la relación de rigideces K menor es el valor de la relación Δ_R , y se divide en dos ramas.



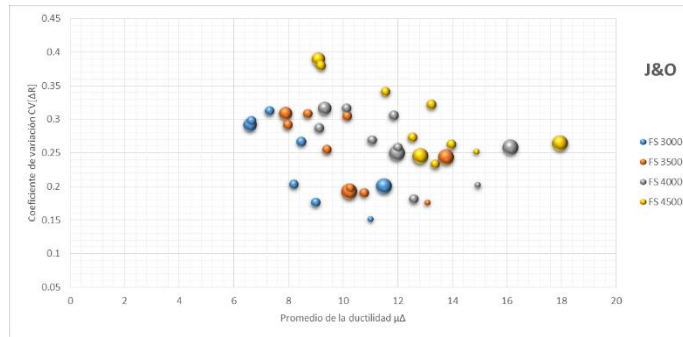
(a)



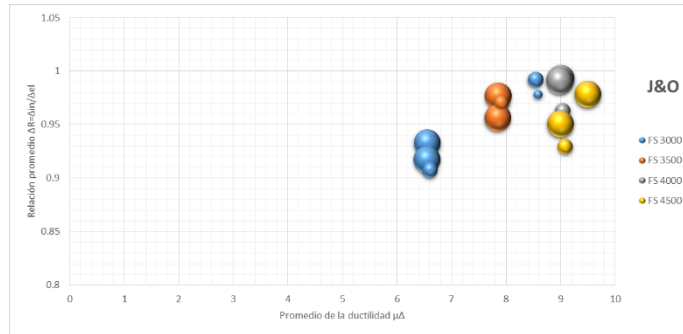
(b)



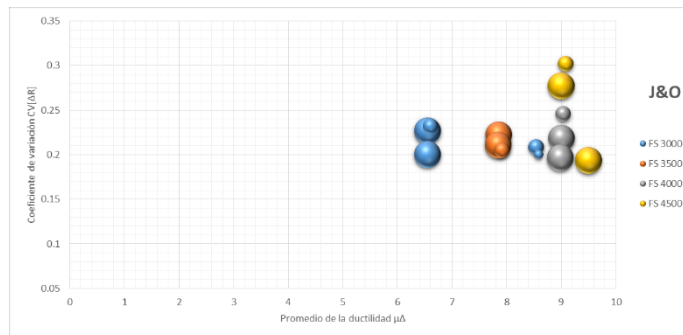
(c)



(d)



(e)



(f)



FIGURA 6.14 Resultados del método J&O en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

Al igual que los resultados en dirección longitudinal de los puentes, la mayoría de los resultados son superiores a la unidad (zona de subestimación). Por otro lado, la influencia de la intensidad y la relación de rigideces K se invierte, de manera que a mayor intensidad, el valor de la relación Δ_R disminuye y lo mismo ocurre con el valor de la relación de rigideces K. Además se observa que a mayor ductilidad aumenta el valor de La relación Δ_R .

Respecto a los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ los resultados se encuentran dentro de un intervalo mayor y con valores más altos que en la dirección longitudinal del puente llegando valores de 0.40. No se aprecian tendencias lineales en función de la ductilidad; respecto a la relación de rigideces K, se aprecia grosso modo un menor valor de $CV(\Delta_R)$ al crecer esta relación.

Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.14(c, d, e y f). Aquí se aprecia que en la zona de subestimación los resultados se distribuyen en un intervalo de 1 a 1.15 sin ninguna tendencia en función de la ductilidad. Se aprecian resultados de todas las intensidades y valores pequeños de la relación de rigideces K. Los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se encuentran distribuidos en un intervalo de 0.2015 a 0.40, sin ninguna tendencia en particular. En la zona de sobrestimación se aprecian resultados con valores altos de la relación de rigideces en su mayoría y distribuidos en un intervalo desde 0.90 hasta 1.00. Respecto a sus coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ los resultados se encuentran en un intervalo desde 0.20 hasta 0.25 excepto para una ductilidad de 9 donde hay valores de hasta 0.30.

6.2.2 Evaluación de la precisión del segundo grupo de los métodos lineales equivalentes

En esta sección, se investiga la precisión del segundo grupo de métodos lineales equivalentes para estimar el desplazamiento máximo inelástico de los diferentes modelos. Se grafican en el mismo orden en el que fueron presentados en la sección 1.3 y se presentan también sus respectivos coeficientes de variación calculados.

6.2.2.1 Método propuesto por Iwan & Gates

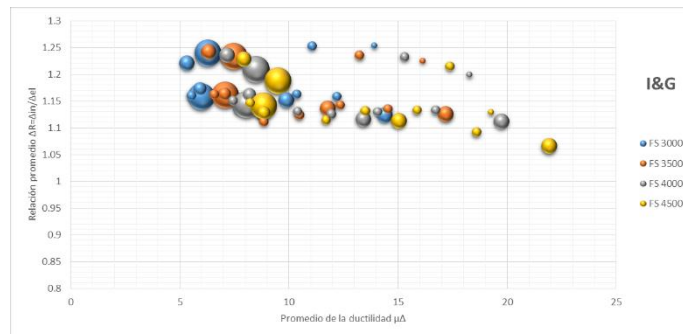
La gráfica 6.15 contiene los resultados de los análisis cuando el método I&G se aplica en dirección longitudinal de los puentes. La figura 6.15(a) contiene las



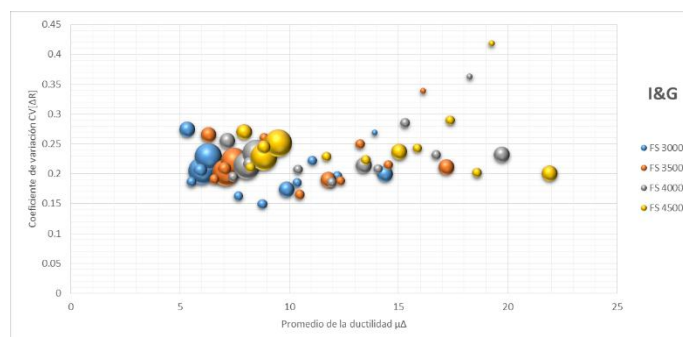
relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.15(b) sus respectivos coeficientes de variación.

En la figura 6.15(a) se observa que todo los casos fueron subestimados cuando es utilizado este método y existe una clara tendencia lineal como función de la ductilidad en un intervalo desde 1.05 hasta 1.25. Existen algunos casos que el valor aumenta siguiendo la misma tendencia. No se observa influencia de la intensidad ni de la relación de rigideces K.

En la figura 6.15(b) se aprecia que para ductilidades menores a 10 los resultados tienden a concentrarse en valores de 0.20 a 0.25. Después de 10, crece linealmente en función de la ductilidad y a partir de una ductilidad de 15 aparece una bifurcación en la tendencia que sigue la misma tendencia anterior y otra que tiende a disminuir el valor del coeficiente de variación al crecer la ductilidad. No se observa influencia de la relación de rigideces K ni de la intensidad.



(a)



(b)

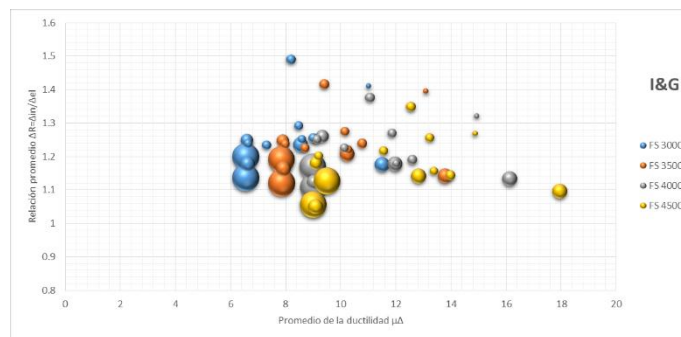
FIGURA 6.15 Resultados del método I&G en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



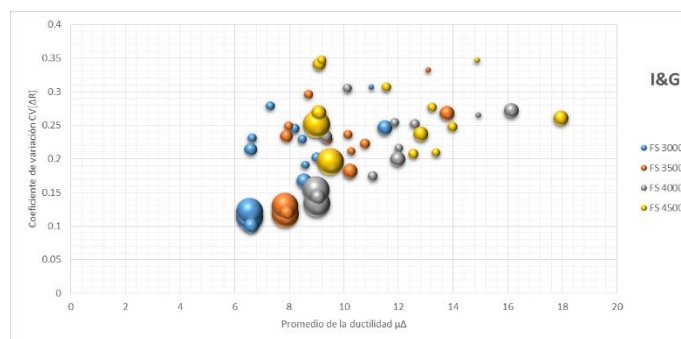
Se presenta los resultados obtenidos cuando el método I&G es utilizado en dirección transversal de los puentes en la figura 6.16. Las relaciones de aproximación Δ_R están en la figura 6.16(a) y sus coeficientes de variación en la figura 6.16(b).

Con respecto de la figura 6.16(a) se observa que al igual que en la dirección longitudinal todos los resultados son subestimados por este método. No hay una tendencia en particular ya que los resultados se encuentran distribuidos en un intervalo amplio que va desde la unidad hasta más de 1.50. Se observa que cuando la intensidad se incrementa se reduce el valor de la relación Δ_R . En general también se aprecia una reducción del valor de la relación Δ_R cuando aumenta la relación de rigideces K.

En la figura 6.16(b) se aprecia como aumenta el valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ conforme se incrementa la ductilidad, pero con intervalos amplios sobre todo para ductilidades menores de 10 que van desde 0.10 hasta más de 0.35. Al aumentar el valor de la intensidad crece el valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$, pero disminuye cuando crece la relación de ductilidades K.



(a)



(b)

FIGURA 6.16 Resultados del método I&G en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

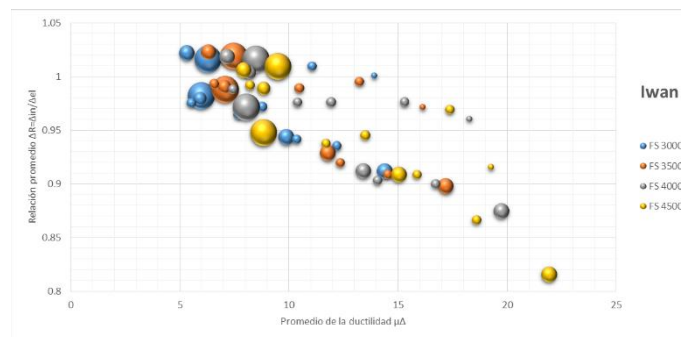


6.2.2.2 Método propuesto por Iwan

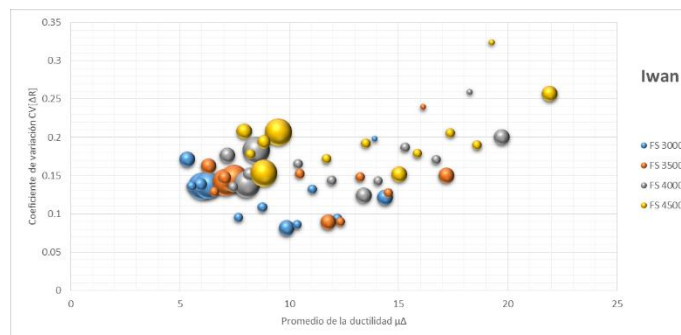
En la figura 6.17 se presentan las relaciones de aproximación Δ_R [figura 6.17(a)] y sus respectivos coeficientes de variación [figura 6.17(b)], correspondientes al método propuesto por Iwan en dirección longitudinal de los modelos.

Se observa una tendencia lineal como función de las demandas de ductilidad en la figura 6.17(a). La mayoría de los resultados se encuentran en zona de sobrestimación que va disminuyendo desde un valor de la relación Δ_R de 1.00 hasta cerca de 0.80 conforme aumenta la ductilidad en dos ramas que se unen en una ductilidad de 20. Se observa también que los modelos con un mayor valor de K son los que se acercan a la unidad en mayor medida los resultados, y que algunos ingresan a la zona de subestimación. No se aprecia influencia respecto a la intensidad de los resultados.

Con respecto a los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, se observa que de manera general al aumentar la intensidad usada en los análisis, aumenta la dispersión en los resultados.

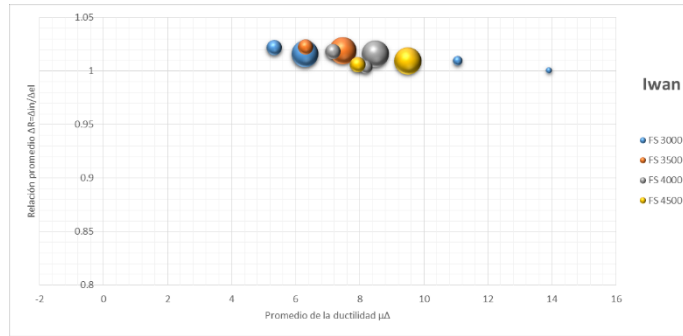


(a)

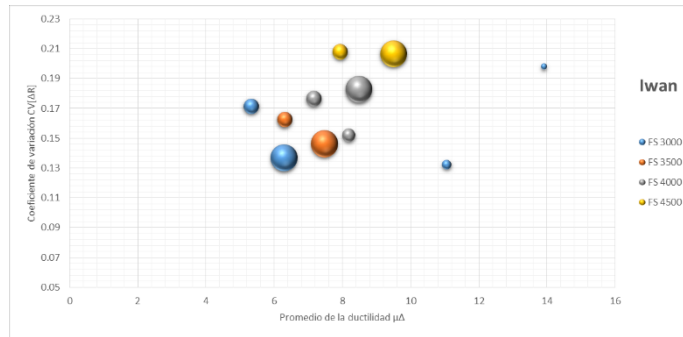


(b)

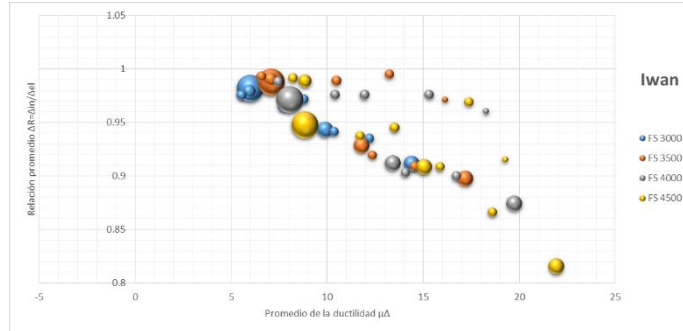




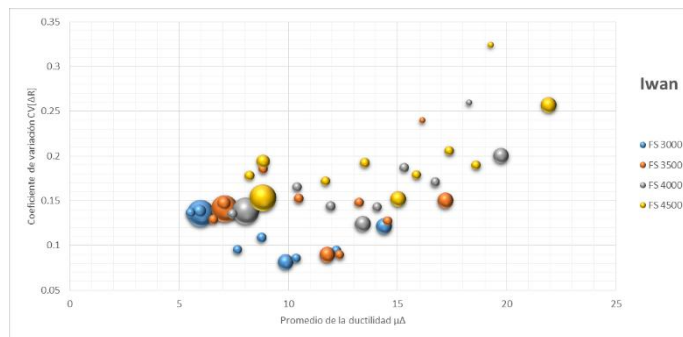
(c)



(d)



(e)



(f)

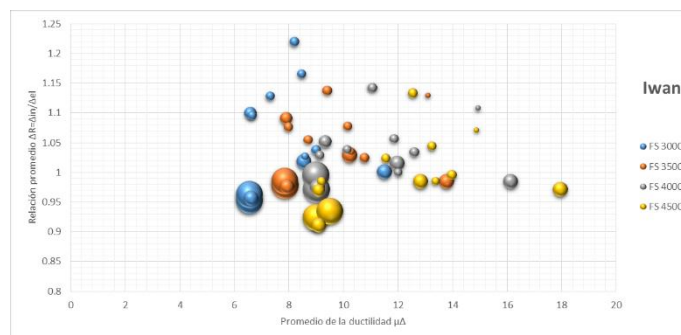


FIGURA 6.17 Resultados del método de Iwan en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

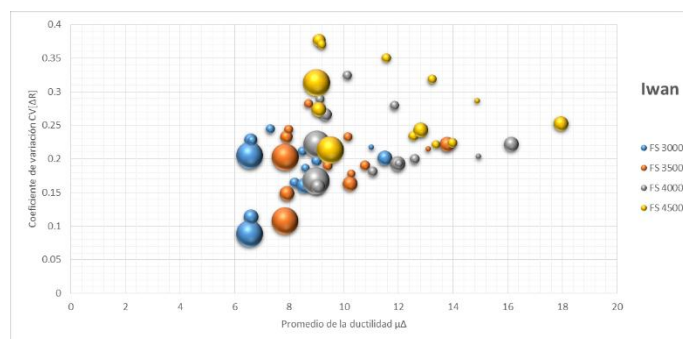
También se aprecia que a partir de un valor de ductilidad de 10, aumenta la dispersión de los resultados en función de la ductilidad, creciendo más rápidamente los resultados que tienen un menor valor de la relación de rigideces K.

Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.17(c, d, e y f). Los resultados en la zona de subestimación tienen un valor alto de la relación de rigideces K con un par de excepciones y sus respectivos coeficientes de variación se encuentran en un intervalo de 0.13 a 0.21. La zona de sobrestimación contiene la mayoría de los resultados con las mismas observaciones de las gráficas generales.

De la misma forma en la figura 6.18 se presentan las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R [figura 6.18(a)] y sus respectivos coeficientes de variación [figura 6.18(b)] del método de Iwan para la dirección transversal de los puentes.

