



**UNIVERSIDAD
MICOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS**

**TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**“VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL
PUENTE INFIERNILLO II”**

**PRESENTA:
ING. ARTURO GALVÁN CHÁVEZ**

**ASESOR:
DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO**

MORELIA MICHOACÁN, AGOSTO DEL 2008





AGRADEZCO:

A DIOS:

Por darme la oportunidad de la vida y por estar siempre conmigo.

A mis queridos padres:

Sr. Armando Galván Leonardo.

Sra. Ma. Elena Chávez Ruiz.

Por darme el ser, su amor y su comprensión incondicional en los momentos buenos y malos; con mi eterno agradecimiento por sus sabios consejos y dirección y por proporcionarme la oportunidad de realizar este postgrado.

A mi familia:

A mis hermanos: Ma. Elena, Sergio, Armando y Aristeo.

A mis sobrinos: Ana Carolina, Paola, Juan, Diego, Emilio y Armando.

A mi novia Jatziri por su comprensión y apoyo incondicional.

A mi amigo y primo Héctor.

Con cariño y agradecimiento a todos por brindarme su solidaridad y estímulo.

A mis amigos:

Chuy, Estrella, Karina, Laura, Lupita, Rosa, Tona, Adolfo, Cárdenas, Carim, Cirilo, Carlitos, Cano, Chucho, Gaby, Gibrán, Hidalgo, Julio, Misael, Norberto, Paco, Rojas, Quique, Tosky, Ulises y Valentín. Por su amistad y apoyo, cuando algún día necesite de un consejo y de su presencia.

A mis maestros:

Alma Rosa Sánchez, J. Jesús Álvarez, Jorge Ruiz, Eugenio Macías, Hugo Hernández, Carlos Chávez, Manuel Jara, Rafael Rojas y Omar Navarro. Gracias por compartirme algo de sus conocimientos y consejos.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero:

Mi agradecimiento por brindarme todas las facilidades para la realización de este trabajo.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo:

Por haberme otorgado una beca y por tantos gratos momentos que viví en este plantel.



ÍNDICE

ÍNDICE.....	ii
RESUMEN.....	v
SUMMARY.....	vi
INTRODUCCIÓN.....	vii
OBJETIVO.....	viii
1. ESTADO DEL ARTE.....	1
1.1. Metodologías y criterios para estimar la vulnerabilidad sísmica en puentes.....	1
1.1.1. Métodos simplificados de evaluación de daño máximo (índices de daño en pilas e índices de daño global del puente).....	1
1.1.2. Metodología propuesta por Hwang para desarrollar curvas de fragilidad....	7
1.1.3. Modelo determinista para estimar la capacidad y la demanda sísmica.....	8
1.1.4. Desarrollo de curvas de fragilidad.....	14
1.2. Clasificación de las metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	16
2. DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE INFIERNILLO II.....	19
2.1. Descripción del puente.....	19
2.1.1. Localización.....	19
2.1.2. Geometría.....	21



2.1.3. Juntas de dilatación.....	22
2.1.4. Aislamiento sísmico.....	24
2.2. Modelo analítico y geometría de los elementos del puente.....	26
2.2.1. Materiales.....	27
2.2.2. Modelo de la armadura.....	28
2.2.3. Modelo de la calzada.....	28
2.2.4. Modelo de los aisladores.....	29
2.2.5. Modelo de las juntas de dilatación.....	30
2.2.6. Modelo de los cabezales.....	30
2.2.7. Modelo de las pilas.....	30
2.2.8. Modelo de las tapas (inferiores y superiores).....	30
2.2.9. Modelo de los cilindros.....	31
2.3. Periodos y modos de vibrar.....	32
2.3.1. Primeros modos de vibrar y periodos del claro central aislado considerando la influencia de los aisladores.....	32
2.3.2. Primeros modos de vibrar y periodos del puente completo considerando la influencia de los aisladores.....	33
2.3.3. Primeros modos de vibrar y periodos del puente completo sin considerar la influencia de los aisladores.....	36
3. ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	40
3.1. Base de datos de acelerogramas.....	40
3.1.1. Acelerogramas de temblores de subducción.....	40
3.1.2. Acelerogramas de temblores de fallamiento normal.....	44
3.2. Leyes de atenuación.....	45
3.2.1. Ley de atenuación para temblores de subducción.....	45
3.2.2. Ley de atenuación para temblores de fallamiento normal.....	46
3.3. Espectros de respuesta elásticos.....	46



3.3.1.	Espectros de respuesta de los registros correspondientes a la fuente sísmica de subducción.....	47
3.3.2.	Espectros de respuesta de los registros correspondientes a la fuente sísmica de fallamiento normal.....	55
3.4.	Estimación de la demanda sísmica probabilista.....	63
4.	MODELO DE CAPACIDAD DEL PUENTE INFIERNILLO II.....	65
4.1.	Análisis momento-curvatura y momento-rotación.....	65
4.2.	Análisis de historia en el tiempo (FNA).....	68
4.2.1.	Análisis usando temblores de subducción.....	68
4.2.2.	Análisis usando temblores de fallamiento normal.....	81
4.3.	Análisis estáticos no lineales (Pushover).....	94
4.3.1.	Colisión con topes sísmicos.....	102
5.	APLICACIÓN DEL MODELO DE VULNERABILIDAD.....	104
5.1.	Modelo de capacidad y de demanda.....	104
5.2.	Funciones de densidad.....	107
5.2.1.	Modelos de subducción.....	107
5.2.2.	Modelos de fallamiento normal.....	111
5.3.	Curvas de fragilidad.....	113
5.3.1.	Modelos de subducción.....	113
5.3.2.	Modelos de fallamiento normal.....	119
6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	123
6.1.	Conclusiones.....	123
6.2.	Estudios a futuro.....	124
7.	REFERENCIAS.....	125



RESUMEN

RESUMEN.

El puente Infiernillo II, ubicado en el estado de Michoacán, es el primer puente en México con un sistema de protección sísmica consistente en aisladores multirrotacionales sobre pilas y estribos. Por esta razón, es importante cuantificar la vulnerabilidad sísmica de esta estructura.

“La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986)”.

El modelo de vulnerabilidad presentado en este trabajo contempló varias etapas relacionadas con la demanda y la capacidad, las cuales se describen a continuación:

En la primera etapa se desarrolló el modelo de demanda. Este consistió en la selección de un conjunto importante de registros sísmicos, tanto de fuentes sísmicas de subducción como de fallamiento normal, que podrían eventualmente afectar al puente. Se calcularon espectros de respuesta elásticos y funciones de densidad de la demanda.

La segunda etapa consistió en determinar el modelo de capacidad, el cual se determinó a partir de un modelo estructural utilizado previamente por Aguilar y Jara (2006). Se consideró que el daño ocurre en el sistema de aislamiento o en los cilindros del puente, específicamente en la parte inferior de estos elementos. Se obtuvieron las curvas momento curvatura y momento rotación en las parte inferior de la pilas y posteriormente, con base en análisis push-over, se determinó la capacidad del puente.

Para finalizar, se determinaron curvas de fragilidad. Estas se obtuvieron con la ayuda de los dos modelos anteriores con base en evaluar la probabilidad que un daño exceda un estado de daño dado, en función de desplazamientos y de la aceleración máxima del suelo; estas curvas se generaron asumiendo que tanto la demanda como la capacidad se distribuyen de acuerdo con una función de densidad log-normal.



SUMMARY

SUMMARY.

The “Infiernillo II” bridge, located in the state of Michoacán, is the first bridge in Mexico with a seismic protection system formed for multirotational isolators located on piles and abutments. The importance of the structure justifies the seismic vulnerability assessment.