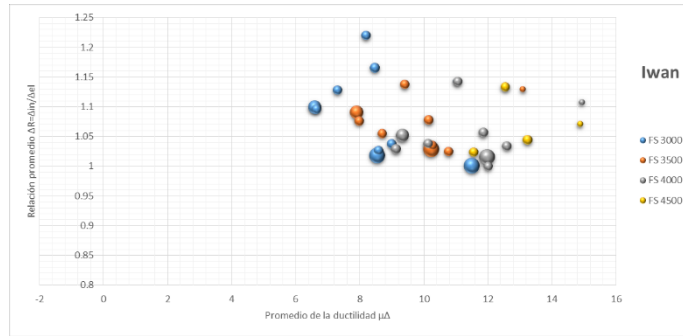


(a)

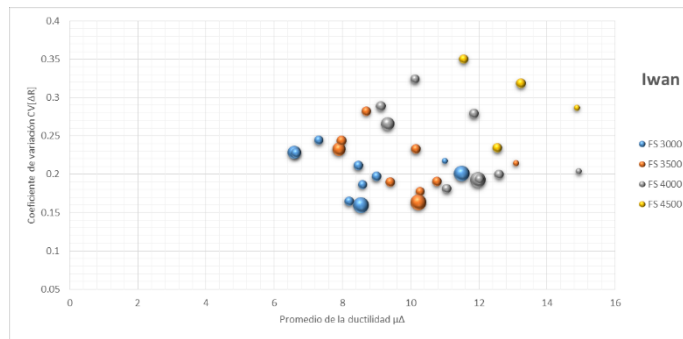


(b)

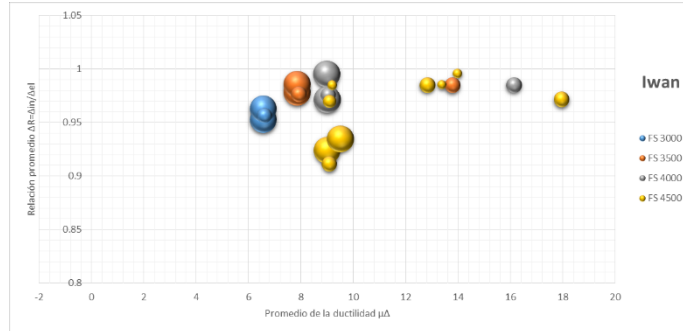




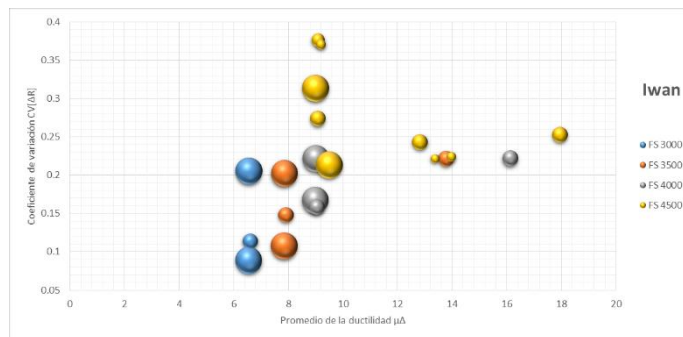
(c)



(d)



(e)



(f)



FIGURA 6.18 Resultados del método de Iwan en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

En este caso no se observa una tendencia clara, pero varios de los valores de la relación Δ_R se encuentran alrededor de la unidad en todos los valores de la ductilidad. En ductilidades de 6 a 10 se encuentran varios casos con valores altos de la relación de ductilidades K que van desde 0.90 hasta 1.00 de la relación Δ_R , mientras que en ductilidades de 8 a 16 se encuentran algunos casos en zona de subestimación con valores bajos de la relación de rigideces K que van de 1.00 hasta más de 1.20. Respecto al coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ los resultados se encuentran distribuidos en un intervalo que va desde 0.10 hasta 0.40. En todo el intervalo de ductilidades la mayoría de los casos se tienden a reunir en valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ de 0.20 a 0.25 y se observa que a mayor intensidad mayor es este valor, pero no se aprecia influencia por parte de la relación de rigideces K .

Dividiendo en dos cada una para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación se obtienen la figura 6.18(c, d, e y f). En la zona de subestimación, los valores de la relación Δ_R disminuyen en función de la ductilidad hasta un valor de esta de 12 en donde ahora tiende a crecer, sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se encuentran dispersos en un intervalo de 0.15 s 0.35, pero hallándose la mayoría entre valores de 0.15 a 0.25. En la zona de sobrestimación, los valores de la relación Δ_R se encuentran entre valores de 0.95 a la unidad con algunas excepciones que se acercan a 0.9, sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se encuentran la gran mayoría entre los valores de 0.20 a 0.25, y para una ductilidad de 9 se hayan varios casos distribuidos desde 0.15 hasta 0.4, y en ductilidades de 6 a 8 se encuentra algunos valores cercanos a 0.10.

6.2.2.3 Método propuesto por Hwang & Sheng

La gráfica 6.19 muestra los resultados del método H&S cuando los puentes fueron analizados en la dirección longitudinal. La figura 6.19(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.19(b) sus respectivos coeficientes de variación.

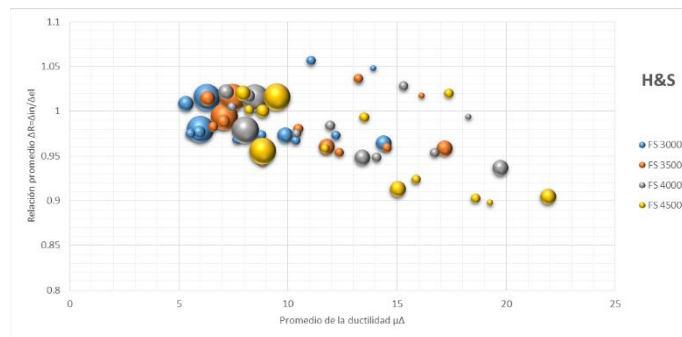
En la figura 6.19(a) se observa que el método H&S comienza con los resultados distribuidos en un intervalo de la relación Δ_R de 0.95 a 1.02 para ductilidades menores a 10. A partir de una ductilidad de 10 los resultados tienden a disminuir en línea recta en función de la ductilidad en dos ramas, una en zona de subestimación y otra en la zona de sobrestimación, aunque la rama en zona de



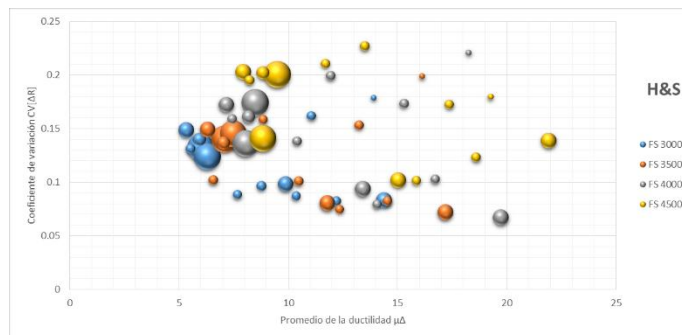
subestimación pasaría a sobrestimar la relación Δ_R en ductilidades mayores a 18. No se aprecian influencias por parte de la intensidad y la relación de rigideces K. En la figura 6.19(b) no se observa ninguna tendencia en particular en función de las ductilidades, la intensidad o la relación de rigideces K, y los resultados se encuentran distribuidos en un intervalo desde 0.06 hasta 0.23.

Dividiendo en dos cada una para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación se obtienen la figura 6.19(c, d, e y f). En la zona de subestimación, los valores de la relación Δ_R para ductilidades menores a 10 se encuentran alrededor de la unidad mientras que a partir de esta tiende a disminuir desde 1.05 en función de la ductilidad. De sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en ductilidades menores 10 crecen en función de la ductilidad desde 0.12 hasta 0.21, y partir de esta ductilidad los resultados se distribuyen de marea irregular desde 0.15 hasta 0.20. En la zona de sobrestimación al contener la mayoría de los resultados tienen las mismas observaciones que en las gráficas generales.

Los resultados obtenidos al implementar el método H&S en la dirección transversal se presentan en la figura 6.20. Se presentan las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.20(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.20(b).

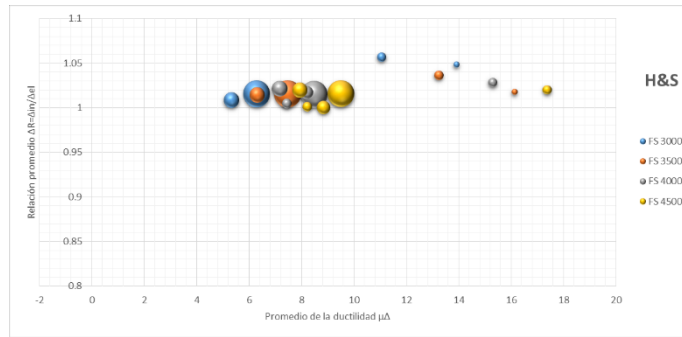


(a)

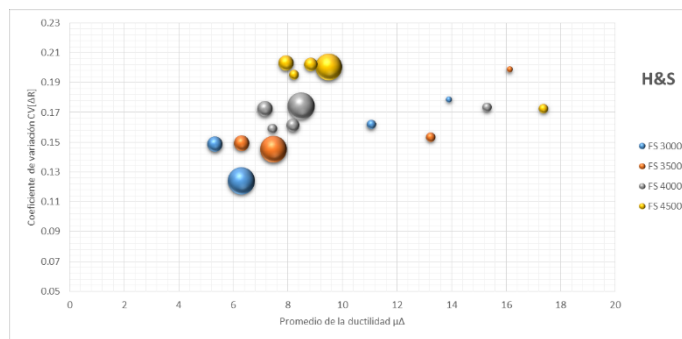




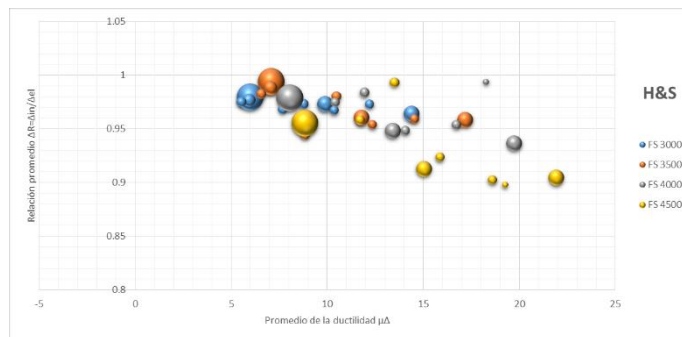
(b)



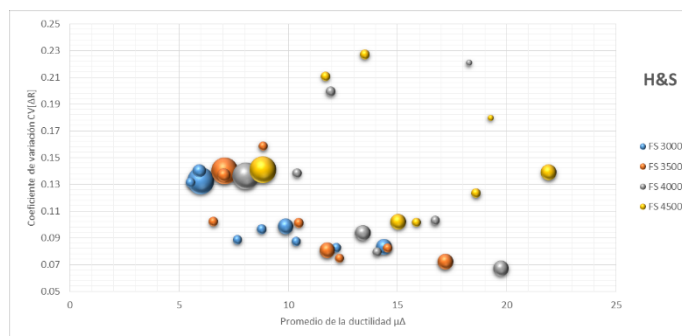
(c)



(d)



(e)



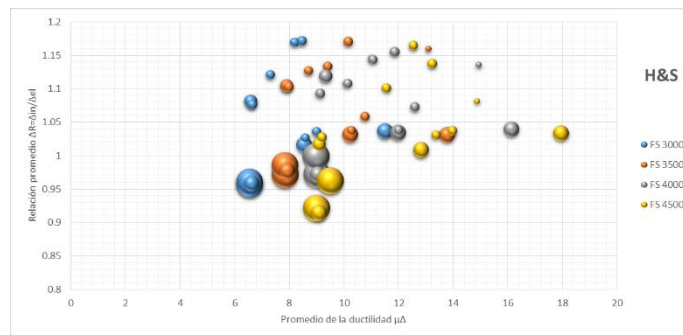
(f)

FIGURA 6.19 Resultados del método de H&S en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

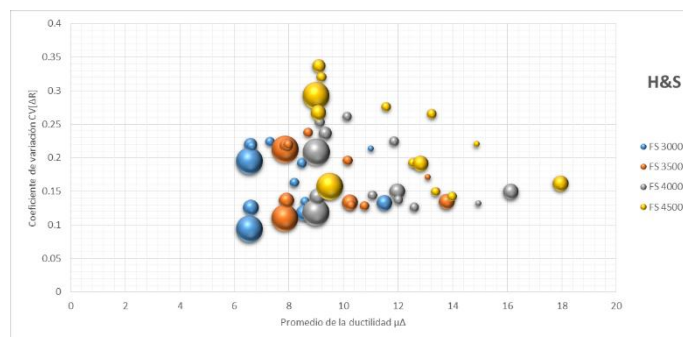
En la figura 6.20(a) no se observa ninguna tendencia en particular ya que los resultados se encuentran distribuidos en un intervalo amplio que va desde 0.90 hasta más de 1.15. No se aprecia ninguna influencia por parte de la ductilidad ni de la intensidad. En general se aprecia una reducción del valor de la relación Δ_R cuando aumenta la relación de rigideces K aunque no en todos los casos.

En la figura 6.20(b) se observan dos ramas de tendencia del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$; la rama inferior que aumenta de 0.10 a 0.15 en ductilidades de 6 a 10 y que, para ductilidades mayores de 10, se mantiene el valor de $CV(\Delta_R)$ alrededor de 0.15, para todas las intensidades y relación de rigideces K. En la rama superior los resultados se encuentran distribuido de manera irregular en valores de $CV(\Delta_R)$ desde 0.20 hasta poco más de 0.35.

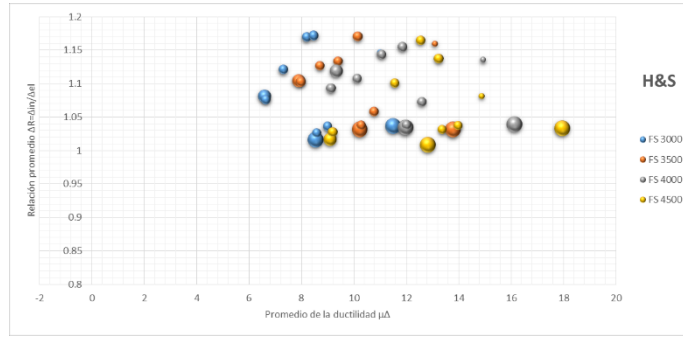
Dividiendo en dos cada una para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación se obtienen la figura 6.20(c, d, e y f).



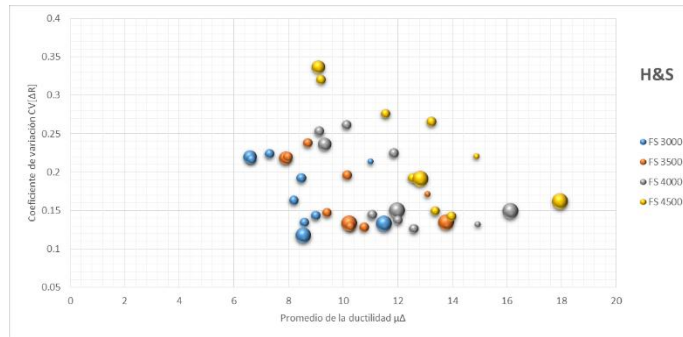
(a)



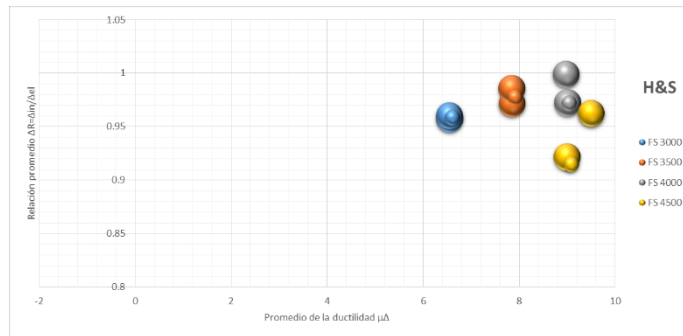
(b)



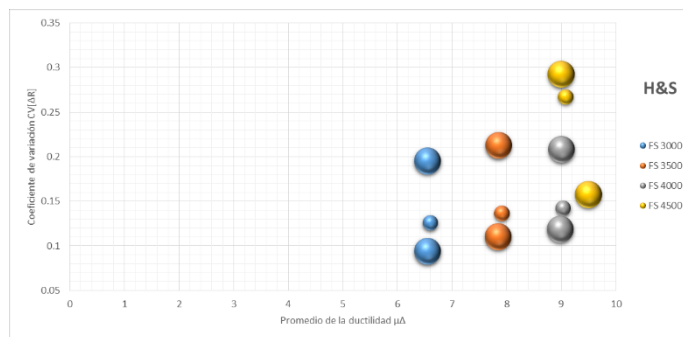
(c)



(d)



(e)



(f)



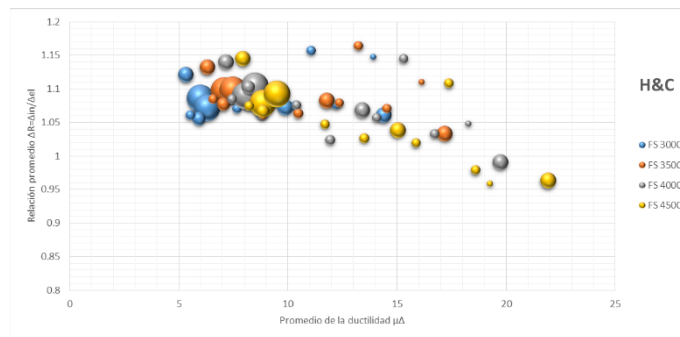
FIGURA 6.20 Resultados del método de H&S en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

Se aprecia que en la parte de subestimación los valores de la relación Δ_R cuentan con una baja relación de rigideces K, y sin mayor influencia de la ductilidad o la intensidad. Los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se encuentran dentro de las dos ramas mostradas en la figura general. En la zona de sobrestimación se aprecia que la mayoría de los resultados cuentan con valores altos de la relación de rigideces K, y sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ conservan las formas descritas en la figura general.

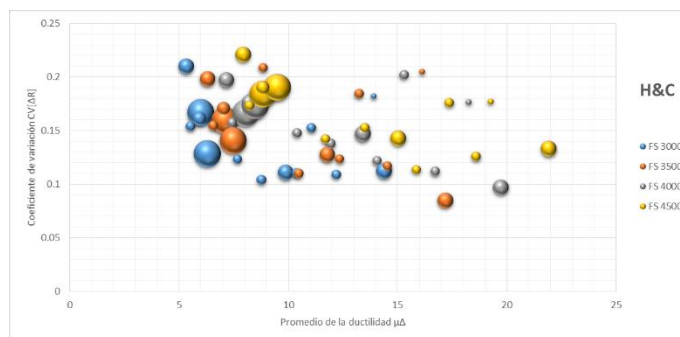
6.2.2.4 Método propuesto por Hwang & Chiou

Los resultados correspondientes al método H&C en la dirección longitudinal se presentan en la figura 6.21.

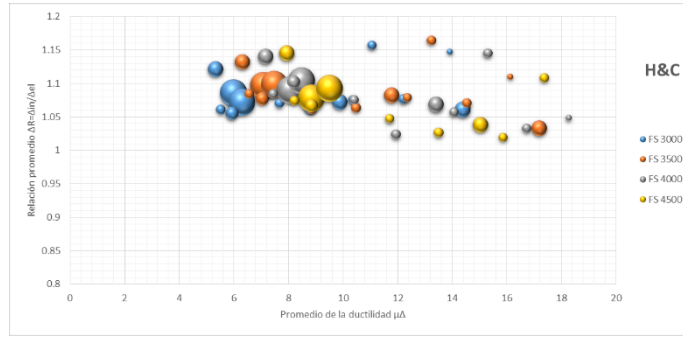
En la figura 6.21(a) se observa una tendencia lineal en la relación Δ_R que disminuye su valor como función de la ductilidad en dos ramas, una rama principal y una secundaria.



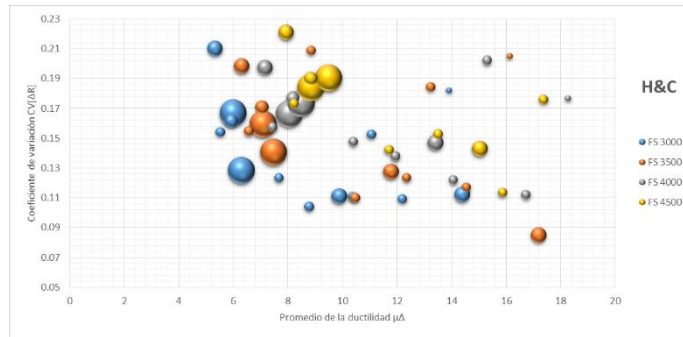
(a)



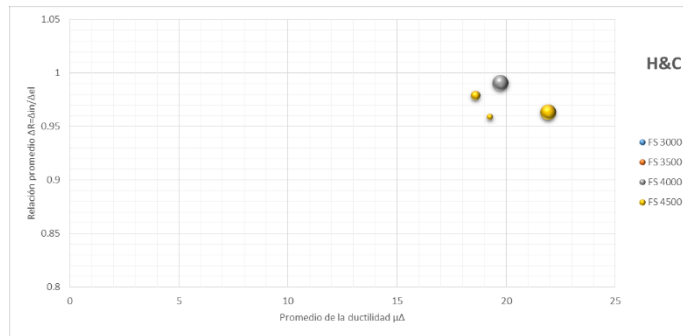
(b)



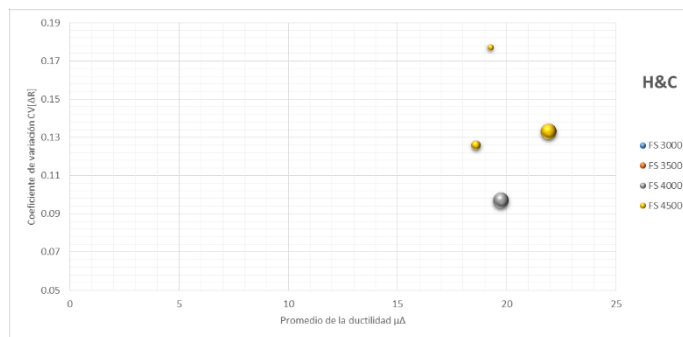
(c)



(d)



(e)



(f)



FIGURA 6.21 Resultados del método de H&S en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

La gran mayoría de los casos superan la unidad y en general al crecer la intensidad disminuye ligeramente el valor de la relación (disminuyendo la subestimación). La relación de rigideces K produce este mismo efecto aunque no tan marcado.

En la figura 6.21(b) se observa que las ductilidades de 5 a 10 incrementan el coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ de 0.10 a 0.20 en función de la intensidad. Para la ductilidad, a partir de 10 pierde la tendencia, distribuyéndose los resultados en el mismo intervalo de 0.10 a 0.20.

Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.21(c, d, e y f). La zona de subestimación contiene la gran mayoría de los resultados, con las mismas observaciones que en las gráficas generales. En la parte de sobrestimación sólo se encuentran cuatro casos cercanos a la unidad y sus coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ están en un intervalo de 0.09 a 0.18.

Se presentan los resultados obtenidos cuando el método H&C es utilizado en dirección transversal de los puentes en la figura 6.22. Las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.22(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.22(b).

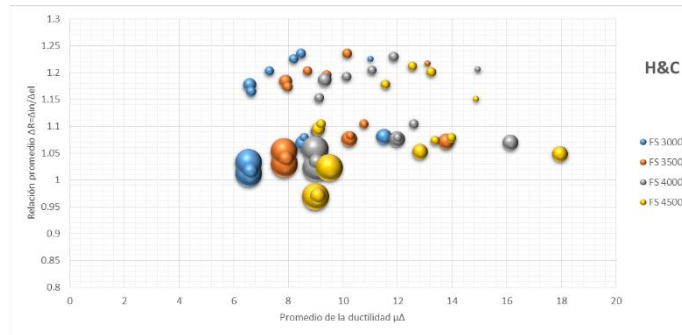
En la figura 6.22(a) no se observa tendencia alguna en función de la ductilidad o la intensidad, pero se aprecia una disminución del valor de la relación Δ_R conforme aumenta la relación de rigideces K , además se aprecia que la gran mayoría de los resultados se encuentra en zona de subestimación. Para valores altos de K la relación se acerca a la unidad. Los resultados se hayan distribuidos en un intervalos desde 0.95 a 1.25.

En la figura 6.22(b) se observa que los resultados en ductilidades menores a 10 tienden a reunirse en tres valores del coeficiente de variación 0.10, 0.20 y 0.25 este último de manera más dispersa. Ductilidades mayores de 10 producen coeficientes de variación cercanos a 0.2. No se aprecia influencia por parte de la intensidad o la relación de ductilidades K .

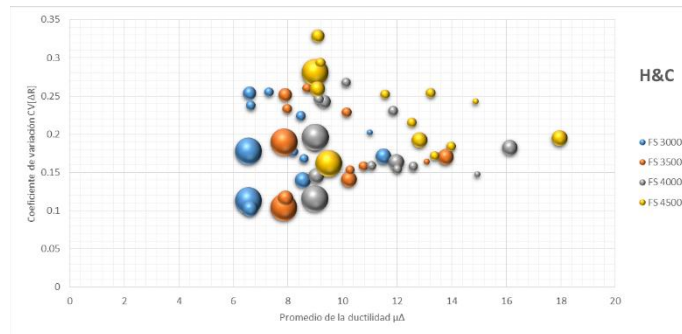
Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.22(c, d, e y f). Casi todos los resultados se encuentran en la zona de subestimación presentando las mismas observaciones que las hechas para las figuras 6.22(a y b). En la zona de



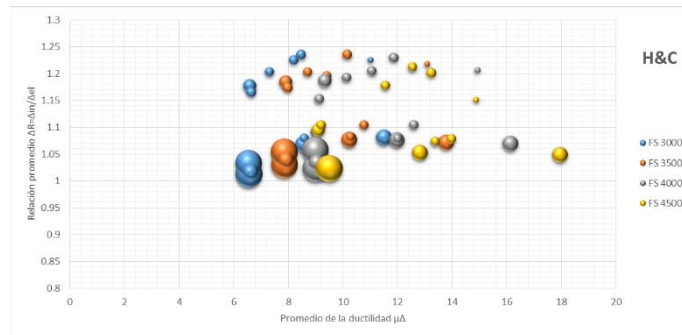
sobrestimación se encuentran solo dos casos con valor cercano a 0.97 de la relación Δ_R y sus respectivos coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ entre 0.26 y 0.28.



(a)

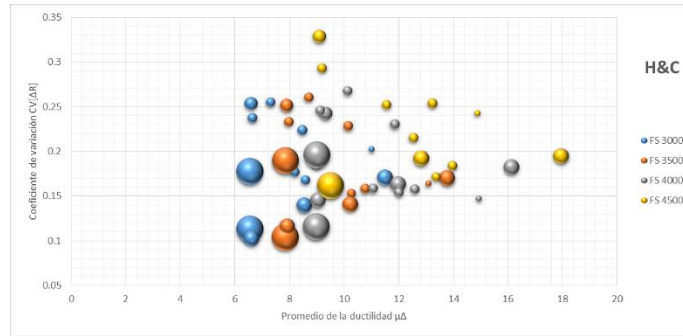


(b)

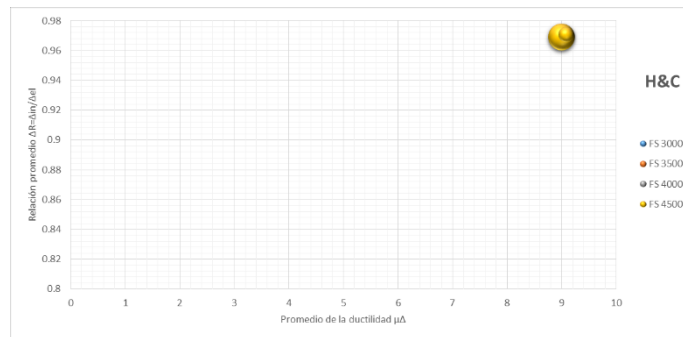


(c)

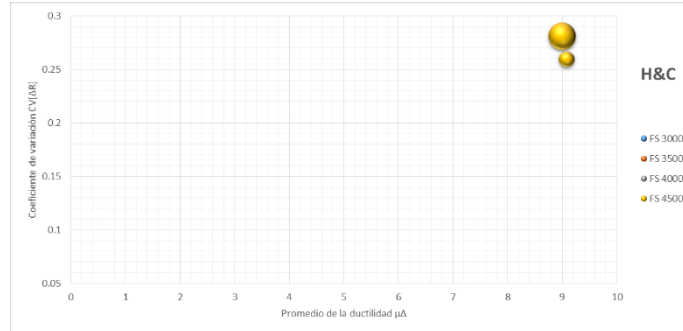




(d)



(e)



(f)

FIGURA 6.22 Resultados del método de H&C en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

6.2.2.5 Método propuesto por Ou et al.

La gráfica 6.23 contiene los resultados de los análisis cuando el método de Ou es aplicado en dirección longitudinal de los puentes. La figura 6.23(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.23(b) sus respectivos coeficientes de variación.

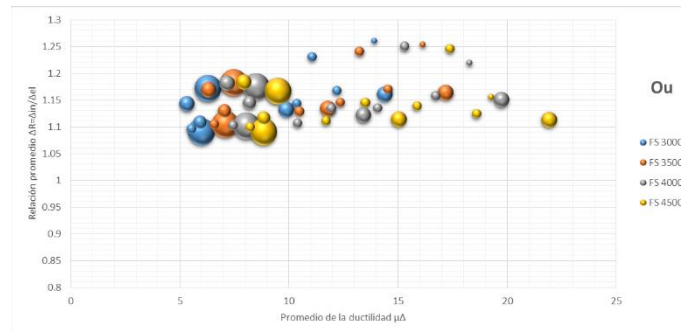


En la figura 6.23(a) se observa que al usar este método todos los valores de la relación Δ_R son subestimados en una clara tendencia en línea recta entre los valores de la relación Δ_R de 1.10 a 1.20. Una segunda rama se separa de la tendencia principal acercándose en un valor de la relación Δ_R de 1.25. No se aprecia influencia por parte de la intensidad o la relación de rigideces K .

La figura 6.23(b) muestra que el valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ disminuye para ductilidades menores a 15, después de este valor, los resultados presentan un bifurcación en donde la rama superior vuelve a crecer rápidamente en función de la ductilidad, y la rama inferior sigue disminuyendo con la misma tendencia anterior. En general, a mayor relación de rigideces K , menor es el valor de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, y no se observa influencia de la intensidad.

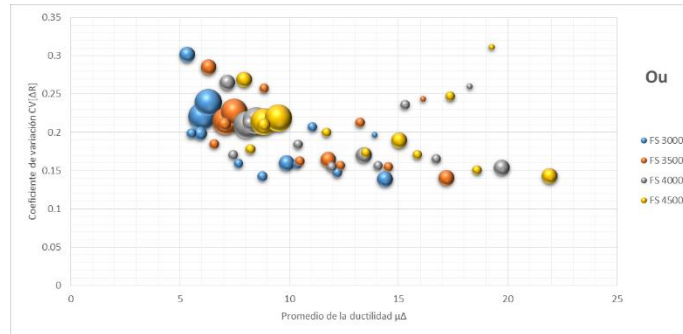
Se presenta los resultados obtenidos cuando el método de O_u es utilizado en dirección transversal de los puentes en la figura 6.24. Se presentan las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.24(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.24(b).

En la figura 6.24(a) al igual que en la dirección longitudinal todos los valores de la relación Δ_R son subestimados, y se aprecia que para ductilidades menores a 10 la mayoría de los resultados se agrupan entre los valores de la relación Δ_R de 1.00 hasta 1.20. A partir de una ductilidad de 8 los resultados se distribuyen entre los valores de 1.10 a 1.40.



(a)



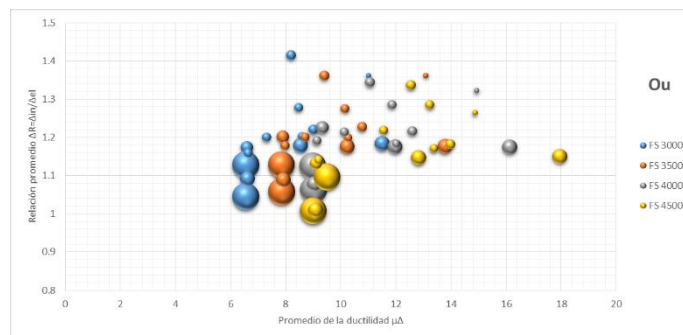


(b)

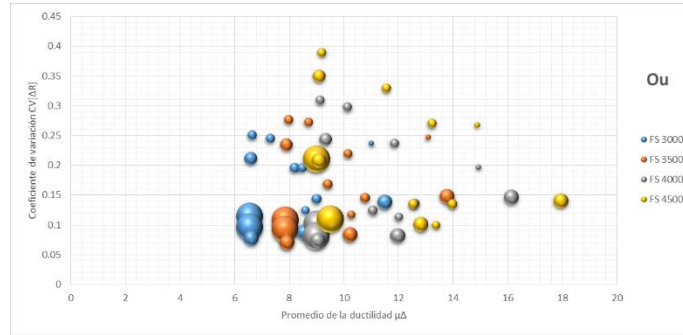
FIGURA 6.23 Resultados del método O_u en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

Entre mayor es el valor de la relación de rigideces K , menor es el valor de la relación Δ_R , y la intensidad no muestra influencia en estas tendencias.

En la figura 6.24(b) se observa que los resultados de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se dividen en dos grupos; en el grupo inferior los resultados se acercan entre los valores de 0.10 a 0.15 en línea recta, y en el grupo superior los coeficientes se distribuyen de manera más irregular entre los valores 0.20 a 0.40. En general, entre mayor sea la intensidad, mayor es el valor de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, caso contrario al valor de la relación de rigideces que entre mayor sea esta, menor es el valor de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



(a)

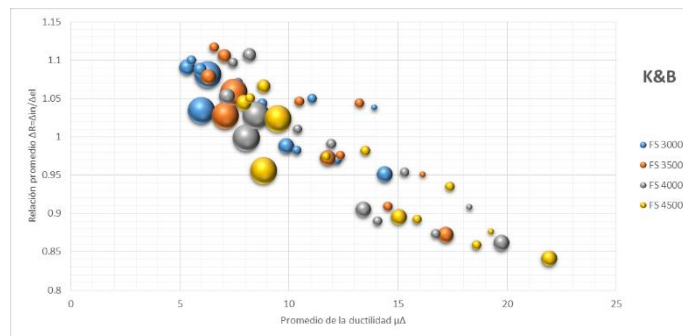


(b)

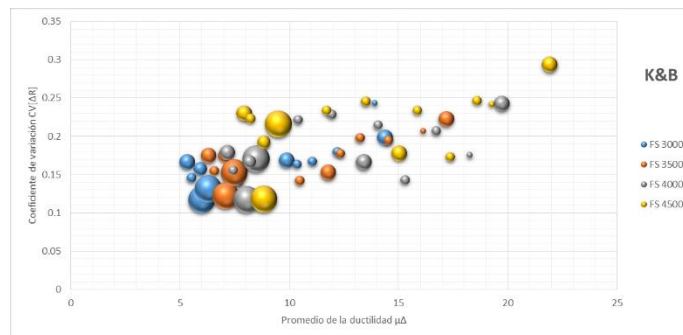
FIGURA 6.24 Resultados del método de Ou en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

6.2.2.6 Método propuesto por Kwan & Billington

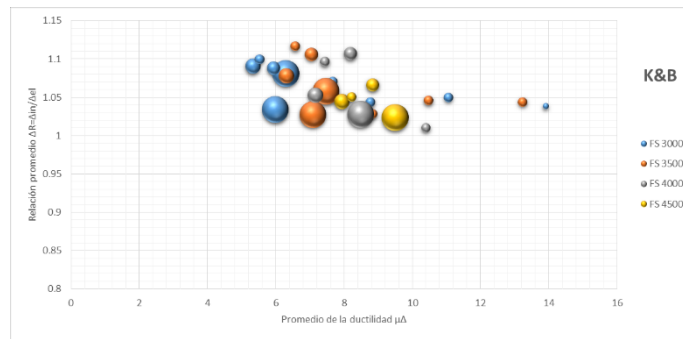
La gráfica 6.25 muestra los resultados del método K&B cuando los puentes fueron analizados en la dirección longitudinal. La figura 6.25(a) contiene las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y la figura 6.25(b) sus respectivos coeficientes de variación.