“The seismic vulnerability is an intrinsic property of the structure described by a law cause-effect where the cause is the earthquake and the effect is the damage, (Sandi, 1986).

The vulnerability model presented in this study contemplated several stages related with the demand and capacity, which are described below.

In the first stage the demand model was developed. This consisted on the selection of an important group of accelerograms recorded on the subduction source of Mexico and another set of signals recorded on the inslab seismic sources of the country. Elastic response spectra and density functions of the demand were calculated.

The second stage consisted on determining the capacity model, which was determined starting from a structural model used previously by Aguilar and Jara (2006). It was considered that the damage could occur in the isolation system or in the cylinders of the bridge, specifically in the inferior part of these elements. The moment curvature curves and moment rotation curves were obtained in the inferior part of the piles and later on, with base in analysis push-over, the capacity of the bridge was determined.

To conclude, fragility curves were determined. These curves were obtained using the two previous models, based on evaluating the probability that damage exceeds a given state of damage, as a function of the bridge displacements and the peak ground acceleration (PGA); these curves were generated assuming that the demand and the capacity are random variables described by a lognormal density function.



INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN.

El empleo de curvas de fragilidad es una alternativa para evaluar la probabilidad de que las estructuras alcancen ciertos estados límite de comportamiento. Uno de los métodos de uso más frecuente para desarrollar estas curvas, que reduce la complejidad del análisis del tipo historia en el tiempo, es el método del espectro de capacidad (método estático no lineal).

El método del espectro de capacidad fue introducido en los setenta para evaluar de manera rápida el desempeño de un edificio sometido a eventos sísmicos (Freeman, 1998). El ATC-40, 1996 documentó procedimientos de análisis estático no lineales, incluyendo el método del espectro de capacidad, para la evaluación sísmica de edificios de concreto. El empleo de este tipo de análisis para la evaluación sísmica de puentes es muy usado, y hace aún más atractivo evaluar puentes con algún sistema de protección sísmica, para así estimar el daño que tendrían estos dispositivos así como los elementos estructurales (pilas), ante diferentes escenarios sísmicos. El desarrollo de un espectro de capacidad requiere conocer previamente espectros de demanda (elásticos ó inelásticos) que unidos con la estimación de la capacidad, permite obtener curvas de fragilidad que determinen la probabilidad de exceder algún estado límite de comportamiento del desempeño de la estructura.



OBJETIVO

OBJETIVO.

El objetivo fundamental de este trabajo de investigación se centra en determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Infiernillo II con base en la estimación de su capacidad y comportamiento esperado para eventos sísmicos que probablemente afecten a dicha estructura, por medio del desarrollo de curvas de fragilidad que proporcionan probabilidades de excedencia de estados límite seleccionados.



CAPÍTULO 1

1. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se describen las metodologías y criterios usados para estimar la vulnerabilidad sísmica en estructuras, con especial énfasis en las estructuras de puentes. Se mencionan los criterios utilizados en la determinación de su capacidad y su demanda sísmica, así como la forma en que se clasifican las metodologías para evaluar dicha vulnerabilidad.

1.1. Metodologías y criterios para estimar la vulnerabilidad sísmica en puentes.

1.1.1. Métodos simplificados de evaluación de daño máximo (índices de daño en pilas e índices de daño global del puente).

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un puente se han utilizado métodos simplificados de evaluación de daño máximo, los cuales se basan en definir las propiedades dinámicas del puente para estimar el daño que ocurriría en las pilas. Normalmente se utilizan índices de daño obtenidos de los momentos máximos externos e internos en cada pila y considerando los periodos elásticos inicial y final de cada análisis, así como la obtención de índices de daño global del puente. La demanda se define a través de simulaciones, mediante escenarios sísmicos caracterizados por una magnitud y una distancia a la fuente, para establecer curvas de fragilidad basadas en modelos probabilísticos teóricos tomando en cuenta las incertidumbres inherentes a las propiedades estructurales y a la excitación sísmica externa.



Evaluación del comportamiento sísmico de puentes de concreto armado de eje simple de pilas.

Para evaluar el comportamiento sísmico de puentes de concreto armado de un solo eje de pilas se puede utilizar una metodología simplificada de análisis estructural muy rápida que se basa en la definición de las propiedades dinámicas del puente y en estimar el daño máximo que ocurriría en las pilas como ya se había mencionado. A continuación se describe de manera resumida esta metodología; una explicación más detallada del procedimiento de análisis se puede consultar en Gómez *et al.* (2001 y 2002).

Análisis elástico.

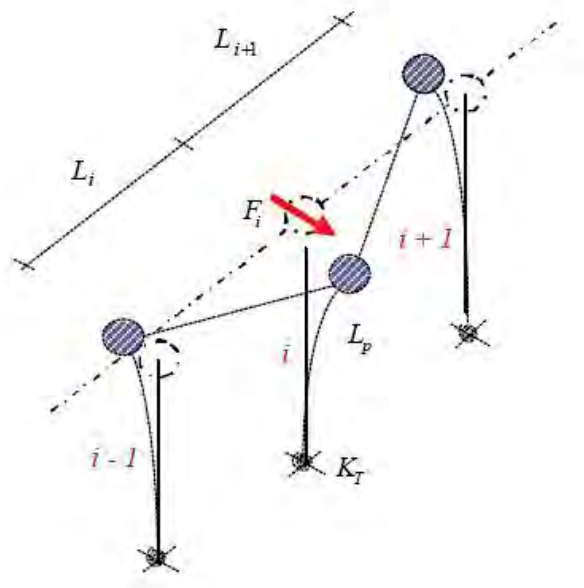


Figura 1-1: Esquema básico de análisis.

El modelo de análisis simplificado considera que cuando las pilas del puente están sometidas a una carga sísmica, el movimiento de las vigas adyacentes a éstas restringe parcialmente su oscilación transversal. Es decir, sometidas a carga dinámica transversal se desplazan y causan la distorsión de los apoyos que sobre ella se localizan y la subsiguiente rotación de las vigas del tablero, que se consideran rígidas. Como consecuencia, el modelo simplificado de análisis propuesto (Figura 1-1) se basa en las siguientes hipótesis generales:

- Las pilas se modelan mediante elementos continuos con masa distribuida.



- Las vigas se modelan como elementos perfectamente rígidos con masa concentrada, por lo que se desprecian sus deformaciones longitudinal y transversal.
- Todas las pilas del puente tienen el mismo desplazamiento longitudinal.
- Debido a la redundancia y rigidez en dirección longitudinal el daño más grave en las pilas por acción sísmica se produce en la dirección transversal.
- Los apoyos de las vigas sobre las pilas son modelados como piezas cortas de sección transversal circular y con dimensiones reales. Se supone que dichas piezas trabajan principalmente a cortante, por lo que la equivalencia en rigidez con los elementos reales se alcanzará ajustando su módulo de cortante.
- La rotación de las vigas, producida por el desplazamiento registrado en la cabeza de las pilas se simula mediante resortes de rotación con comportamiento lineal.
- El efecto de interacción suelo-estructura en pilas y estribos se estima a través de resortes lineales que representan la rigidez rotacional del suelo.
- Los movimientos en la dirección longitudinal de las vigas en los estribos se incluyen como resortes lineales de gran rigidez
- Se supone que los estribos son muy rígidos en la dirección transversal, por lo que sus desplazamientos en esta dirección son despreciados.

Evaluación de daño.

El daño producido por la acción sísmica se puede determinar a través de un análisis no lineal paso a paso, considerando que las vigas del puente se mantienen dentro del intervalo elástico. Bajo esta suposición, los únicos elementos susceptibles de sufrir daño son las pilas. Para cada incremento de carga externa y para cada pila del puente se actualizan las propiedades de la estructura y se determinan los desplazamientos y los momentos externos e internos máximos, utilizando el algoritmo numérico de Newmark para resolver la ecuación diferencial del movimiento. Cuando la carga aplicada es tal que produce daño en los elementos se genera un momento no equilibrado (Figura 1-2), el cual debe ser menor que una tolerancia adecuada para garantizar la convergencia del sistema no lineal durante el incremento.