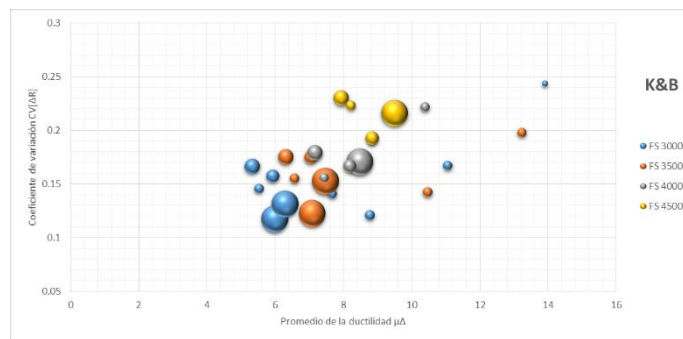
(a)



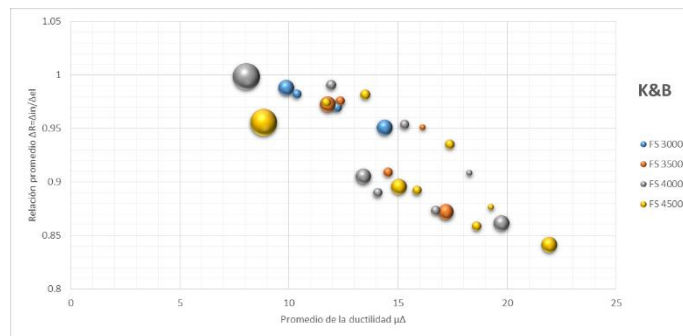
(b)



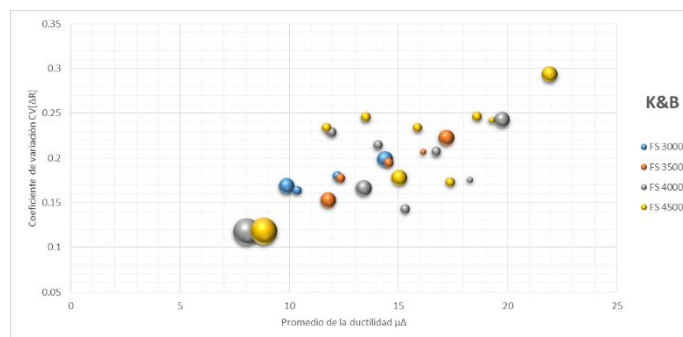
(c)



(d)



(e)





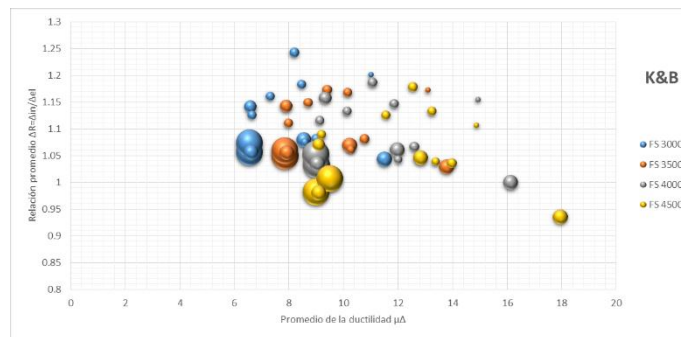
(f)

FIGURA 6.25 Resultados del método de K&B en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

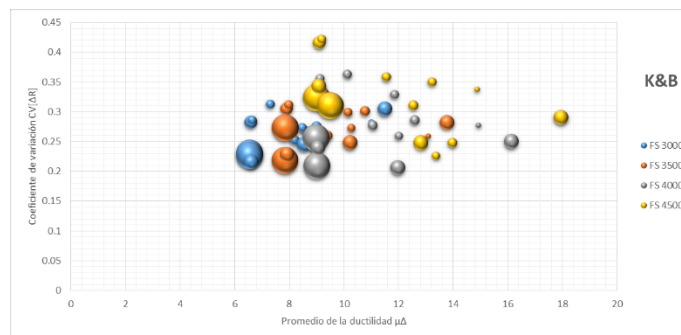
En la figura 6.25(a) se observa que los resultados de la relación Δ_R comienzan en la zona de subestimación en un valor de relación Δ_R de 1.10 y que va disminuyendo rápidamente en función de la ductilidad hasta llegar a un valor de relación Δ_R de 0.85. No se observa influencia por parte del nivel de intensidad o de la relación de rigideces K.

En la figura 6.25(b) se observa una clara tendencia lineal del valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ en función de la ductilidad, y en general aumenta el valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ con el aumento en la intensidad. No se aprecia influencia por parte de la relación de rigideces K.

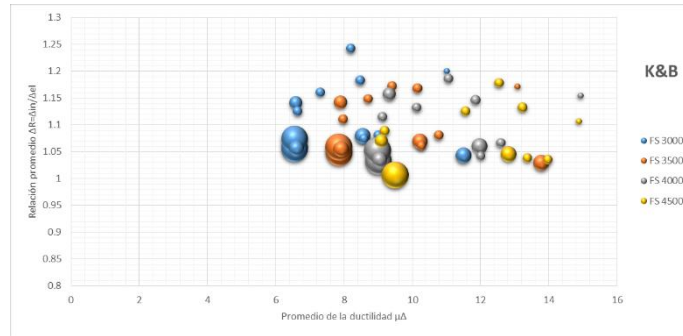
Dividiendo en dos cada una para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación se obtienen las figuras 6.25(c, d, e y f). La sección de subestimación muestra valores de la relación Δ_R , para ductilidades menores a 10, entre 1.00 y 1.10. Para valores mayores a 10, se distinguen algunos casos con un valor de la relación Δ_R de 1.05.



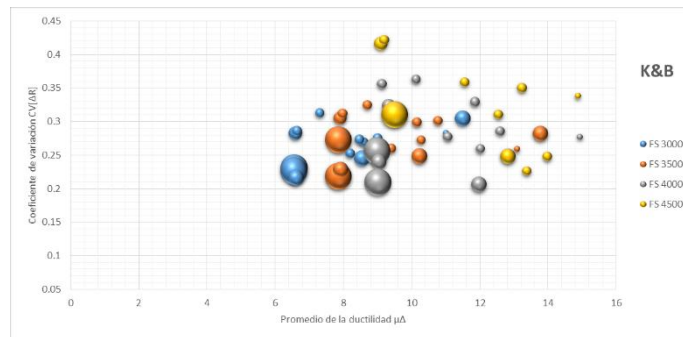
(a)



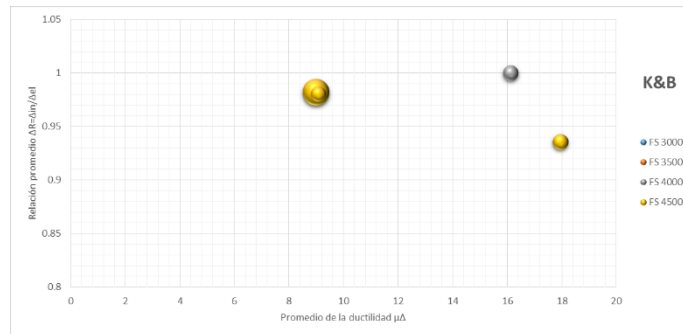
(b)



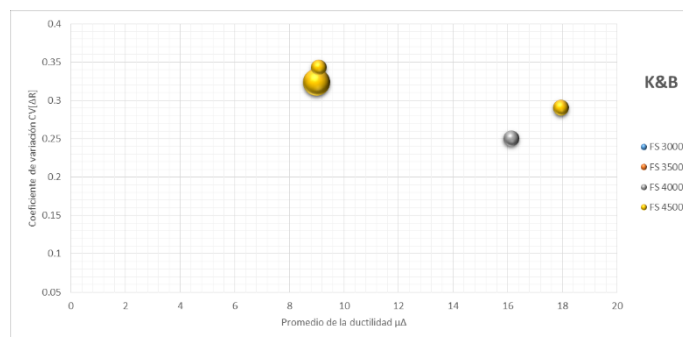
(c)



(d)



(e)





(f)

FIGURA 6.26 Resultados del método de K&B en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

Los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se distribuyen en un intervalo de 0.1 a 0.25. En la zona de sobrestimación se aprecia de manera más marcada las tendencias descritas en las gráficas generales tanto para la relación Δ_R como para coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

Los resultados del método K&B en dirección transversal de los puentes se muestran en la figura 6.26. Se presentan las relaciones de aproximación Δ_R en la figura 6.26(a) y sus respectivos coeficientes de variación en la figura 6.26(b).

La figura 6.26(a) no muestra ninguna tendencia en particular para ductilidades menores a 10, pero mayores a esta se observa para varios casos una tendencia lineal que va disminuyendo como función de la ductilidad. También se aprecia una ligera disminución en el valor de la relación Δ_R cuando crece la intensidad y también cuando aumenta la relación de rigideces K.

En la figura 6.26(b) se aprecia que para ductilidades menores a 10 los resultados de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se distribuyen en un intervalo de 0.20 a 0.40, con dos casos cercanos a 0.50. A partir de una ductilidad de 10 los coeficientes son cercanos 0.30. Se aprecia un aumento en el valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ conforme crece la intensidad, más no se aprecia influencia por parte de la relación de rigideces K.

Al dividir cada zona para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación se obtienen las figuras 6.26(c, d, e y f). En la parte de subestimación los valores de la relación Δ_R se encuentran distribuidos en un intervalo desde la unidad hasta un valor de 1.25. Sus coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se encuentran distribuidos en un intervalo desde 0.25 hasta 0.45. En la zona de sobrestimación, los resultados se encuentran cercanos a la unidad, y sus respectivos coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ se encuentran en general en el intervalo de 0.25 a 0.35.

6.2.2.7 Método propuesto por Guyader & Iwan

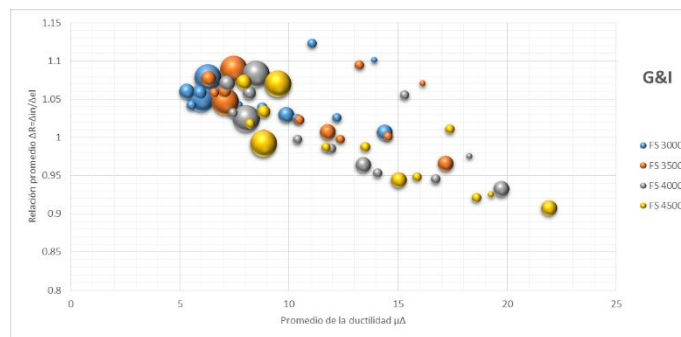
La figura 6.27 presenta las relaciones de aproximación Δ_R [figura 6.27(a)] y sus respectivos coeficientes de variación [figura 6.27(b)], correspondientes al método G&I en la dirección longitudinal de los modelos.



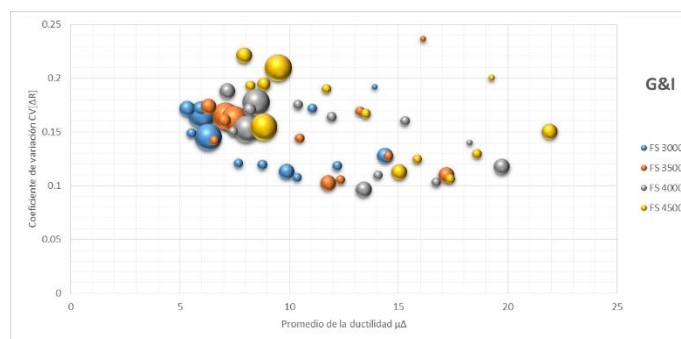
En la figura 6.27(a) se observa una tendencia lineal como función de las demandas de ductilidad. En la ductilidad de 10 se distingue la zona que subestima el desplazamiento máximo de la zona que la sobrestima. Ductilidades mayores presentan una segunda rama que se mantiene en zona de subestimación pero conservando la tendencia principal.

Respecto a la figura 6.27(b), se observa que para ductilidades menores a 10 los resultados se distribuyen en un intervalo de coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ de 0.10 a más de 0.20, aumentando en función de la ductilidad, mientras que para ductilidades de 10 a 15 el coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ disminuye en todo el intervalo en función de la ductilidad. Para ductilidades mayores de 15 vuelve a incrementarse el valor de coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ conforme crece la ductilidad.

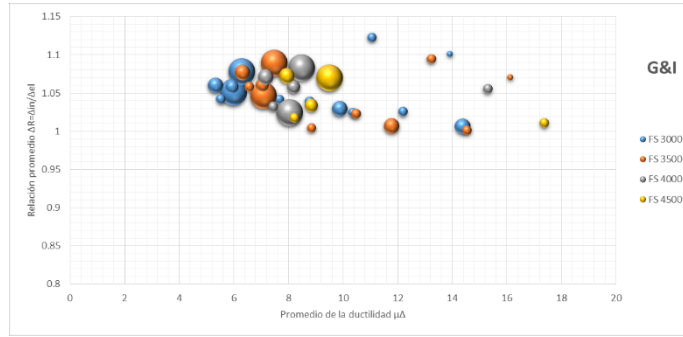
Al dividir las figuras para separar la parte de sobrestimación de la de subestimación, se obtienen las figuras 6.27(c, d, e y f). Se observan dos ramas que disminuyen el valor de la relación Δ_R desde 1.10 a 1.00 en intervalos de ductilidades de 5 a 12 y de 11 a 18.



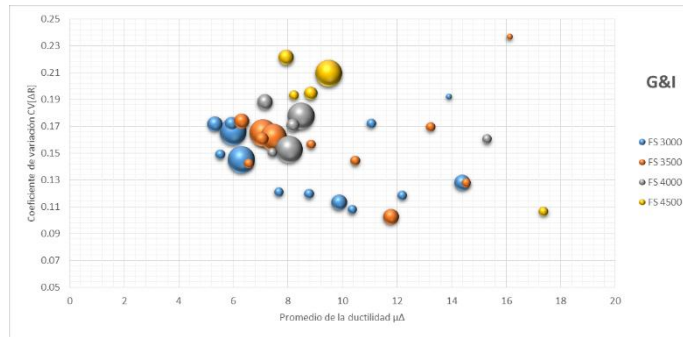
(a)



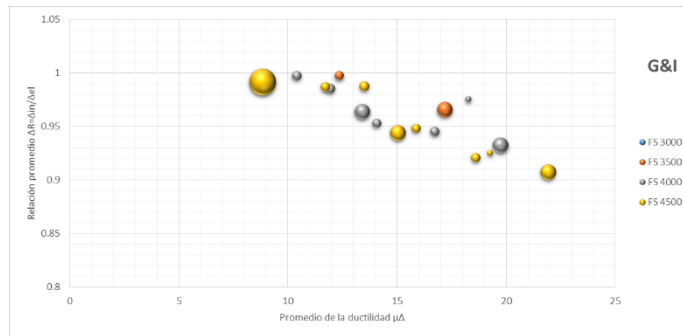
(b)



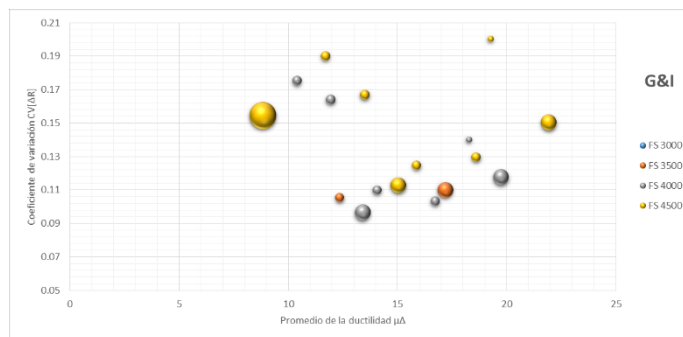
(c)



(d)



(e)



(f)

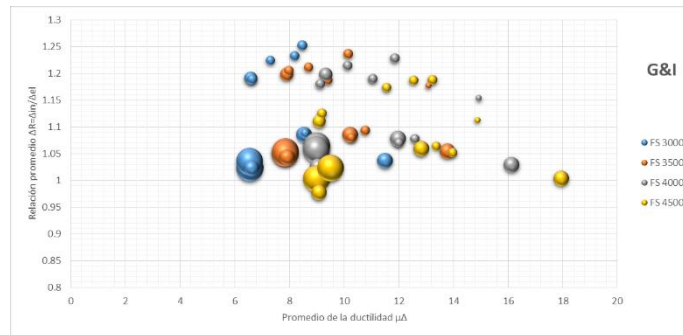


FIGURA 6.27 Resultados del método de G&I en dirección longitudinal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, (c) Relaciones promedio Δ_R en la zona de subestimación, (d) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de subestimación, (e) Relaciones promedio Δ_R en la zona de sobrestimación, (f) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ en la zona de sobrestimación.

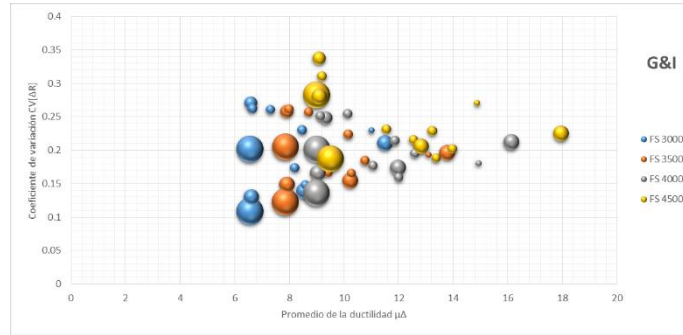
Los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ no presenta ninguna tendencia en particular y se encuentran distribuidos en un intervalo desde 0.10 hasta 0.23. En zona de sobrestimación la tendencia es lineal y varía desde la unidad hasta 0.9 en ductilidades de 9 a 22. Los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se distribuyen en dos grupos de resultados, uno entre ductilidades de 9 a 14 que va de 0.15 a 0.19, y un segundo grupo que se encuentra entre ductilidades de 12 a 22 y que va de 0.09 a 0.15.

De la misma forma, en la figura 6.28 se presentan las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R [figura 6.28(a)] y sus respectivos coeficientes de variación [figura 6.28(b)] del método G&I para la dirección transversal de los puentes.

La figura 6.28(a) se observa que para prácticamente todos los resultados el método subestima el valor de la relación Δ_R , por otra parte se aprecia como los resultados se dividen en dos ramas. La rama inferior contiene resultados con valores altos de la relación de rigideces K los cuales son los más cercanos a la unidad y van de 1.00 a 1.10, mientras que la rama superior se encuentra alrededor de 1.20.



(a)



(b)

FIGURA 6.28 Resultados del método de G&I en dirección transversal. (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

En la figura 6.28(b) se observa que ductilidades menores a 10 distribuyen los resultados en tres ramas; la inferior que aumenta de un valor de coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ de 0.10 a 0.20, una rama intermedia que va recta en un valor de 0.20, y una rama superior que disminuye de un valor de 0.30 a 0.25. A partir de una ductilidad de 10 los valores se acercan a un valor de 0.20.

6.3 Discusiones y comparaciones

En los resultados presentados en la sección anterior se observa que en la dirección longitudinal, todos los métodos lineales equivalentes evaluados tienen tendencias lineales de las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R en función de la ductilidad. Difieren de unas a otras en la pendiente y en el intervalo que se encuentran distribuidos los resultados. Además de la ductilidad, en los resultados también influyen frecuentemente aspectos como la intensidad y la relación de rigideces K ; esta última define a cada modelo no lineal estudiado en este trabajo y representa también el periodo fundamental de cada puente y sus respectivos factores que relacionan la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia de sus modelos histeréticos.

Es importante tener en cuenta que la precisión de cada uno de los métodos lineales equivalentes es afectada por las limitaciones señaladas en la descripción de cada uno de estos, respecto a la demanda de ductilidad y al factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia de sus modelos histeréticos presentados en la sección 1.3.3 de este trabajo. Por ejemplo, el método Kow es recomendado para modelos con sistemas histeréticos cuyo factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia sea de $\alpha=0.05$, mientras que los modelos aquí estudiados se encuentran en un intervalo desde $\alpha=0.10$ hasta $\alpha=0.26$.