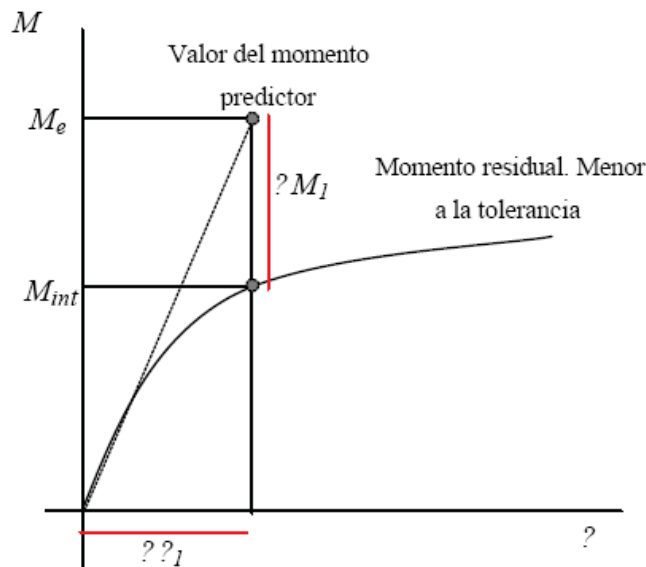


Figura 1-2: Diagrama momento curvatura en un paso de carga.

En cada iteración del proceso de eliminación del error (momento flexionante desequilibrado), se utiliza un modelo de daño (Oliver *et al.* 1990), el cual está integrado en cada sección transversal. De aquí resulta una rigidez degradada en la sección de cada pila. Cuando se logra la convergencia estática para cada incremento de tiempo el daño producido en las pilas se representa mediante índices de daño como anteriormente se había mencionado, dos índices de daño de pila y tres índices de daño global del puente, generados estos últimos a partir de los primeros. Los índices de daño de pilas aplicados, D y DP (este último propuesto por DiPasquale y Cakmak 1990), se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$D = \frac{M_e - M_{int}}{M_e} \dots\dots\dots (1.1)$$

$$DP = 1 - \frac{T_o^2}{T_f^2} \dots\dots\dots (1.2)$$

Donde M_e y M_{int} son los momentos máximos externos e internos en cada pila, T_o es el periodo elástico de cada pila al inicio del análisis y T_f es el periodo registrado al final de éste.



Los índices de daño global del puente se obtienen de la siguiente manera:

Índice global medio, D_m , determinado como el valor medio de los índices de daño de pilas expresados por la ecuación 1.1.

$$D_m = \frac{\sum_i D_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad \dots\dots\dots(1.3)$$

Donde n_p es el número de pilas del puente

Índice global funcional, D_p , entendido como un indicador del estado de servicio del puente.

$$D_p = 1 - \prod_i (1 - D_i) \quad i = 1, \dots, n_p \quad \dots\dots\dots(1.4)$$

Índice medio de DiPasquale y Cakmak, D_a , calculado como el valor medio de los índices de daño DP_i de las pilas (ecuación 1.2).

$$D_a = \frac{\sum_i DP_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad \dots\dots\dots(1.5)$$

Peligrosidad del sitio de ubicación del puente.

Dependiendo de la zona de ubicación del puente se definen posibles escenarios sísmicos para elegir registros reales ó en su defecto definir registros artificiales deterministas para cada punto de localización de las pilas del puente. Estos sismos se pueden generar utilizando un modelo sismológico que considere las características de la fuente, el paso del frente de ondas por los diferentes estratos y las condiciones de amplificación de las ondas.

Generación de familias de acelerogramas.

Se pueden utilizar modelos no estacionarios para generar señales artificiales como los definidos por Panza *et al.* (2001) para los escenarios sísmicos. Este tipo de modelos consideran la acción sísmica como un proceso con variaciones en amplitud y contenido de frecuencia a lo largo del tiempo, incorporando así su naturaleza aleatoria. El procedimiento de generación de señales artificiales aplica el concepto de modelo de espectro instantáneo, basado en la modulación de frecuencias y en el modelo de representación no estacionario de Bendat y Piersol (Hurtado, 1998).

Las señales artificiales no estacionarias se basan en registros estacionarios aproximados por una suma finita de funciones senoidales. La naturaleza aleatoria de la acción sísmica se introduce considerando que los ángulos de fase de las funciones senoidales son variables aleatorias uniformemente distribuidas entre 0 y



2 π . El registro estacionario determinado es transformado en uno no estacionario a través de la función de modulación de amplitudes de Shinozuka y Sato (Hurtado, 1998). Los parámetros de dicha función se determinaron forzando la equivalencia entre su energía y la energía del registro original, utilizando el algoritmo de Levenberg-Marquart (Press *et al.*, 1992).

Simulaciones.

Predecir el daño que un sismo le ocasiona a una estructura durante su vida útil es un problema probabilista debido a las incertidumbres inherentes en las características de la futura acción externa y del modelo estructural. La herramienta más útil para realizar análisis de este tipo es la simulación por *Monte Carlo*, donde se considera que la respuesta del sistema depende de un grupo de variables aleatorias de entrada, cuya descripción probabilista marginal es conocida de antemano.

Variables aleatorias de entrada.

Se pueden definir como variables aleatorias de entrada las dimensiones generales y propiedades mecánicas en vigas, pilas y apoyos. Para estas variables se asignan funciones de distribución de probabilidad marginales y coeficientes de variación. Como variables aleatorias de entrada se pueden considerar, entre otras, a:

➤ Variables aleatorias mecánicas.

- Esfuerzo a compresión uniaxial.
- Esfuerzo a tensión uniaxial.
- Módulo de elasticidad del concreto reforzado en pilas.
- Módulo de elasticidad del refuerzo de pilas.
- Energía de fractura.
- Peso específico en pilas.
- Módulo de Young de vigas.
- Peso específico en vigas.
- Módulo cortante de apoyos.

➤ Variables aleatorias geométricas

- Altura de pilas.
- Espesor de pilas.
- Longitud de las pilas.
- Área de las vigas.
- Densidad de las vigas.
- Área de los apoyos.
- Altura de los apoyos.



- Distancia entre apoyos en planta.

Variables de salida.

Se consideran como variables de salida a:

- Los índices de daño de pilas (D y DP en ecuaciones 1.1 y 1.2).
- Los índices de daño global del puente, obtenidos con las ecuaciones 1.3 a 1.5.

Curvas de fragilidad.

Obtenidas las variables de salida se realizan estudios estadísticos, mediante los cuales se determinan los momentos principales, los histogramas y las curvas empíricas de fragilidad. A cada una de estas curvas se ajustan modelos de probabilidad teóricos continuos, verificando las pruebas estadísticas de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov-Smirnov.

1.1.2. Metodología propuesta por Hwang para desarrollar curvas de fragilidad.

El método propuesto por Hwang et al., (1998) desarrolla curvas de fragilidad con base en la relación capacidad/demanda (C/D) de los componentes que tienen un potencial a ser dañados durante un sismo y por medio de esta relación se estima el estado de daño de estos componentes. La capacidad se determina como función de las acciones y elementos mecánicos en el puente como se describe, por ejemplo, en el manual "*Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges (Seismic 1995)*" y la demanda sísmica con un análisis espectral elástico o inelástico de acuerdo al método especificado en "*Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO 1996)*". Los estados de daño considerados en el estudio realizado por Hwang, Jernigan y Lin son: estado de daño nulo o estado de daño menor, estado de daño reparable, estado de daño importante, como se define en las revisiones propuestas por la especificación de diseño de puentes (Caltrans) (ATC 1996). La descripción de los estados de daño y el correspondiente intervalo de las relaciones C/D son resumidos a continuación y son consistentes con los indicados en el manual "*Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges (Seismic 1995)*":



Tabla 1-1: Estados de daño y sus correspondientes relaciones C/D.

Estado de daño	Descripción	Relaciones C/D
Daño Nulo/menor (N)	Poca respuesta inelástica y el daño postsísmico se limita a reducir el agrietamiento en el concreto. Las deformaciones permanentes no son aparentes.	$C/D \geq 0.5$
Daño Reparable (R)	Existe respuesta inelástica, resultando en un agrietamiento del concreto, fluencia del refuerzo, y un desconchamiento menor del recubrimiento. La extensión del daño está suficientemente limitada, de tal manera que la estructura puede ser restaurada esencialmente para su condición presísmica, sin reemplazo del refuerzo ó reemplazo de elementos estructurales sin requerir clausura. Los desplazamientos permanentes serían evitados.	$0.5 > C/D \geq 0.33$
Daño Importante (S)	Aunque hay un riesgo mínimo de colapso, existe la posibilidad de desplazamientos permanentes y daños consistentes en agrietamiento, fluencia del refuerzo, y mayor desconchamiento del concreto. Puede ser necesario clausurar para reparaciones y podría requerirse la sustitución parcial ó completa en algunos casos.	$C/D \leq 0.33$

1.1.3. Modelo determinista para estimar la capacidad y la demanda sísmica.

En otros estudios, se propone un modelo determinista del puente (basado en procedimientos estáticos no lineales (pushover)) para determinar la capacidad sísmica y un espectro de capacidad lineal para predecir la aceleración máxima del suelo para un estado de daño dado (Dutta y Mander, 1998).

Análisis de demanda sísmica.

La demanda sísmica se obtiene por lo general por medio de un espectro de respuesta, tal espectro puede ser construido de un conjunto de los probables movimientos de suelo donde se ubica el puente.

La demanda de cortante basal se determina con la siguiente expresión de acuerdo al "FHWA Retrofit manual":

$$C_d = \frac{S A}{T B_l} \leq \frac{2.5 A}{B_s} \dots\dots\dots (1.6)$$

Donde: C_d = demanda de cortante basal

Comentario [JM11]: ¿Esta expresión es de qué reglamento??



A = aceleración máxima del suelo en el sitio

S = factor del tipo del suelo

T = periodo efectivo de vibración

B_i, B_s = factores que toman en cuenta el amortiguamiento viscoso (debido a la histéresis), obtenidos con:

$$B_s = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05} \right)^{0.5} ; \quad B_i = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05} \right)^{0.3} \dots\dots\dots (1.7)$$

El amortiguamiento viscoso efectivo ξ_{eff} es dependiente del factor de respuesta de ductilidad $\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$ donde Δu es el desplazamiento máximo de respuesta y Δy es el desplazamiento de la primera fluencia del sistema.

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{2n}{\pi} \frac{(\alpha - 1/\mu)}{(\alpha + \mu)} \dots\dots\dots (1.8)$$

Donde α = relación de rigidez de postfluencia a rigidez de prefluencia, esta puede ser tomada como 0.03 para pilas de concreto reforzado, y η = factor de eficiencia de energía definida por Mander et al. (1995), como la relación del área de un ciclo histérico de un sistema de pilas real a aquella de un oscilador idealizado elasto-plástico perfecto. Experimentos (Dutta y Mander, 1998) han mostrado que para pilas dúctiles bien diseñadas $\eta = 0.35$ a 0.4, pero para pilas no dúctiles $\eta = 0.25$. Así para pilas de puentes existentes no dúctiles la ecuación 1.8 puede ser simplificada como:

$$\xi_{eff} = 0.05 + 0.16 \frac{(\alpha - 1/\mu)}{(\alpha + \mu)} \dots\dots\dots (1.9)$$

El periodo natural efectivo de vibración está dada por:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{W \Delta}{g Fy}} = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta}{C_c g}} \dots\dots\dots (1.10)$$

Combinando las ecuaciones (1.6) a (1.10) es posible encontrar la aceleración máxima del suelo como el mayor de:

$$A = 0.4 C_c \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05} \right)^{0.5} ; \quad A = \frac{2\pi}{S} \sqrt{\frac{C_c \Delta}{g}} \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05} \right)^{0.3} \dots\dots\dots (1.11)$$



Donde C_c es la capacidad por cortante basal del puente, la cual se determina como se describe a continuación:

Análisis de capacidad del puente.

La capacidad total por cortante basal (C_c) del sistema estructural de un puente toma en cuenta la contribución de las pilas (C_{cp}) y la contribución de acción de arqueo (3D) del tablero (C_{cd}),

$$C_c = C_{cp} + C_{cd} \dots \dots \dots (1.12)$$

Análisis de capacidad de la pila.

Sometida a una excitación (transversal ó longitudinal) una pila de un puente puede tener una marcada degradación de resistencia. La magnitud y rapidez de esta degradación dependerá de los detalles de diseño en ó cerca de las posibles zonas de formación de articulaciones plásticas tales como zonas de anclaje y traslapes. Usando un método simplificado de análisis basado en desplazamientos se pueden desarrollar técnicas de evaluación rápida.

El modelo simplificado de degradación de resistencia para la pila de un puente es conceptualmente graficado en la Figura 1-3.

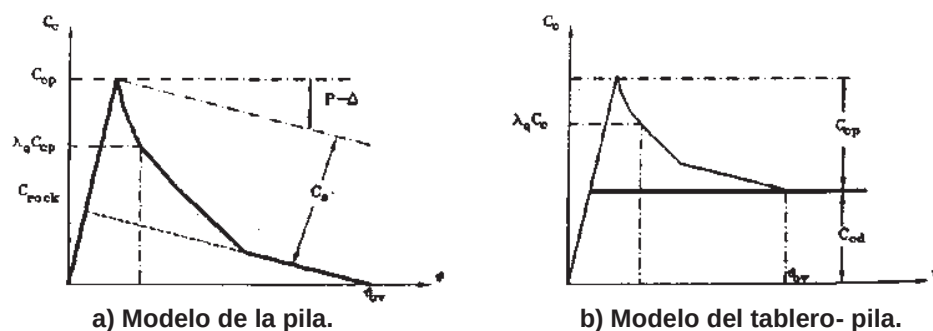


Figura 1-3: Rotación en cualquier estado de daño. Modelo de la pila y modelo combinando pila-tablero.

Se asume que la capacidad total de la pila consiste de:

- La acción de arqueo, la cual constituye la resistencia del concreto, C_{rock} .
- La contribución del acero longitudinal en la resistencia, C_s

$$C_{cp} = C_{rock} + C_s \dots \dots \dots (1.13)$$



La contribución del concreto a través de la acción de arqueo está dada por:

$$C_{rock} = \zeta \frac{jD}{H} \dots\dots\dots (1.14)$$

Donde:

jD = brazo de palanca interno entre los centros de la fuerza de compresión total y la fuerza de tensión del refuerzo.

H = altura libre de la columna desde el cabezal-viga a la cimentación.