De acuerdo con los resultados obtenidos de las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R , los métodos se agrupan en tres:

- i. Los métodos que subestiman los desplazamientos (valores de la relación Δ_R mayores a la unidad) para ductilidades pequeñas y que pasan a la zona de sobrestimación (valores de la relación Δ_R menores a la unidad) al crecer la ductilidad. Dentro de este grupo se encuentran los métodos: R&H, IWAN, H&S, H&C, K&B y G&I.
- ii. Los métodos en el que todos sus resultados se encuentran en la zona de subestimación (valor de la relación Δ_R mayor a la unidad). En este grupo se ubican los métodos: JPWRI, I&G y Ou.
- iii. Los métodos en el que todos sus resultados se encuentran en la zona de sobrestimación (valor de la relación Δ_R menor a la unidad). Aquí se localizan los métodos: G&S, Kow, J&C y D&B.

En las siguientes gráficas se presentan las curvas del periodo equivalente T_{eq} y porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} de los distintos métodos aislados en sus respectivos grupos. Las ecuaciones se evalúan en un intervalo de demanda de ductilidad μ similar al obtenido de los resultados, que va desde $\mu=5$ hasta $\mu=22$, y un valor de factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia promedio de los 14 modelos analizados igual a $\alpha=0.17$. El método J&O al presentar la mayoría de sus resultados cercanos a la unidad en un intervalo de la relación Δ_R entre 0.95 y 1.05, no pertenece a ninguno de los grupos establecidos, por lo que se opta por presentarlo en las gráficas de los tres grupos para contrastar este método.

La figura 6.29 presenta las curvas del periodo equivalente T_{eq} de los métodos lineales del primer grupo y la figura 6.30 presenta las curvas del porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente de los mismos.

De las figuras 6.29 y 6.30 se aprecia que para una ductilidad de $\mu=5$ el periodo equivalente se encuentra entre $T_{eq}=1.45T_0$ (Iwan) y $T_{eq}=1.80T_0$ (K&B) y el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente está entre $\xi_{eq}=0.148$ (H&S) hasta $\xi_{eq}=0.30$ (R&H). Para esta ductilidad, la relación Δ_R se encuentra en el intervalo de $\Delta_R=1.02$ (H&S) hasta $\Delta_R=1.17$ (R&H).

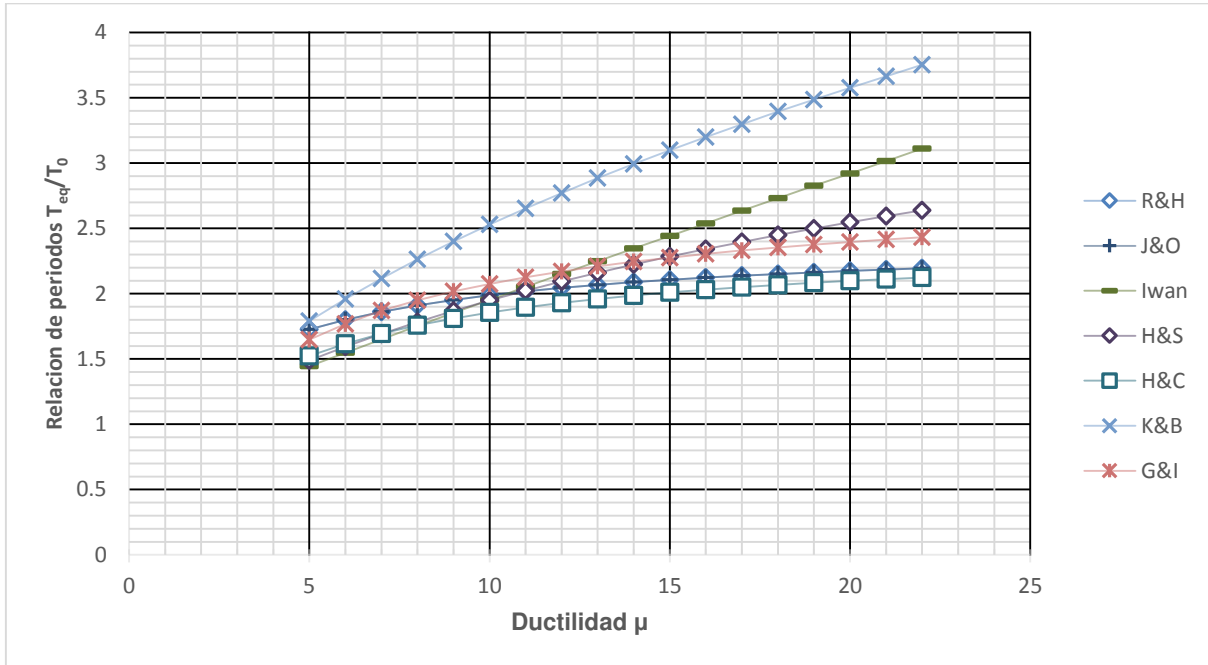


FIGURA 6.29 Comparación del T_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo i.

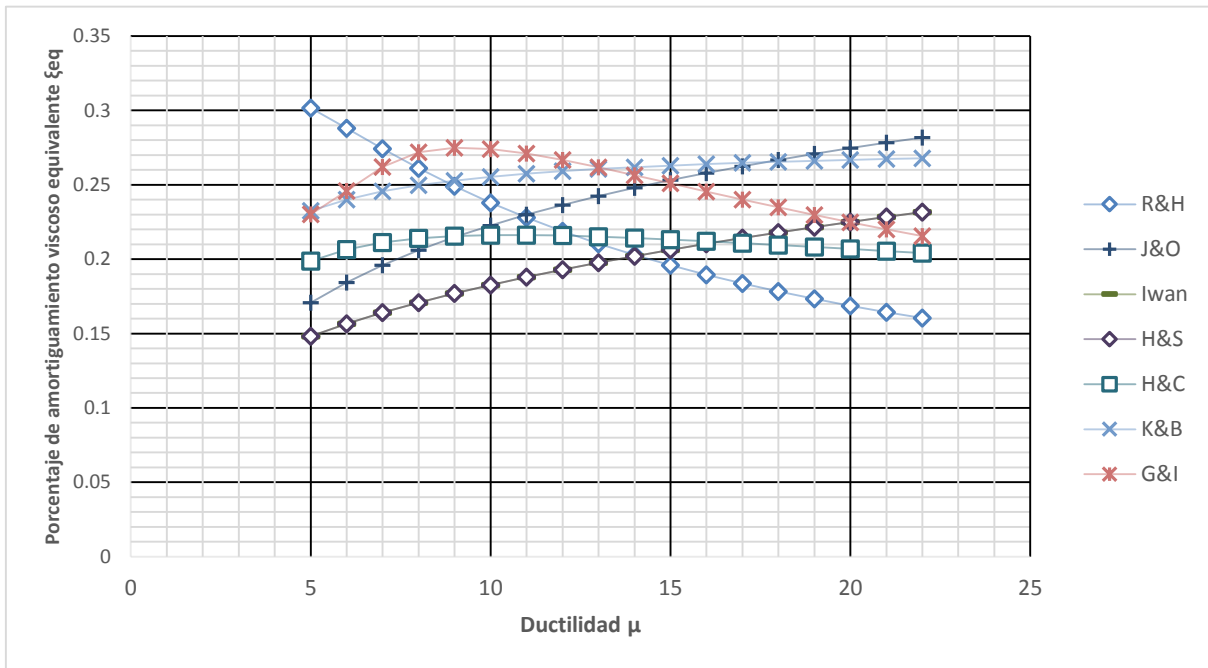


FIGURA 6.30 Comparación del ξ_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo i.

Para una ductilidad de $\mu = 22$ el periodo equivalente se encuentra entre $T_{eq} = 2.12T_0$ (H&C) y $T_{eq} = 3.75T_0$ (K&B) y el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente está entre $\xi_{eq} = 0.16$ (R&H) y $\xi_{eq} = 0.27$ (K&B). Se excluye al método J&O debido a



que originalmente no se encuentra en este grupo. Para esta ductilidad, la relación Δ_R se encuentra en un intervalo desde $\Delta_R=0.81$ (Iwan) hasta $\Delta_R=0.96$ (H&C).

En la tabla 6.2 se presentan valores de ductilidad μ , periodo equivalente T_{eq} y porcentaje de amortiguamiento viscoso ξ_{eq} cuando el valor de Δ_R de los diferentes métodos lineales cruza la unidad.

TABLA 6.2 Valores de los métodos del grupo i cuan cruzan el valor de $\Delta_R=1$.

Método	Ductilidad μ	Periodo equivalente T_{eq}/T_0	Porcentaje de amortiguamiento equivalente ξ_{eq}
R&H	17-18	2.15	0.18
Iwan	7	1.65	0.164
H&S	7	1.7	0.164
H&C	18-19	2.07	0.208
K&B	10	2.53	0.255
G&I	12-13	2.19	0.264

La figura 6.31 presenta las curvas del periodo equivalente T_{eq} de los métodos lineales del segundo grupo y la figura 6.32 las curvas del porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente de los mismos.

De las figuras 6.31 y 6.32 se observa que, sin incluir al método J&O, para una ductilidad de $\mu= 5$ el periodo equivalente se encuentra entre $T_{eq}=1.28T_0$ (Ou y I&G) y $T_{eq}=1.57T_0$ (JPWRI) y el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente está entre $\xi_{eq}=0.19$ (Ou) y $\xi_{eq}=0.315$ (JPWRI). La relación Δ_R se encuentra en el intervalo de $\Delta_R=1.14$ (Ou) a $\Delta_R=1.24$ (JPWRI).

Similarmente, excluyendo nuevamente al método J&O, una ductilidad de $\mu= 22$ origina un intervalo de periodos de $T_{eq}=1.76T_0$ (Ou y I&G) a $T_{eq}=2.11T_0$ (JPWRI), y porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente entre $\xi_{eq}=0.16$ (G&I) y $\xi_{eq}=0.21$ (Ou). La relación Δ_R se encuentra en el intervalo de $\Delta_R =1.04$ (JPWRI) a $\Delta_R=1.11$ (Ou).

Es interesante observar las diferentes tendencias de las curvas de ductilidad equivalente de los métodos. En la figura 6.32, dos de los métodos (JPWRI y I&G) reducen el amortiguamiento equivalente al incremental la ductilidad, uno de ellos es poco sensible a la ductilidad (Ou) y el último incrementa el amortiguamiento al crecer la ductilidad (J&O).

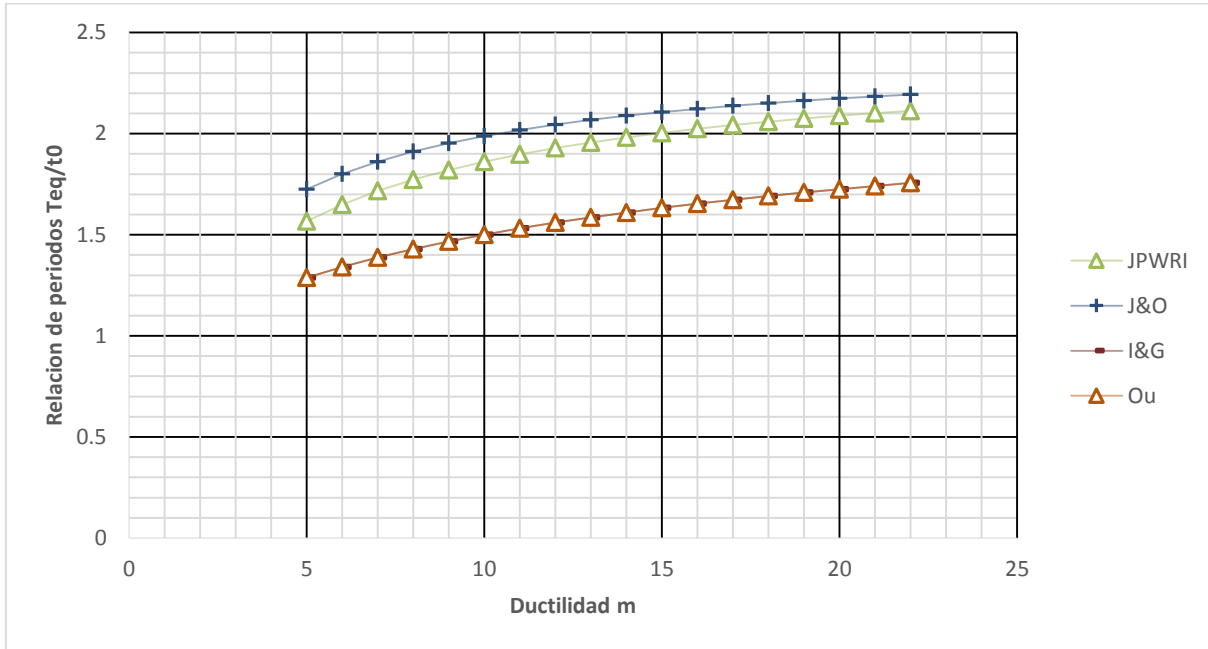


FIGURA 6.31 Comparación del T_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo ii.

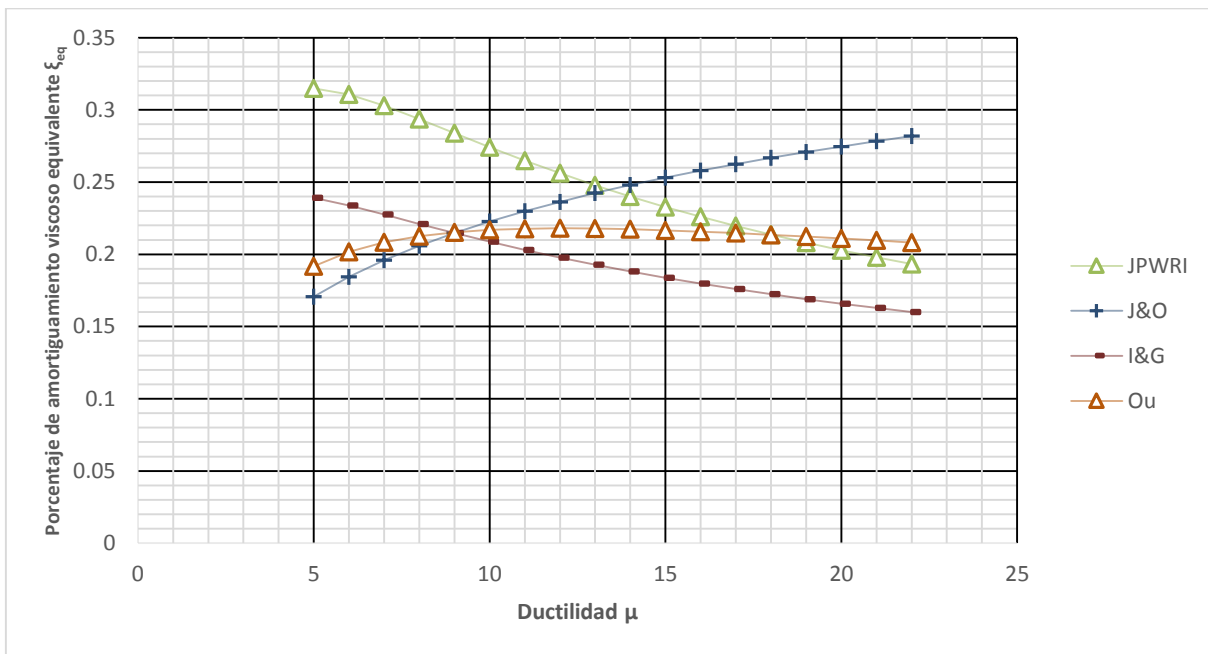


FIGURA 6.32 Comparación del ξ_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo ii.

En la figura 6.33 se presentan las curvas del periodo equivalente T_{eq} de los métodos lineales del tercer grupo y en la figura 6.34 las curvas del porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente de los mismos.



En las figuras 6.33 y 6.34 se observa que para una ductilidad de $\mu= 5$ todos los métodos producen el mismo periodo equivalente T_{eq} para todas las ductilidades ya que en este grupo solo cayeron métodos basados en la rigidez secante y utilizan la misma ecuación (1.9) para calcular el periodo equivalente. El porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente está entre los valores de $\xi_{eq}=0.129$ (Kow) y $\xi_{eq}=0.202$ (D&B), mientras que la relación Δ_R se encuentra en el intervalo de $\Delta_R =0.84$ (Kow) a $\Delta_R=0.99$ (G&S).

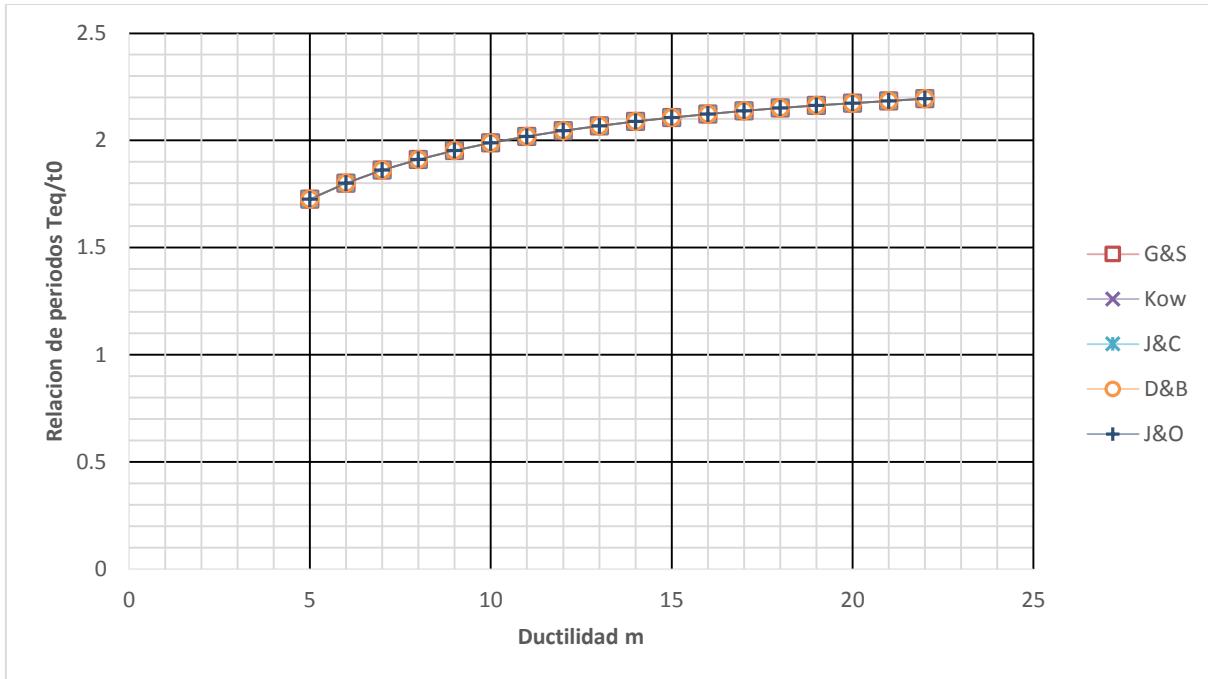


FIGURA 6.33 Comparación del T_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo iii.

Para una ductilidad de $\mu= 22$ el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente está entre $\xi_{eq}=0.058$ (Kow) y $\xi_{eq}=0.207$ (G&S), mientras que la relación Δ_R se encuentra en el intervalo de $\Delta_R =0.73$ (Kow) a $\Delta_R=0.91$ (G&S).

Con base en lo anterior, el método más inadecuado en la zona de ductilidades bajas del grupo i, es el de R&H, mientras que el más adecuado es el de H&S. Para ductilidades grandes el método menos adecuado es el de Iwan mientras que el más adecuado es el de H&C, esto parece ser consistente al observar sus respectivos coeficientes de variación.

Para el grupo ii se deduce que para ductilidades bajas el peor método es el de JPWRI mientras que el más adecuado es el de Ou. Para ductilidades grandes el método menos adecuado es el de Ou y el más adecuado es el de JPWRI. Finalmente, En el grupo iii se deduce que para ductilidades bajas el peor método es el de Kow mientras que el mejor es el de G&S. Para ductilidades grandes el



peor método es el de Kow mientras que el mejor es el de G&S, consistente también con los coeficientes de variación.

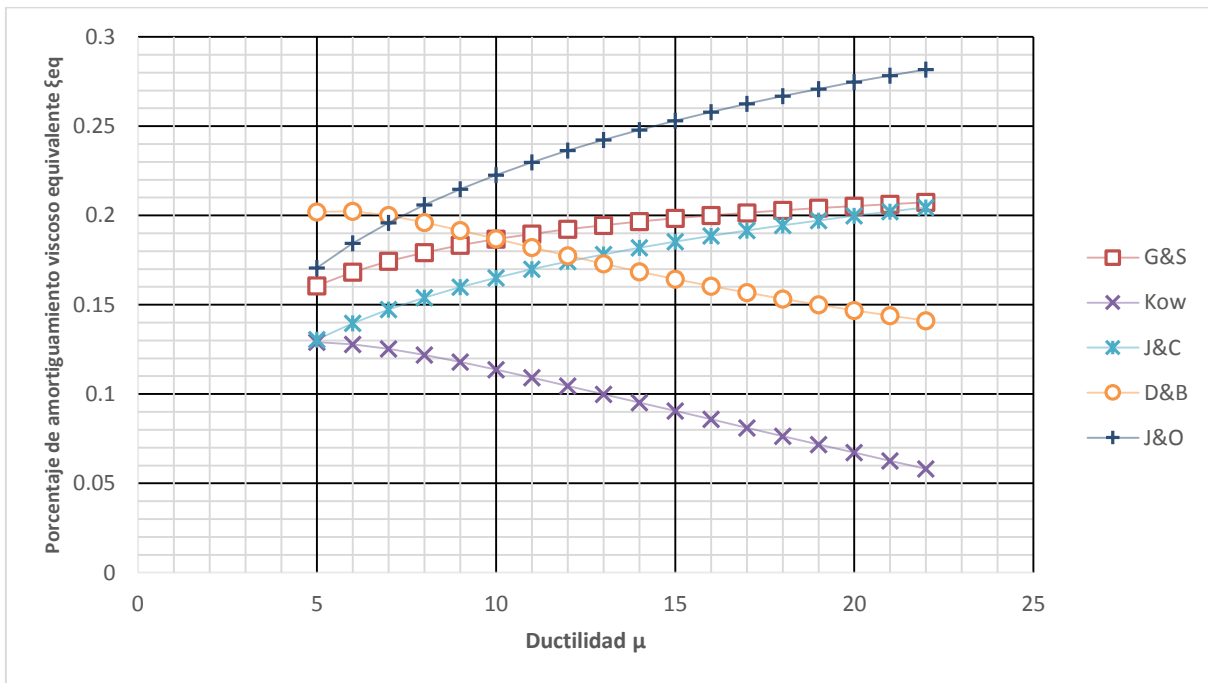
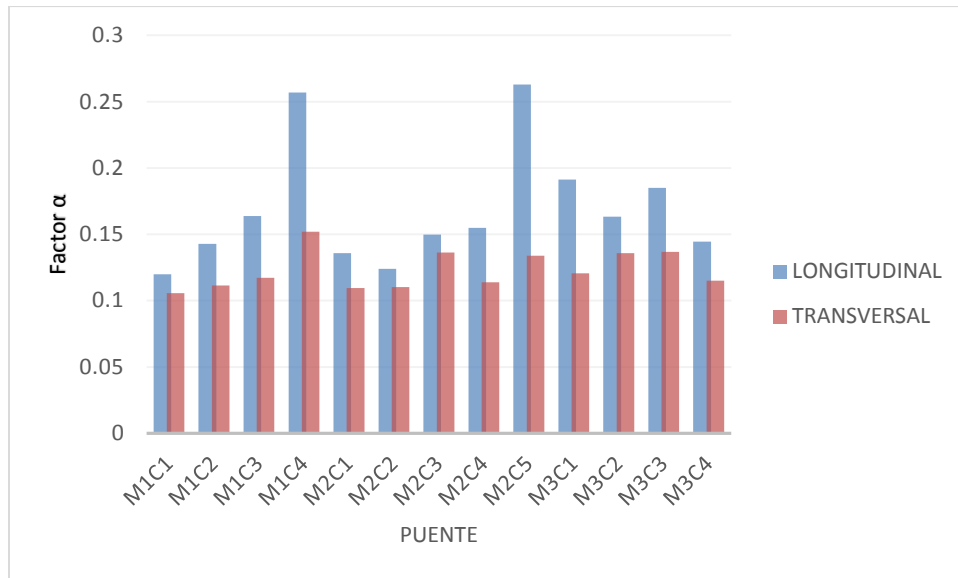


FIGURA 6.34 Comparación del ξ_{eq} calculado por los métodos lineales equivalentes del grupo iii.

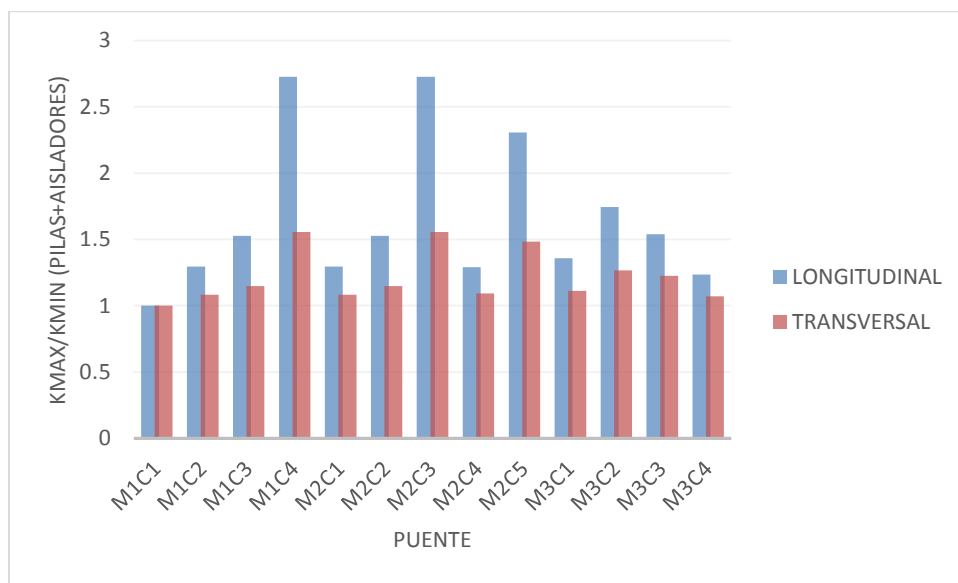
Observando el comportamiento general de las gráficas se concluye que el método menos adecuado para predecir el desplazamiento máximo inelástico en puentes aislados con irregularidad en altura es el método Kow. No obstante debe recordarse que algunas de las limitaciones del método no se cumplen cabalmente. Sin embargo, algunos de los métodos con mejor comportamiento, como el H&S y H&C, tienen limitaciones similares a las del método Kow e incluso mayores.

Cuando los métodos tienen restricción en el factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α , los resultados muestran que la relación Δ_R varía en un intervalo mayor para una misma ductilidad. Este comportamiento fue atribuido a la relación de rigideces K de los modelos cuando se presentaron los resultados de las figuras. Para determinar si existe una relación directa entre la relación de rigideces K y el factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α y el periodo T_0 de cada modelo, se presentan en la figura 6.35 las tres variables para cada modelo de puente.

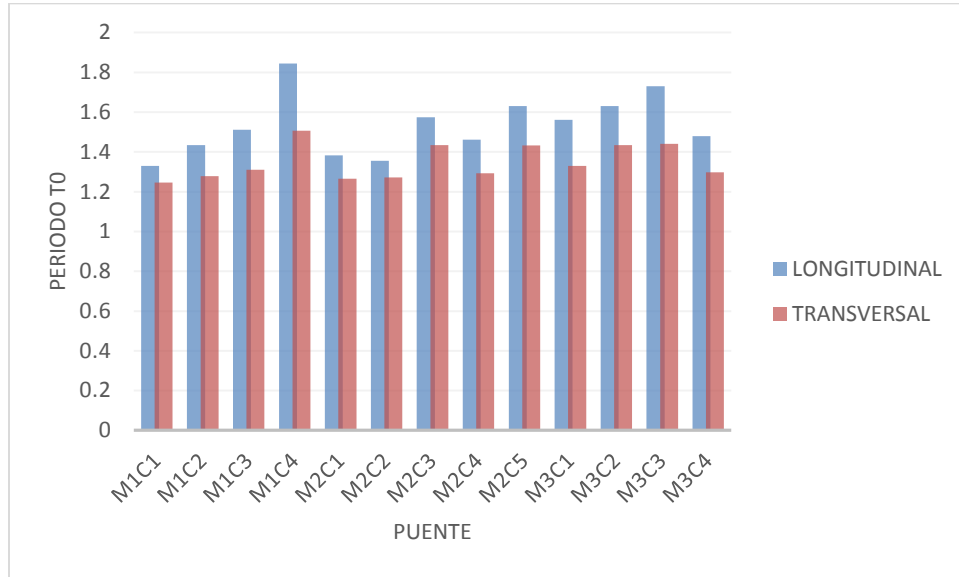




(a)



(b)



(c)

FIGURA 6.35 Comparación de parámetros de los puentes. (a) Factor α , (b) Relación de rigideces $K=K_{max}/K_{min}$ (pilas+aisladores), (c) periodo T_0 .

Aunque no se cumple para todos los casos se observa que en general la relación de rigideces K es directamente proporcional al factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α y al periodo T_0 .

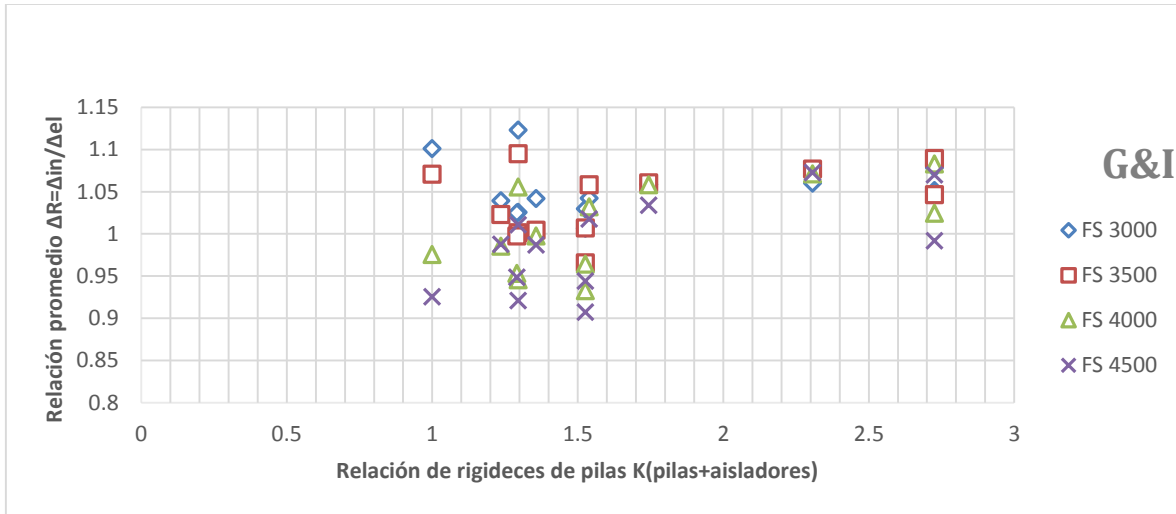
Respecto al método más adecuado para predecir el desplazamiento máximo inelástico en puentes aislados con irregularidad en altura, se pueden escoger cuatro de ellos: J&O, H&S, H&C, G&I. Estos métodos son los que más se acercan al valor unitario de la relación Δ_R y tienen en general un valor bajo del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ en todo el intervalo de ductilidades, no obstante que tres de ellos (J&O, H&S y H&C) tienen restricciones respecto al factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α y dos métodos (H&S y G&I) respecto a demanda de ductilidad. Es importante mencionar que tres de estos métodos (J&O, H&S y H&C) fueron derivados utilizando puentes aislados en sus estudios.

Para observar el efecto de la irregularidad en altura de los puentes, las figuras 6.36 a 6.39 presentan nuevamente los resultados de estos métodos colocando en el eje horizontal el valor de la relación de rigideces K (pilas+aisladores).

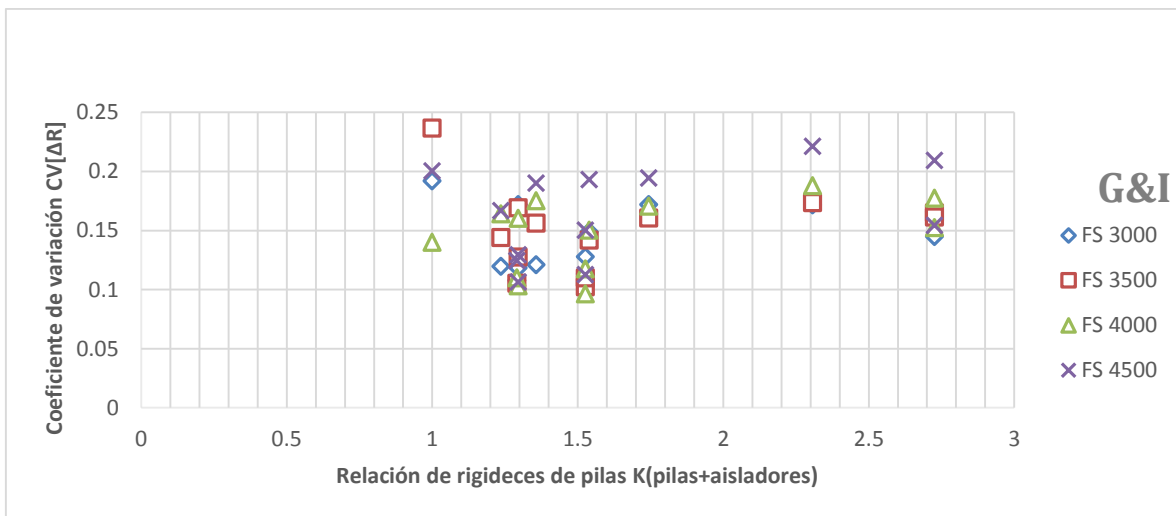
De estas figuras se observa que los valores de la relación Δ_R se distribuyen en un intervalo mayor para relaciones K más pequeñas, excepto para el método J&O donde este intervalo es menor. Lo mismo se obtiene en los valores de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$. Con los métodos G&I y H&C se obtiene que la relación Δ_R disminuye, acercándose a la unidad, para valores de la relación K de 1



a 1.5, para intensidades FS3000 y FS3500, mientras que crece para intensidades FS4000 y FS4500. Para valores de la relación K de 1.5 a 2.5 el valor de la relación Δ_R aumenta para todas las intensidades y a partir de un valor de la relación K de 2.5 el valor de la relación Δ_R vuelve a disminuir. Este comportamiento se presenta también para el valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ aunque de manera más pronunciada, con excepción de la relación de K=1 a K=1.5, donde el coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ disminuye para todas las intensidades.