ζ = coeficiente cuyo valor depende de la rigidez en los extremos de la columna y tiene valores de 0.5 y 1.0 dependiendo de si la columna es empotrada – articulada ó empotrada-empotrada. En lugar de cualquier análisis detallado jD puede ser tomado como el diámetro del círculo de paso del refuerzo longitudinal D' ó $0.8D$, donde D = diámetro de la columna gruesa. La capacidad del concreto se reduce de C_{rock} a cero cuando el desplazamiento relativo es:

$$\theta_{ov} = \zeta \frac{jD}{H} \dots\dots\dots (1.15)$$

La resistencia lateral proporcionada por el acero de refuerzo longitudinal puede ser determinada realizando un análisis plástico en un tubo delgado equivalente del refuerzo tal que:

$$M_p^s = k_{forma} \rho_t D^2 D' f_y \dots\dots\dots (1.16)$$

Donde:

f_y = esfuerzo de fluencia.

ρ_t = relación volumétrica del refuerzo longitudinal.

k_{forma} = 0.25 y 0.375 para secciones circulares y cuadradas respectivamente.

La contribución del refuerzo longitudinal de la pila está dada por:

$$C_s = \frac{2\zeta n_c M_p^s}{H W_{trib}} \dots\dots\dots (1.17)$$

Donde:

n_c = número de columnas.

W_{trib} = peso tributario del tablero y para la mayoría de las pilas del puente puede ser expresada como $n_c \times f'c A_g$ donde $f'c$ es la resistencia a la



compresión del concreto sin confinar, A_g es el área gruesa de la sección transversal y X es una constante cuyo valor usualmente oscila de 0.5 a 0.1.

Combinando las ecuaciones (1.14), (1.16) y (1.17) la capacidad neta de la pila puede ser expresada en términos de la ecuación (1.13) para columnas circulares de puentes como:

$$C_{cp} = \frac{D}{H} \left[\zeta j + \frac{2}{\pi} \frac{\zeta}{X} \frac{\rho_t f_y D'}{f'_c D} \right] = \frac{D}{H} K_p^{circ} \dots\dots\dots (1.18)$$

El factor K_p^{circ} se puede tomar, para columnas de puentes con extremos empotrados, como 2 y 2.5 para construcciones antes y después de 1970 en el este de E.U.A respectivamente. Para el oeste los factores son 2.75 y 3.25 respectivamente.

La degradación de resistencia debido a los efectos de la carga sísmica es tomada en cuenta incorporando los factores de reducción de resistencia debido a los ciclos repetidos basados en Dutta y Mander (1998) y ATC-43 listado en la tabla 1-2.

$$C_{cp} = \lambda_Q K_p^{circ} \frac{D}{H} \dots\dots\dots (1.19)$$

Tabla 1-2: Valores del factor de degradación de resistencia λ_Q para tomar en cuenta la carga cíclica.

Estados de Daño	Diseñado no sísmicamente		Diseñado sísmicamente	
	Desplazamiento relativo límite	λ_Q	Desplazamiento relativo límite	λ_Q
1. Primera fluencia	θ_y	1	θ_y	1
2. Agrietamiento, desconchamiento	0.008	1	0.01	1
3. Pérdida de anclaje	0.01	0.8	0.025	0.9
4. Colapso incipiente de la pila	0.02	0.6	0.05	0.8
5. Colapso de la pila	0.05	$1/k_p$	0.075	0.7

Análisis de capacidad del tablero 3D.

La resistencia del tablero está principalmente en la forma de los momentos plásticos que son movilizados por los apoyos trabajando como un grupo. La acción



ocurre debido a que el tablero rota, aquí también ocurre algún desplazamiento lateral que es resistido por el surgimiento de fuerzas friccionales en cada apoyo.

De la Figura 1-4 se observa que tales fuerzas del apoyo están dadas por:

$$R = \mu \frac{W_d}{2} = 0.5 \mu B L w \dots\dots\dots (1.20)$$

Donde:

$W_d/2$ = reacción vertical en la unión del apoyo con el tablero.

μ = coeficiente equivalente de fricción en el nivel del tablero.

B = ancho transversal del tablero del puente.

L = Longitud del claro.

w = peso promedio unitario del tablero, el cual se calcula en términos del peso total del tablero $W_d = w B L$. Esta fuerza friccional total actúa en el centroide de la unión del apoyo.

Suponiendo que el brazo de palanca interno entre la fuerza en el centroide (en el centro de línea del tablero) y el centro de presión a compresión está dado por $j B$ (j puede ser tomada aproximadamente como el 45 % del ancho del tablero), entonces el momento resistente de un segmento del tablero está dado por:

$$M_{res} = R \times j B = 0.5 \mu B L w \dots\dots\dots (1.21)$$

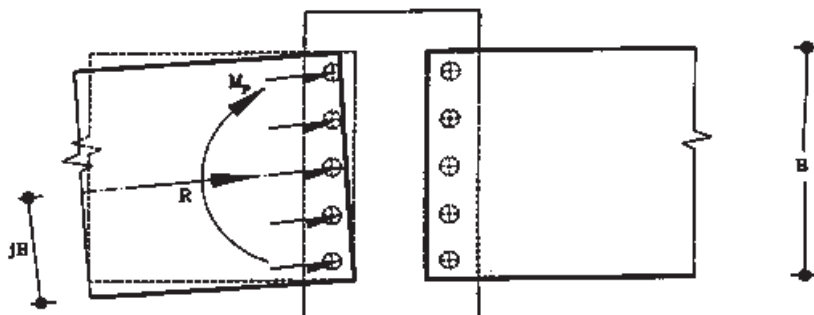


Figura 1-4: Momento plástico al nivel del apoyo.

Obtenidos tanto la capacidad como demanda sísmica del puente se calcula la vulnerabilidad del mismo por medio de una función de densidad de probabilidad y



se determinan curvas de fragilidad que cuantifiquen esa vulnerabilidad (Dutta y B. Mander, 1998).

1.1.4. Desarrollo de curvas de fragilidad.

En la estimación de la demanda sísmica para desarrollar curvas de fragilidad de varios estados de daño de un puente, se pueden considerar alguna de las siguientes propuestas:

- Con base en conjuntos de acelerogramas reales (Mackie y Stojadinovic, 2006) ó acelerogramas sintéticos (Gómez, Oller y Barbat, 2000).
- A través del estudio de catálogos de temblores registrados (en E.U.A. pueden ser obtenidos del sitio web USGS ó del “*National Inventory Bridges*” (NBI)) (Mander, Universidad de Búfalo, Universidad estatal de Nueva Cork. 1999) y en México en la página del Servicio Sismológico Nacional o en la Base Nacional de Sismos Fuertes
- Mediante el uso de mapas geológicos para determinar posibles movimiento máximos de los suelos.

La naturaleza probabilística de los parámetros que intervienen en la determinación de la capacidad y la demanda sísmica hace que se adopten en varios estudios densidades de probabilidad para definir el nivel de desempeño.

La figura 1-5 (a) muestra un espectro de aceleración-desplazamiento. Sobrepuesta con esta curva está la capacidad pushover de un puente. En un análisis determinístico la intersección de las dos curvas da el nivel esperado de desempeño. Sin embargo, las distribuciones de probabilidad son dibujadas sobre ambas curvas la de capacidad y la de demanda para indicar la incertidumbre y aleatoriedad de desempeño asociadas. De esta figura es evidente que hay un amplio intervalo de posibles resultados de desempeño por lo tanto que no hay una única respuesta o una respuesta exacta.

Cuando la capacidad estructural y la demanda sísmica son variables aleatorias con distribución normal ó log-normal, puede ser demostrado que, de acuerdo con el teorema del límite central, el resultado de desempeño combinado estará distribuido log-normalmente. Por lo tanto la distribución probabilística es expresada en la forma de la llamada curva de fragilidad dada por una función de densidad de probabilidad acumulativa log-normal. La figura 1-5 (b) presenta la forma de una curva de fragilidad normalizada. La función de probabilidad acumulativa está dada por:



$$F_{\Phi_a} = \Phi \left[\frac{1}{\beta_c} \ln \left(\frac{S_a}{A_i} \right) \right] \dots\dots\dots (1.22)$$

Donde Φ es la función de distribución log-normal estándar acumulada; S_a es la amplitud de la aceleración espectral; A_i es la aceleración espectral media (ó valor esperado) necesaria para causar el estado de daño i a ocurrir, y β_c es la desviación estándar log-normal combinada normalizada la cual incorpora aspectos de incertidumbre y aleatoriedad en la demanda y capacidad. Este último parámetro ha sido calibrado por Peckcan (1998), Dutta y Mander (1998) de una perspectiva teórica y validado por Basöz y Mander (1999) contra curvas de fragilidad experimentales obtenidas de datos reunidos de los sismos de Northridge 1994 y Loma Prieta 1989 por Basöz y Kiremidjian (1998). Basada en estas investigaciones es recomendado que $\beta_c = 0.6$.

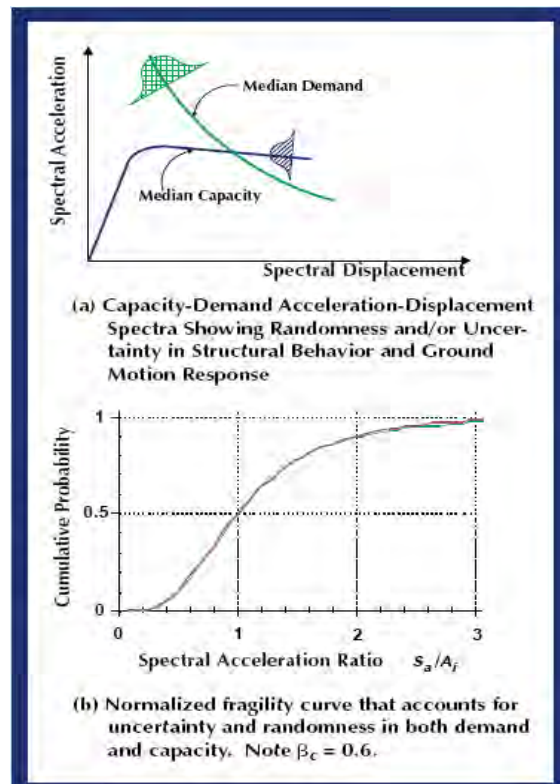


Figura 1-5: Definición probabilística de incertidumbre y aleatoriedad para establecer curvas de fragilidad para un análisis de vulnerabilidad sísmica.



En la Figura 1-6 se representan curvas de fragilidad para diferentes estados de daño, en la cual en el eje de las abscisas se grafica la aceleración espectral como función de la gravedad y en el de las ordenadas la probabilidad de excedencia de un daño en particular.

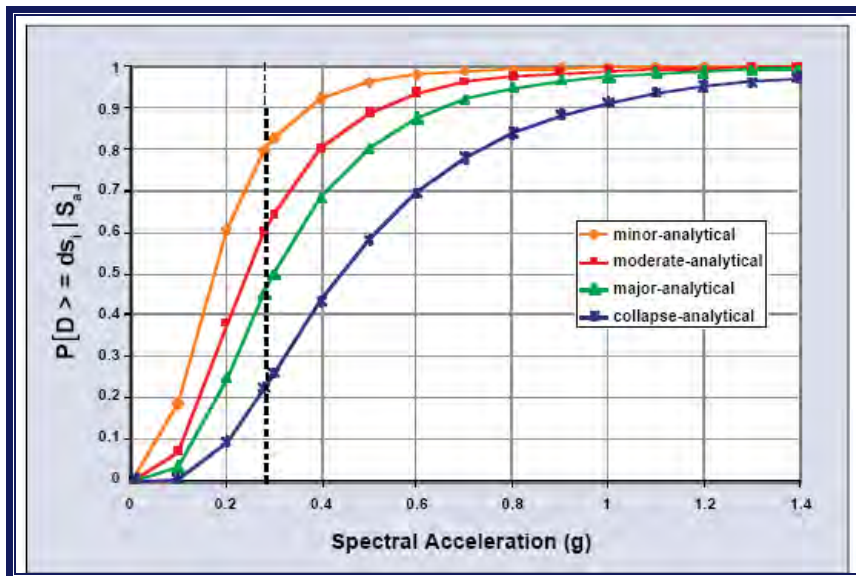


Figura 1-6: Curvas de fragilidad para diferentes estados de daño.

(Mander, Universidad de Búfalo, Universidad estatal de Nueva Cork, 1999).

1.2. Clasificación de las metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

De acuerdo con Corsanero y Petrini (1990), las metodologías se pueden clasificar como:

- Técnicas Directas: Permiten predecir directamente y en una sola etapa el daño causado para un sismo. Destacan en este grupo los llamados métodos tipológicos y los métodos mecánicos.
- Técnicas Indirectas: Determinan un índice de vulnerabilidad como primer caso, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica.
- Técnicas Convencionales: Introducen un índice de vulnerabilidad independiente de la predicción del daño. Se usan básicamente para



comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones ubicadas en áreas de igual sismicidad.

- Técnicas Híbridas: Combinan elementos de los métodos descritos anteriormente con juicios de expertos.

Por su parte, Dolce (1994), sugiere,

- Métodos Estadísticos: Basados en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los daños de entrada.
- Métodos Mecánicos: En los cuales se estudian los principales parámetros que gobiernan el comportamiento dinámico de las estructuras como la ductilidad.
- Métodos basados en juicios de expertos: Donde se evalúan cualitativa y cuantitativamente los factores que gobiernan la respuesta sísmica de las edificaciones.
- Técnicas cuantitativas: Establecen las propiedades de daño y ó relaciones determinísticas equivalentes en términos numéricos.
- Técnicas cualitativas: Recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media alta ó similares.
- Métodos Empíricos: Se caracterizan por un alto grado de subjetividad. Están basados en la experiencia sobre el comportamiento de tipos de edificaciones durante un sismo y la caracterización de deficiencias sísmicas potenciales. Se usan cuando se dispone de limitada información, cuando se admite un resultado menos ambicioso y/o para evaluaciones preliminares. Son enfoques menos exigentes y más económicos de implementar. Los “*métodos empíricos*” incluyen tanto los “*métodos de categorización*” como los “*métodos de inspección y puntaje*”.
- Métodos de categorización ó caracterización: Clasifican las edificaciones según su tipología en clases de vulnerabilidad atendiendo a la experiencia sobre el desempeño sísmico que han tenido estructuras similares ante terremotos importantes. El resultado suele ser bastante subjetivo por lo que generalmente es limitado a evaluaciones preliminares. Un ejemplo de esta metodología es la clasificación de los tipos de estructuras según su clase de vulnerabilidad propuesta por la EMS-98 (Grünthal, 1998).
- Métodos de inspección y puntaje: Permiten identificar y caracterizar las deficiencias sísmicas potenciales de una edificación, atribuyendo valores numéricos (tantos o puntos) a cada componente significativo de la misma, que ponderado en función de su importancia relativa, conduce a la determinación de un índice de vulnerabilidad. Aunque estos métodos son



bastantes subjetivos, la aplicación a edificaciones de una misma tipología de regiones de sismicidad importante permite una evaluación preliminar orientativa, suficiente para jerarquizar relativamente el nivel de vulnerabilidad sísmica de cada edificación. En zonas caracterizadas por una moderada sismicidad estas metodologías pueden considerarse representativas y más aún, suficientes para describir el nivel de daño esperado, sobre todo si se cuenta con funciones de vulnerabilidad apropiadas para la región. Sin embargo, para aquellas edificaciones que evidencien una relevante vulnerabilidad y una significativa importancia es recomendable complementar estas metodologías con alguna técnica analítica o experimental. Un ejemplo de esta metodología es el desarrollado por el *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti* (GNDT, 1990).