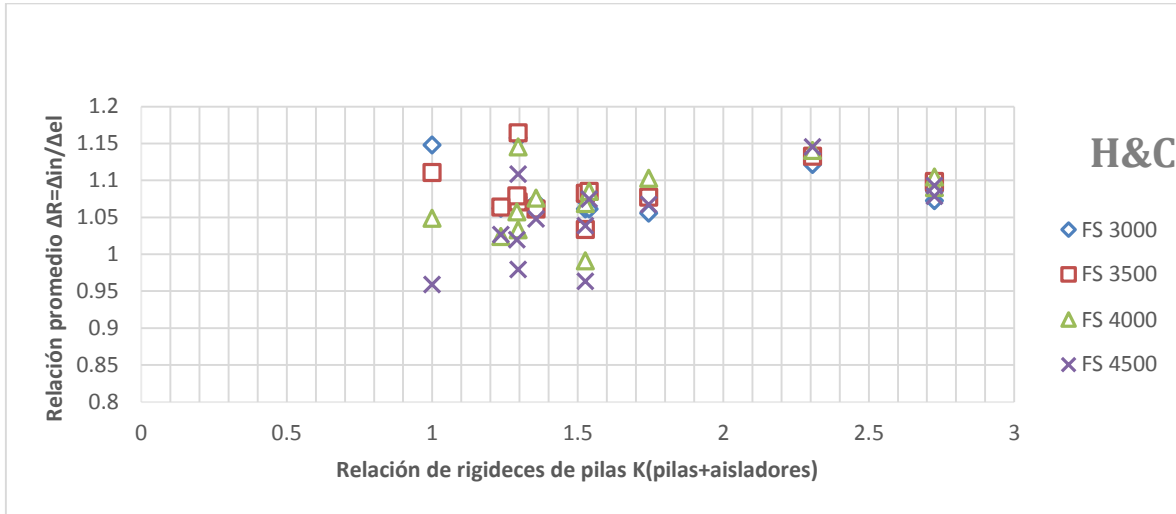


(a)

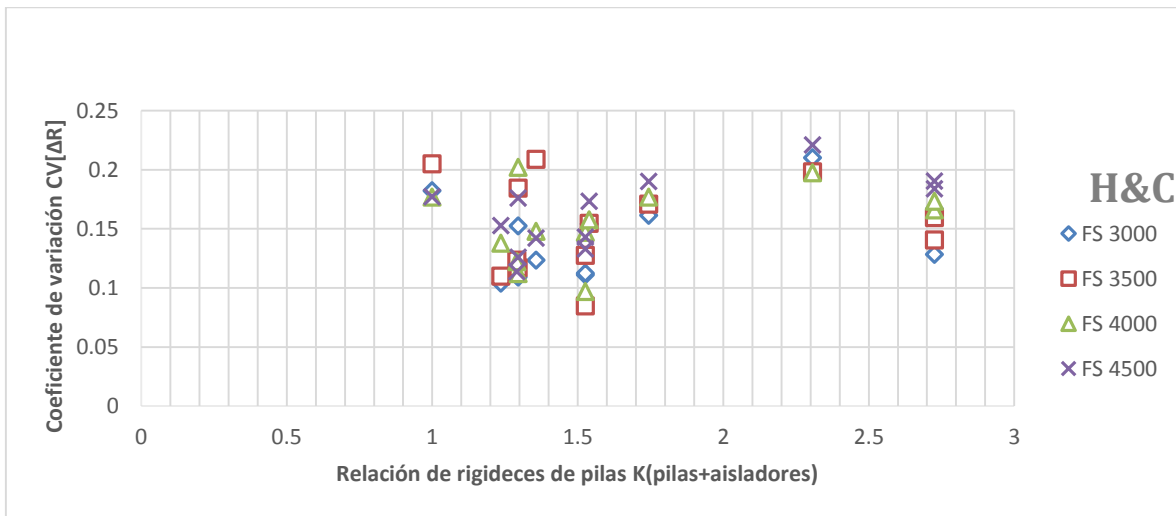


(b)

FIGURA 6.36 Resultados del método de G&I en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



(a)



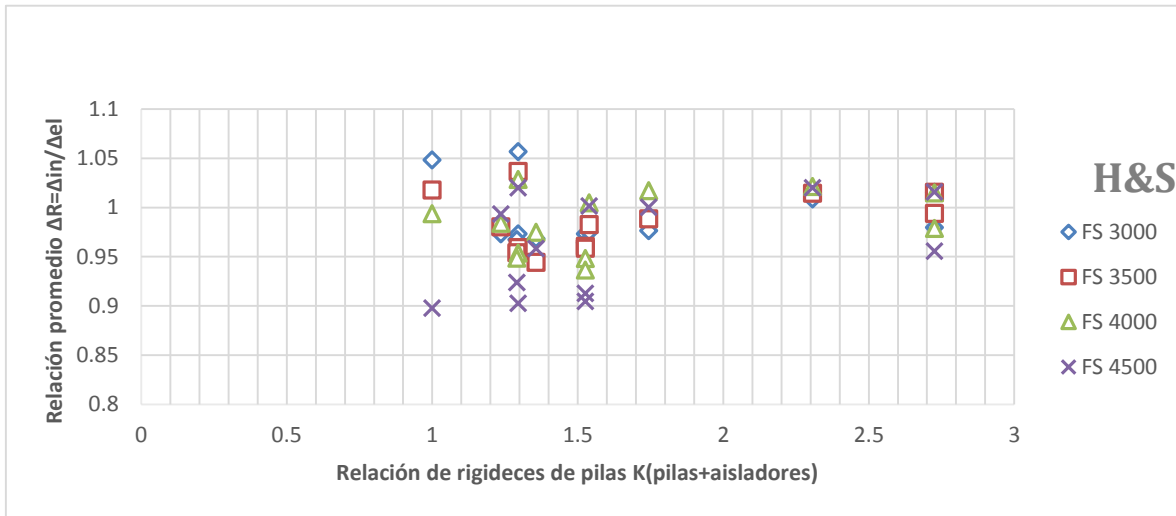
(b)

FIGURA 6.37 Resultados del método de H&C en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

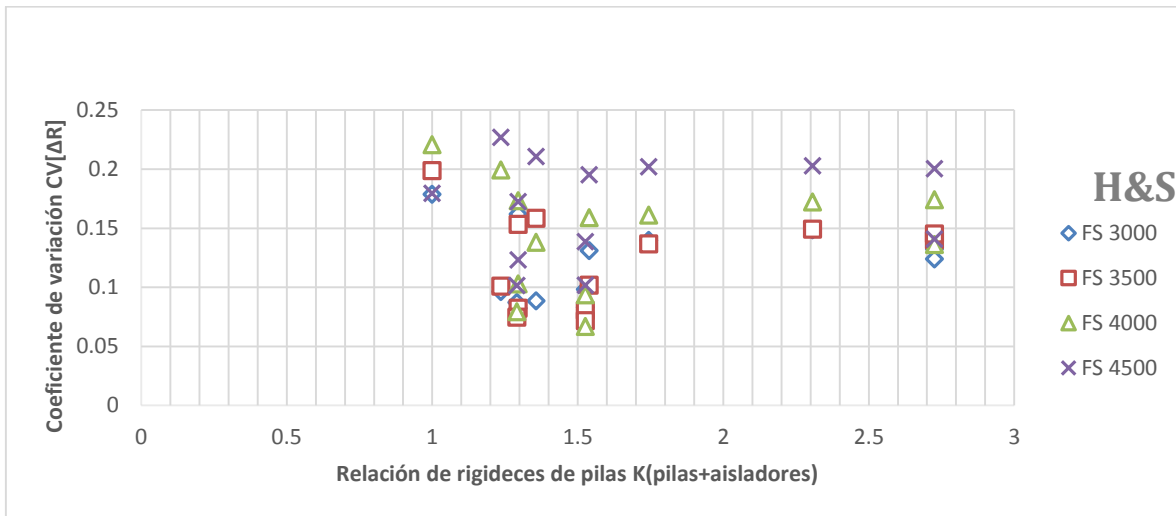
El método H&S presenta algo similar a los métodos anteriores, la única diferencia está en que para valores de la relación K de 1 a 1.5 el valor de la relación Δ_R disminuye alejándose de la unidad para FS300, FS3500 y FS4000, pero aumenta para FS4500. Respecto al método J&O para valores de la relación K de 1 a 1.5 no se observa tendencia en el valor de la relación Δ_R y para valores de la relación de K de 1.5 a 2.5 se observa un ligero aumento en la relación Δ_R pero partir de un valor de relación de K de 2.5 vuelve a disminuir. De lo anterior, se concluye que los métodos G&I y H&C son más precisos para un valor pequeño de la relación de



K (modelos más regulares) mientras que sucede lo contrario en el método H&S y J&O aunque de este último de manera menos marcada.

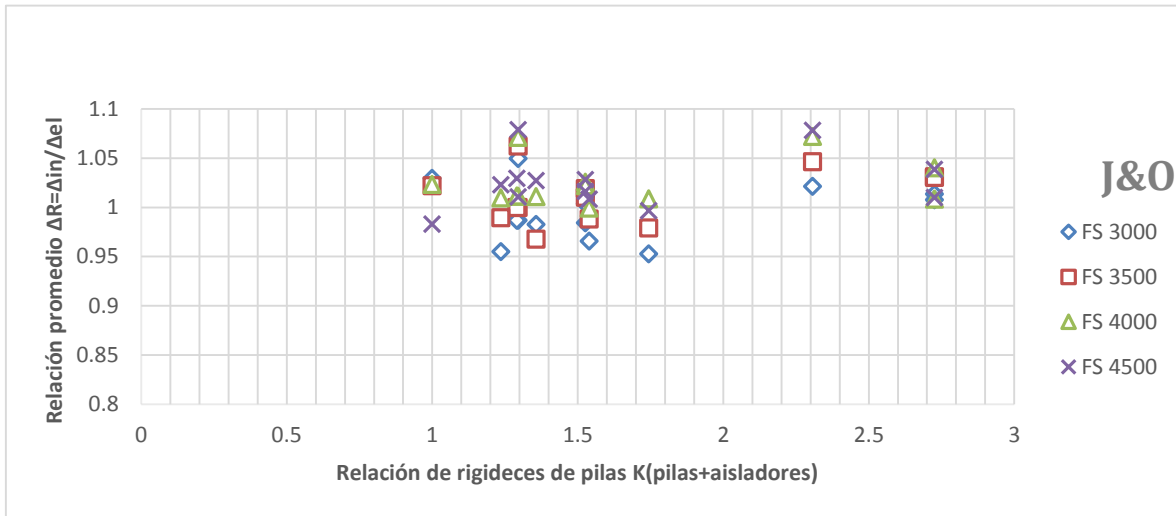


(a)

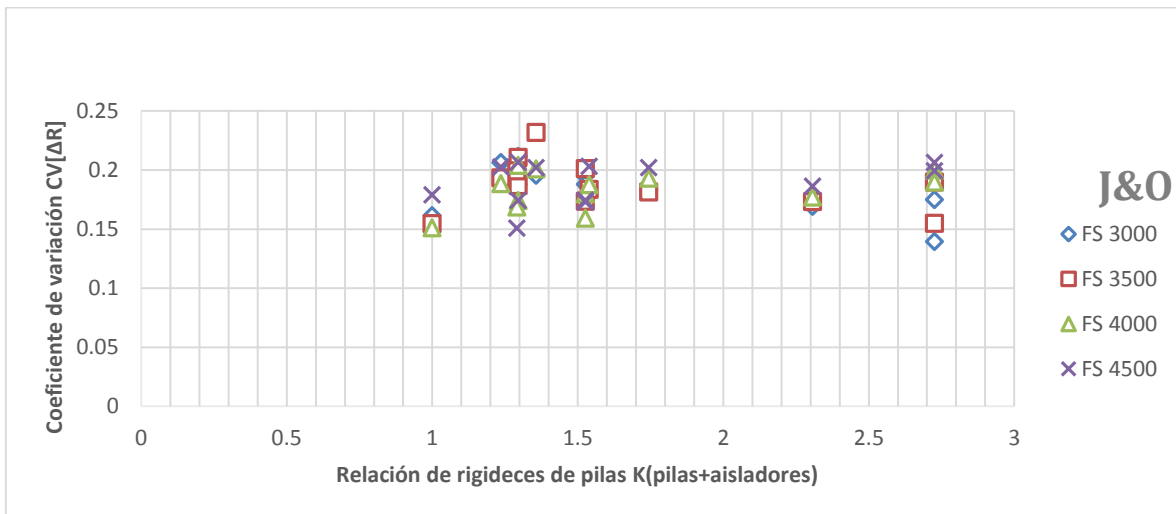


(b)

FIGURA 6.38 Resultados del método de H&S en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



(a)



(b)

FIGURA 6.39 Resultados del método de J&O en dirección longitudinal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

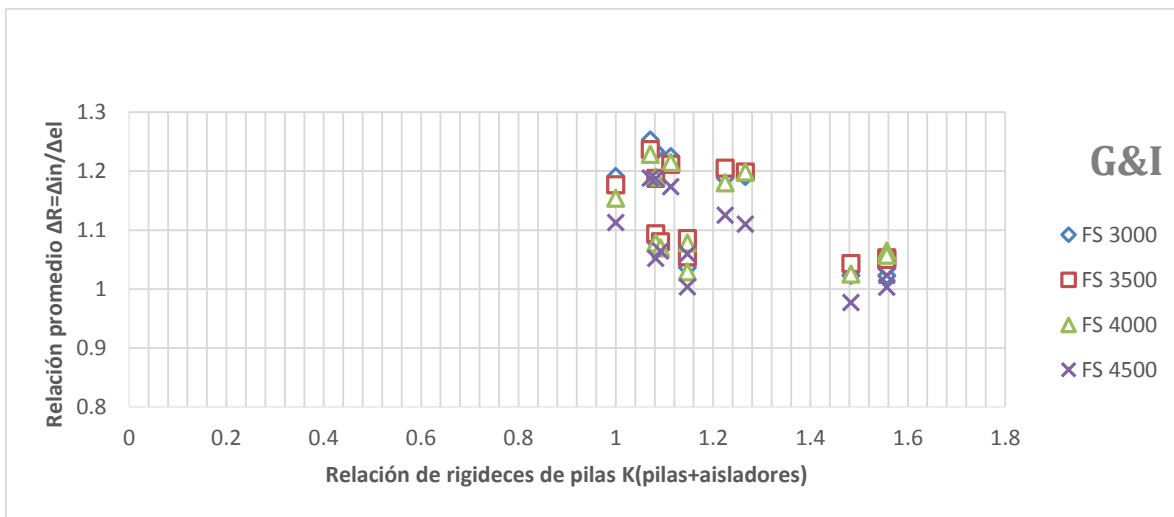
En dirección transversal resulta evidente que todos los métodos son menos eficientes que respecto a la dirección longitudinal, ya que los resultados de la relación Δ_R se encuentran dispersos en intervalos más grandes, y los valores de los coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ son más grandes en todos los casos, llegando en ocasiones a duplicar los obtenidos en dirección longitudinal. Los métodos más adecuados para predecir el desplazamiento máximo inelástico en la dirección transversal siguen siendo los mismos que para la dirección longitudinal: El método J&O, H&S, H&C, G&I, aunque esta vez con menor cercanía a los



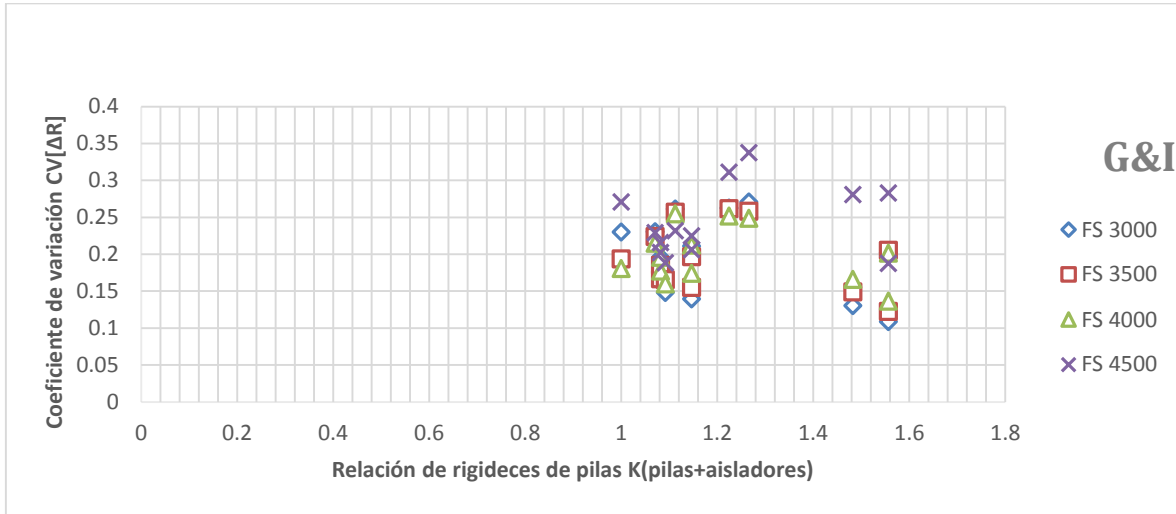
resultados inelásticos. La razón de estas diferencias es muy posible que se encuentre en el hecho de que las pilas en dirección transversal forman marcos, mientras que en dirección longitudinal las pilas se comportan elementos más simples al deformarse como voladizos.

Nuevamente para determinar el efecto de la irregularidad en altura de los puentes, las figuras 6.40 a 6.43 presentan los resultados de estos métodos en dirección transversal.

En esta ocasión, se aprecia una tendencia más clara que cuando fueron analizados los resultados en dirección longitudinal, que además se repite para los cuatro métodos. Conforme aumenta el valor de la relación K se observa claramente una tendencia de disminuir el valor de la relación Δ_R ; los valores de la relación Δ_R tienden a la unidad cuando el valor de la relación K se encuentra alrededor de 1.2. Respecto al coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$, este es mayor que en la dirección longitudinal y la tendencia para estos resultados tiene forma de arco cuya cúpula se encuentra alrededor de un valor de la relación de K de 1.2.