- Métodos analíticos o teóricos: Evalúan la resistencia estimada de las estructuras a los movimientos del terreno utilizando como base modelos mecánicos de respuesta estructural e involucrando como datos las características mecánicas de las estructuras. Constituyen un enfoque muy completo, exigente y costoso. Generalmente son bastante laboriosos y dependen en cierta medida del grado de sofisticación de la evaluación, de la calidad de la información y de la representatividad de los modelos empleados.
- Métodos experimentales: Recurren a ensayos dinámicos para determinar las propiedades de las estructuras y/o sus componentes. Generalmente constituyen ensayos “in situ” (menos frecuente de laboratorio), orientados a determinar las propiedades dinámicas y otras características esenciales de la estructura, involucrando aspectos tan importantes como la interacción suelo-estructura, la incidencia de los elementos no estructurales, etc. Aunque sus resultados no son determinantes, permiten en algunos casos orientar sobre el estado de la edificación y los posibles efectos que un sismo ha tenido sobre ella.

La aplicación exhaustiva de cada una de estas metodologías sobre una misma edificación puede dar origen a importantes diferencias en los resultados, difíciles de interpretar y en algunos casos puede dar origen a conclusiones erradas. En este sentido, para el análisis de vulnerabilidad sísmica se recomienda combinar los métodos analíticos y empíricos, con algún método ó técnica experimental que permita incrementar la confiabilidad del análisis de vulnerabilidad.



CAPÍTULO 2

2. DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE INFIERNILLO II

En este capítulo se describen las características de los elementos que componen la subestructura y superestructura del puente como son: pilas, armaduras, cilindros, tapas, sistema de aislamiento sísmico y juntas de dilatación entre otros. Se describe también el modelo analítico del puente considerando el estudio realizado por Aguilar y Jara, 2006.

2.1. Descripción del puente.

2.1.1. Localización.

El puente infiernillo II cruza el río Balsas y forma parte de la autopista Siglo XXI. Se encuentra en el camino Morelia - Lázaro Cárdenas en el tramo Nueva Italia – Infiernillo ubicado en el kilómetro 933+940 en la comunidad de Huiduri, municipio de Arteaga, Mich., y forma parte del corredor carretero Manzanillo - Tampico con ramal a Lázaro Cárdenas y Ecuandureo. La autopista de 272 kilómetros de longitud inicia en el entronque Las Trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia - Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas.

El trayecto de la autopista en este tramo, exigía la realización de una gran bóveda, dos túneles y complicadas obras de estabilización de taludes en corte y terraplén, debido a la presencia de la vía del ferrocarril y de torres de líneas de energía eléctrica a la central hidroeléctrica de Infiernillo. Por ello se optó por modificar el trazo y la construcción del puente Infiernillo II, y así evitar la ejecución de las obras mencionadas con significativos ahorros en tiempo y recursos.



En la Figura 2-1 se muestra un croquis de localización del puente infiernillo II.



Figura 2-1: Croquis de localización del puente Infiernillo II.

La ubicación geográfica del puente tiene las siguientes coordenadas, latitud 18.417479° , longitud -101.89782° y elevación respecto al nivel del mar de 210 m.

Este puente beneficia a los usuarios provenientes de la Zona del Altiplano, de El Bajío y del norte del país, propiciando el intercambio comercial y turístico de la zona y el flujo comercial, impulsando el crecimiento y desarrollo del Puerto de Lázaro Cárdenas a un menor costo de operación.

La construcción inició en mayo del 2000 y tuvo su fin en mayo del 2003, aunque posteriormente se le hicieron algunas adecuaciones. El puente se localiza en una zona relativamente cercana a la fuente sísmica de subducción del Pacífico Mexicano (aproximadamente de 112 km del puerto de Lázaro Cárdenas)



Figura 2-2: Puente Infiernillo II.



2.1.2. Geometría.

El puente tiene una longitud total de 525 m, con un ancho de calzada de 12 m y cinco tramos de armadura metálica, formados por arcos y sistemas de piso de acero estructural.

La superestructura del puente consta de cinco claros simplemente apoyados de 105 m. de largo, hechos con armaduras de dos arcos metálicos del tipo Camel Back con una longitud de 102 m y un gálibo de 6.5 m, con contraventeo superior y sistema de piso con estructura metálica. La losa de la calzada es de 18 cm de espesor de concreto reforzado, apoyada en una lámina de acero de la marca Romsa (Hernández et al., 2005). La propuesta original de las armaduras sufrió una pequeña modificación, al agregarse dos perfiles metálicos rectangulares tipo placa, que modificaron marginalmente las propiedades dinámicas de la estructura (en alrededor de 0.2 %). Los elementos que forman la armadura son muy variados y estos se pueden consultar en el trabajo de Aguilar y Jara, 2006. La Figura 2-4 muestra las secciones tipo usadas en las armaduras.

La subestructura tiene seis apoyos de concreto armado colados en sitio está formada por dos estribos de sección variable en los extremos y cuatro pilas huecas de 8.5 x 3.5 x 15 m con paredes de 40 y 60 cm de espesor del lado largo y en el corto, respectivamente. Las pilas se rematan en la parte superior con un cabezal de concreto reforzado macizo de tipo cabeza de martillo con patines de 6.5 x 3.0 m y alma de 3.5 x 12 m y 5.5 m de alto. Las dimensiones de los topes sísmicos en los cabezales son 0.90 x 0.70 x 3.5 m, la Figura 2-3 muestra los topes sísmicos en los estribos y en los cabezales.

La infraestructura consta de dos tipos de cilindros huecos de concreto: en las pilas de menor longitud, se usaron secciones de 8.5 m de diámetro, con pared de 1.0 m de espesor cimentados con 19 pilotes perimetrales y 13 centrales de 60 cm de diámetro. Por su parte, en las pilas de mayor longitud se colocaron dos cilindros de 10 m de diámetro, con pared de 1.20 m de espesor cimentados con 15 pilotes perimetrales y 9 centrales de 90 cm de diámetro. Los cilindros cuentan con tapas de concreto reforzado macizas: una tapa superior, en la que descansa la pila, de 2 m de espesor y una tapa inferior, que descansa sobre pilotes, de 2.5 m de espesor.



Figura 2-3: Topes sísmicos en cabezales y estribos.

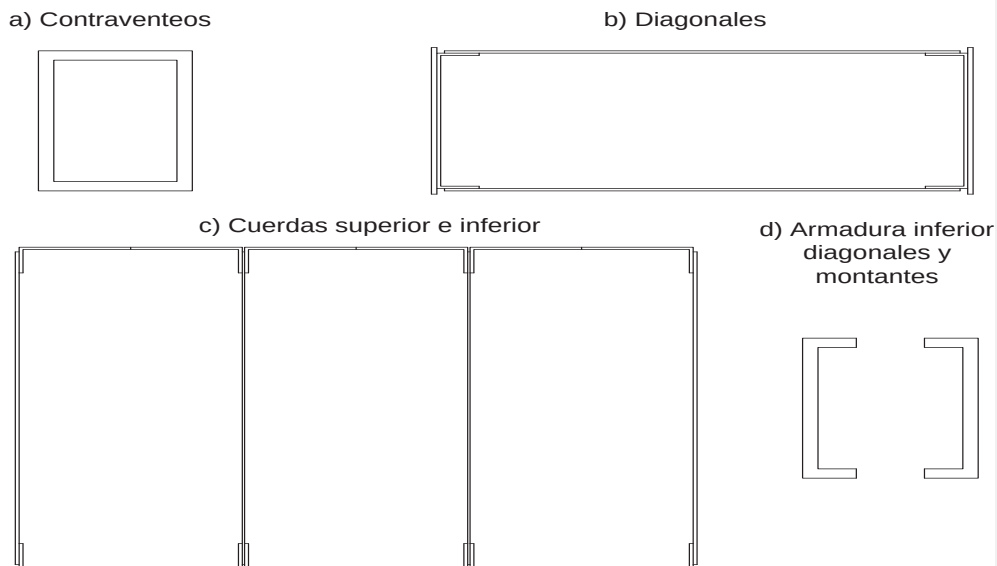


Figura 2-4: Secciones tipo de los elementos que forman los arcos y contraventeos de las armaduras.