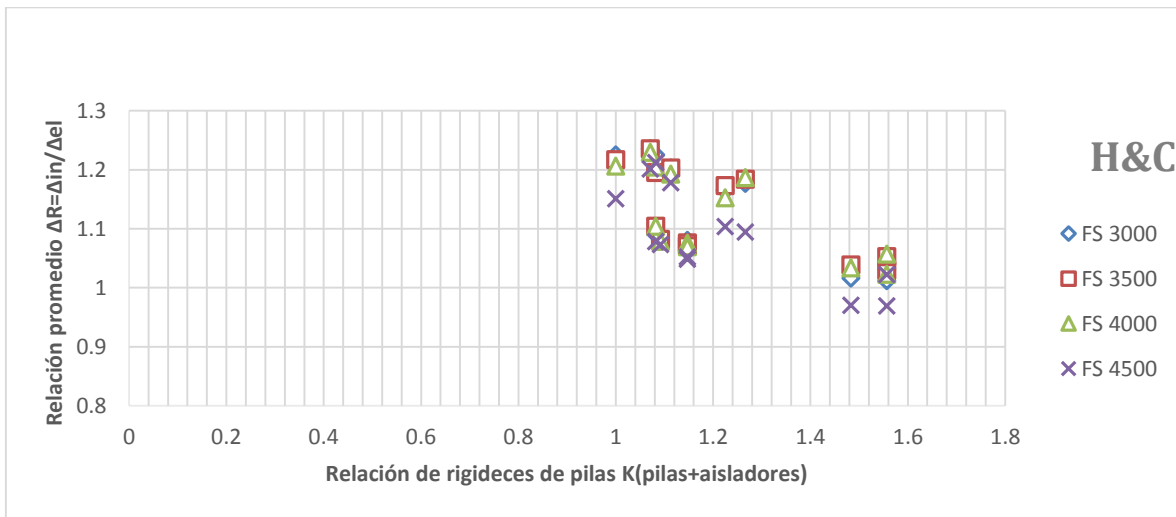


(a)



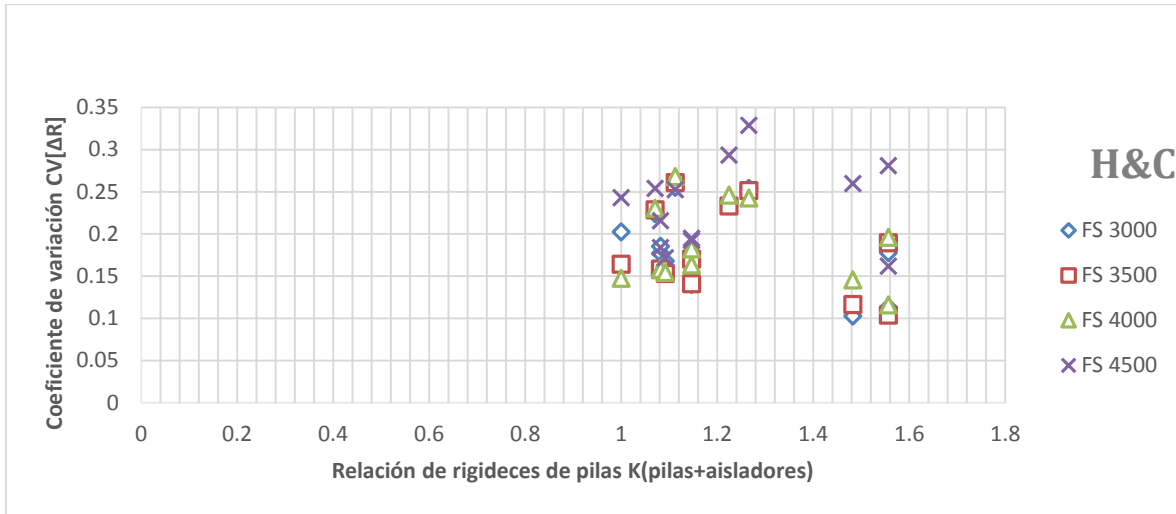
(b)

FIGURA 6.40 Resultados del método de G&I en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



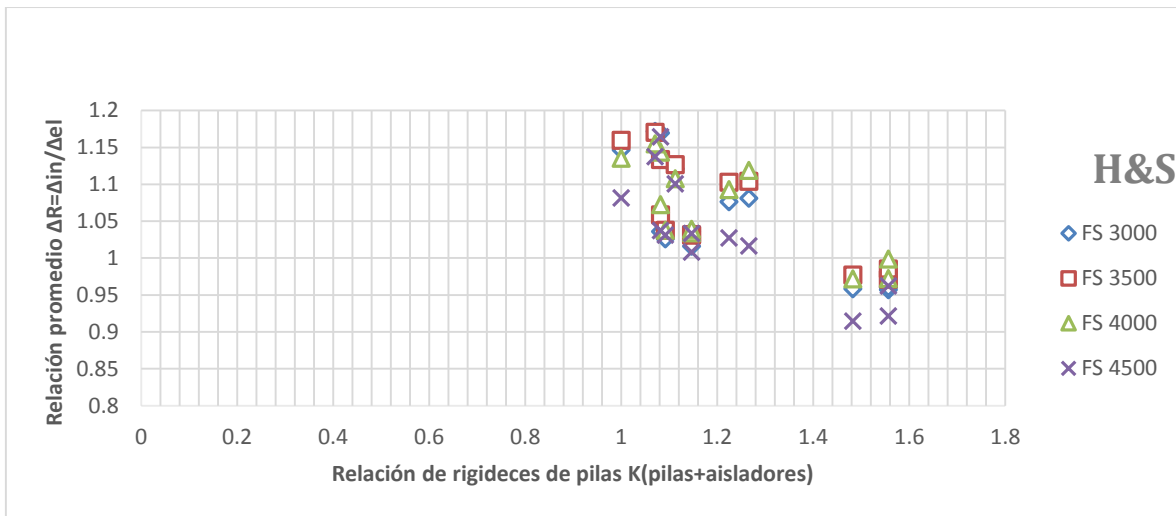
(a)



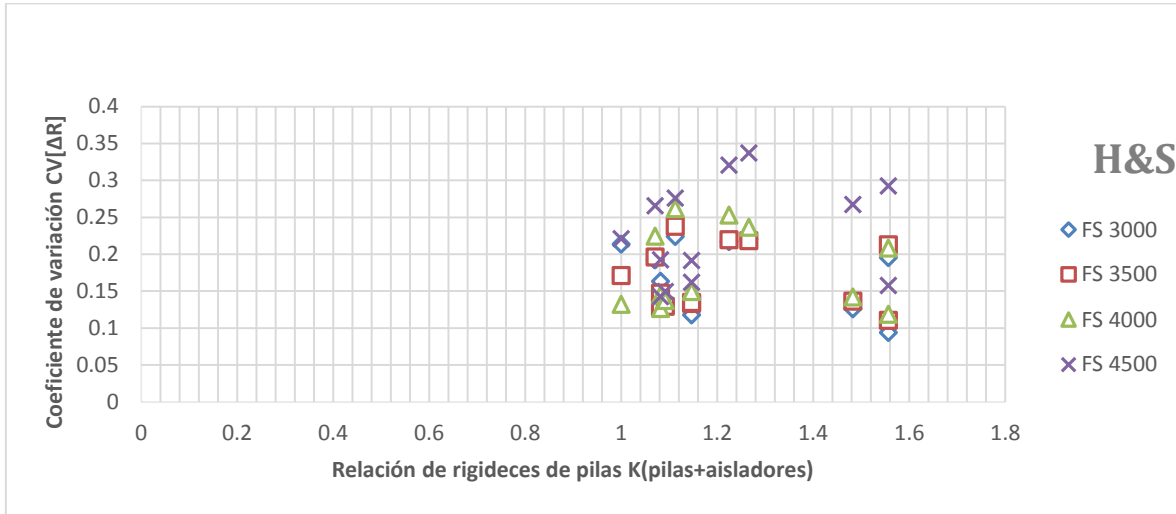


(b)

FIGURA 6.41 Resultados del método de H&C en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

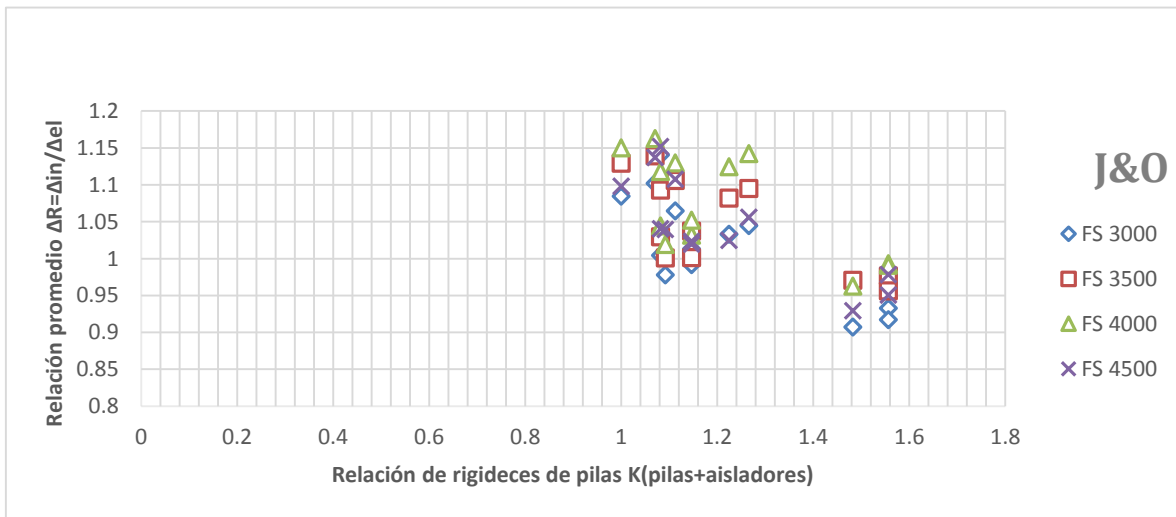


(a)



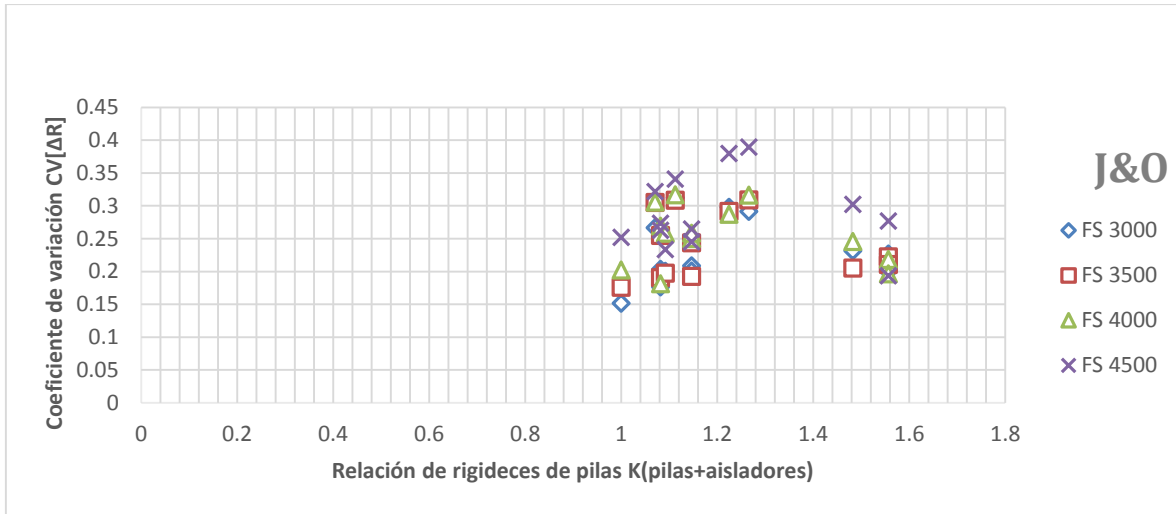
(b)

FIGURA 6.42 Resultados del método de H&S en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.



(a)





(b)

FIGURA 6.43 Resultados del método de J&O en dirección transversal (2). (a) Relaciones promedio Δ_R , (b) Coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$.

CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluaron catorce métodos aproximados para predecir el desplazamiento máximo inelástico de trece puentes aislados con irregularidad en altura sometidos a catorce registros sísmicos analizados en dirección longitudinal y transversal. Los modelos de puentes utilizados en este trabajo corresponden a puentes de longitud media simplemente apoyados, formados con claros de 30 metros y alturas de pilas que varían de 5 a 15 metros. El periodo fundamental de los puentes aislados varía de 1.33 segundos hasta 1.844 segundos y la relación de la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α de sus modelos histeréticos varían desde 0.12 hasta 0.257 en dirección longitudinal y de 0.10 a 0.152 en dirección transversal. La demanda sísmica corresponde a los eventos de las fuentes sísmicas más importantes de México escaladas a cuatro intensidades. Los análisis 3D se realizaron con los programas PERFORM3D para los análisis no lineales y SAP2000 para los lineales. El número de análisis lineales contando los trece modelos, las catorce demandas sísmicas, los catorce métodos lineales equivalentes y las cuatro intensidades a las que se escalaron los registros sísmicos fue de $13 \times 14 \times 14 \times 4 = 10,192$ análisis mientras que el número de análisis no lineales contando los trece modelos, las catorce demandas sísmicas y las cuatro intensidades a las que se escalaron los registros sísmicos fue de $13 \times 14 \times 4 = 728$ análisis. Para evaluar la precisión de los métodos lineales equivalentes, se determinaron para cada intensidad, relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R y coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$, como función de la ductilidad de desplazamiento μ_Δ . Con base en los resultados obtenidos en este trabajo se concluye lo siguiente:

1. Las relaciones de aproximación al desplazamiento máximo inelástico Δ_R obtenidas con los modelos equivalentes en dirección longitudinal, permiten reunir los métodos en tres grupos: métodos que subestiman la respuesta para valores de ductilidad pequeñas y que la sobrestiman para ductilidades grandes. En este grupo se encuentran los métodos: R&H, IWAN, H&S, H&C, K&B y G&I. El segundo grupo lo componen los métodos en los que invariablemente subestiman la respuesta. Aquí se encuentran los métodos JPWRI, I&G y Ou. Finalmente, el tercer grupo se integra por los métodos en los que todos sus resultados se encuentran en la zona de sobrestimación; dentro de este grupo se encuentran los métodos: G&S, Kow, J&C y D&B. El método J&O al tener la mayoría de sus resultados cercanos a la unidad, en un intervalo de la relación Δ_R entre 0.95 y 1.05, no entra en ninguno de los grupos establecidos.

2. Del primer grupo se concluye que para ductilidades bajas el peor método es el R&H mientras que el mejor es el de H&S; para ductilidades altas el método menos adecuado es el de Iwan mientras que el más adecuado es el de H&C. Estos resultados son consistentes con los coeficientes de variación obtenidos. En el segundo grupo, el peor método en la zona de ductilidades bajas fue el de JPWRI y el mejor el de Ou. Para ductilidades altas el método menos adecuado es el de Ou y el más adecuado fue el de JPWRI. Finalmente, para el tercer grupo y ductilidades bajas el peor fue el de Kow y el mejor el de G&S. Para grandes ductilidades el método menos adecuado es el de Kow mientras el más adecuado fue el de G&S.
3. Comparando todos los métodos se concluyó que el método que menos cercanía tiene para predecir el desplazamiento máximo inelástico en puentes aislados con irregularidad en altura, es el método Kow. Debe señalarse, sin embargo, que los modelos analizados no cumplen cabalmente con las limitaciones del método.
4. Cuatro de los métodos analizados proporcionan resultados más cercanos a los desplazamientos máximo inelásticos de los puentes. Estos son, los métodos J&O, H&S, H&C, G&I. Con todos ellos se obtuvieron valores de la relación Δ_R cercanos a la unidad. Adicionalmente, tienen un bajo valor del coeficiente de variación $CV(\Delta_R)$ en todo el intervalos de ductilidades.
5. Se observa que en general la relación de rigideces K es directamente proporcional el factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez de post-fluencia α .
6. Se concluye que en dirección longitudinal los métodos G&I y H&C fueron los más apropiados para un valor pequeño de la relación de K , caso contrario de los métodos H&S y J&O.
7. Existe una muy clara diferencia entre la precisión de los resultados cuando los modelos son analizados en dirección longitudinal y transversal. La simplicidad de la configuración lateral de las pilas en dirección longitudinal (en voladizo), hace que los métodos logren predecir más apropiadamente la demanda de desplazamiento inelástico en esta dirección, teniendo mucha menor cercanía a las demandas inelásticas en la dirección transversal, especialmente cuando crece la irregularidad de la subestructura.
8. En la dirección transversal de análisis, el valor de la relación Δ_R muestra la tendencia a disminuir con el incremento de la relación K . Los mayores coeficientes de variación $CV(\Delta_R)$ se presentan para relaciones K ligeramente mayores a la unidad.

Referencias

- AASHTO. (2002). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials. 444 North Capitol Street, N.W. Suite 249, Washington, DC.
- AASHTO. (2010). *LRF Bridge Design Specifications. 5th Edition*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit Concrete Buildings Volume 1*. California: California Safety Commission.
- Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico: Limusa.
- Buckle, I., Constantinou, M., Dicleli, M., & Ghasemi, H. (2006). *Seismic Isolation of Highway Bridges*. MCEER.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures, Theory and Applications Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Electronic Publishing Services.
- Comisión Federal de Electricidad. (1994). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño Por Sismo*. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad.
- Computer and Structures. (2011). *Sap2000 Versión 15.0.1*.
- Computers and Structures. (2011). *PERFORM-3D Versión 5.0.0 Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures*. Berkeley, California.
- Computers and Structures. (2011). *Sap2000 Versión 15.0.1*.
- Dicleli, M., & Buddaram, S. (2007). Comprehensive evaluation of equivalent linear analysis method for seismic-isolated structures represented by sdof systems. *J Eng Struct*, 1653-63.
- E. Mavronicloa, P. Polycarpou, L. Papalazou, M.C. Phocas, & P. Komodromos. (2008). *On the linearization of the seismic behavior of seismic isolation systems*. Beijing, China: The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- García, L. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Bogotá, Colombia.
- Gulkan, P., & Sozen, M. (1974). Inelastic responses of reinforced concrete to earthquake motions. *ACI J. Proc*, 604-10.
- Guyader, A., & Iwan, W. (2004). An improved capacity spectrum method employing statistically optimized linearization parameters. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*.

- Hwang, J., & Chiou, J. (1996). An equivalent linear model of lead-rubber seismic isolation bearings. *J Eng Struct*, 528-36.
- Hwang, J., & Sheng, L. (1993). Effective stiffness and equivalent damping of base isolated bridges. *J Struct Eng*, 3094-101.
- Instituto de Ingeniería de la UNAM. (n.d.). *Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes*. México, D.F.: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Iwan, W. (1980). Estimating inelastic response spectra from elastic spectra. *J Earthq Eng Struct Dyn*, 375-88.
- Iwan, W., & Gates, N. (1979). Estimating earthquake response of simple hysteretic structures. *J Eng Mech Div*, 391-405.
- Jara, M., Jara, J., Olmos, B., & Casas, J. (2012). Improved procedure for equivalent linearization of bridges supported on hysteretic isolators. *J Eng Struct*, 99-106.
- Jara, J., & Jara, M. (2007). *Peligro Sísmico*. Morelia Michoacan: Morevallado.
- Jara, M., & Casas, J. (2006). A direct displacement-based method for the seismic design of bridges on bilinear devices. *J Eng Struct*, 869-79.
- Kwan, W., & Billington, S. (2003). Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems. *J Struct Eng*, 576-85.
- Li, Y., & Miranda, E. (2009). *Evaluation of Equivalent linear Methods for Estimating target displacement of existing Structures*. Taiwan: Elsevier.
- Liu, T., Zordan, T., Briseghella, B., & Zhang, Q. (2014). Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically. *J Eng Struct*, 59(2), 619-34.
- López Chávez, M. G. (2013). *Tesis de Maestría: Funciones de demanda estructural de puentes carreteros típicos en México*. Morelia : Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Meli, R. (1985). *Diseño Estructural*. México, D.F.: Limusa.
- NTCDF. (2004). *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto*. Distrito Federal : Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Ou, J., Wu, B., & Long, X. (1998). Asismic design methods of passive energy dissipation systems. *J Earthq Eng Vib*, 98-107.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural Teoría y Cálculo*. Louiseville: Reverté.
- Rosenblueth, E., & Herrera, I. (1964). On a kind of hysteretic damping. *J Eng Mech Div*, 37-48.

- Sanchez-Flores, F., & Igarashi, A. (2011). *Equivalent period and damping of SDOF systems for*. Kyoto, Japan: Earthquakes and Structures.
- Seong Hoon, J., Kwang Ho, L., & Won Seok, J. (2010). *PRISM for Earthquake Engineering*. INHA University.
- Villanueva Monroy, D. (2011). *Tesis de Maestría: Parámetros óptimos de un sistema de aislamiento para puentes irregulares en altura*. Morelia: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Yu-Yuan, L., Kuo-Chun, C., & Yuan-Li, W. (2004). Taiwan: John Wiley & Sons, Ltd.