2.1.3. Juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación o juntas de expansión tienen la función de absorber los cambios volumétricos de las calzadas debidos a la temperatura y cubrir los espacios que se dejan entre tramo y tramo del puente. La flexibilidad de estos dispositivos permite que las calzadas puedan tener desplazamientos entre si; en la Figura 2-5 se puede observar la flexibilidad del elemento de neopreno.



Figura 2-5: Juntas de dilatación del puente Infiernillo II (flexibilidad del neopreno).



Generalmente las juntas constan de almohadillas de neopreno o hule, contienen elementos de acero que sirven para sujetarlas o como mecanismos de prevención de desplazamientos excesivos. La Figura 2-6 muestra este tipo de dispositivos usados en el puente infiernillo II.



Figura 2-6: Juntas de dilatación del puente Infiernillo II (cortesía de Roberto Gómez).

El mecanismo que tienen estas juntas ayuda a impedir un desplazamiento excesivo entre calzadas, cuando estas tienden a separarse. La resistencia a la separación que aportan las juntas en desplazamientos pequeños es de poca magnitud, pues la resistencia es aportada por el neopreno. Una vez que se encuentran a su máxima abertura, la resistencia es aportada por el mecanismo de acero, por lo tanto ésta crece linealmente hasta que alcanza su valor de fluencia. Si el movimiento de las calzadas tiende a juntarlas, el neopreno emite cierta resistencia que está en función de su rigidez, la cual es pequeña, sin embargo en esta dirección las barras de sujeción no aportan resistencia al movimiento por lo que si el movimiento continúa podría presentarse colisión. Las juntas cuentan con alrededor de 6 articulaciones, cada articulación representa un gancho o un hueco (esto se explicará más adelante cuando se describa el modelo analítico del puente), dependiendo de que el movimiento de las calzadas sea divergente o convergente.



2.1.4. Aislamiento sísmico.

Debido a que la zona de ubicación del puente, la cual como ya se mencionó es una zona de alta sismicidad, está relativamente cerca de las fuentes sísmicas (temblores de subducción y de fallamiento normal) se decidió colocar un sistema de aislamiento sísmico para reducir la respuesta sísmica de los elementos estructurales del puente.

En general los sistemas de aislamiento sísmico tienen como fin incrementar el periodo natural de vibración de la estructura lo cual conduce a una disminución en la ordenada del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, y por lo tanto una disminución de fuerza cortante, siempre y cuando la energía del sismo no se concentre en la región de periodos altos, como es el caso de depósitos profundos de suelo arcilloso con altos contenidos de agua. Lo anterior hace viable la colocación de este sistema en este puente ya que este está cimentado en terreno duro. Cabe recordar que al aumentar el periodo se incrementan también los desplazamientos, por lo que estos sistemas se suelen combinar con un sistema disipador de energía. Así, el comportamiento histerético del disipador contribuye a la reducción de los desplazamientos como se muestra en la Figura 2-7.

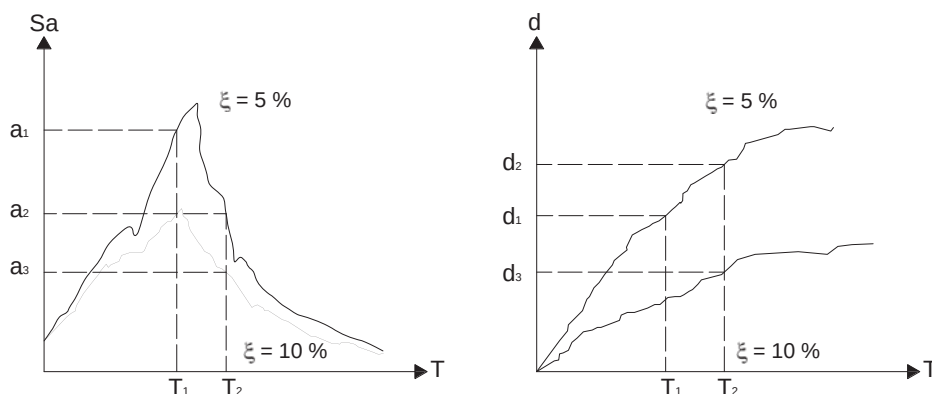


Figura 2-7: Respuesta para un sistema sin aisladores, con aisladores y con un sistema aislador-disipador.

La presencia de un sistema aislador-disipador permite que el daño estructural se reduzca como se muestra esquemáticamente en la Figura 2-8.

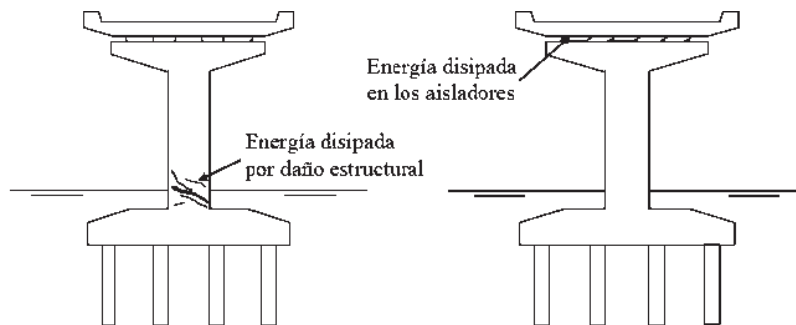


Figura 2-8: Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico.

En teoría un buen sistema de aislamiento sísmico debe ser capaz de:

- Modificar el periodo de vibración del sistema de forma que se reduzca la demanda de pseudoaceleración.
- Disipar la energía y por lo tanto darle al sistema un nivel de amortiguamiento adecuado.
- Auto-centrarse después de la deformación (fuerza restitutiva).
- Soportar la carga vertical (rigidez vertical).

El sistema de aislamiento sísmico del puente Infiernillo II está compuesto por aisladores del tipo multirrotacional con disipadores de energía (Gómez et al., 2001 y Hernández et al., 2005), estos apoyos son del tipo deslizante de PTFE (politetrafluoretileno), comúnmente conocido como teflón. En un principio se pensó colocar aisladores únicamente en las pilas pero finalmente se optó por colocarlos tanto en las pilas como en los estribos. La superestructura se apoya sobre dos aisladores en cada estribo y cuatro en cada una de las pilas, sumando un total de 20 aisladores y, como ya se mencionó, es el único puente en el país que cuenta con un sistema de aislamiento sísmico. Este sistema de aislamiento transforma la energía cinética en calor y en la energía potencial que se almacena en un sistema de resortes. El dispositivo trabaja en cualquier dirección y permite modificar el nivel de amortiguamiento que se logra mediante fricción, al ajustar la presión interna aplicada a las placas de contacto. La Figura 2-9 muestra el aislador que se usó en el puente.



Figura 2-9: Aislador multirrotacional colocado en el puente, a) cortesía de Roberto Gómez, b) aislador en el estribo del puente.

Los ciclos fuerza-desplazamiento de estos apoyos son aproximadamente rectangulares y proporcionan un alto amortiguamiento histerético. En la Figura 2-10 se muestra el comportamiento de un aislador sometido a cinco ciclos de carga, llevándolo a su desplazamiento máximo de 85 mm.

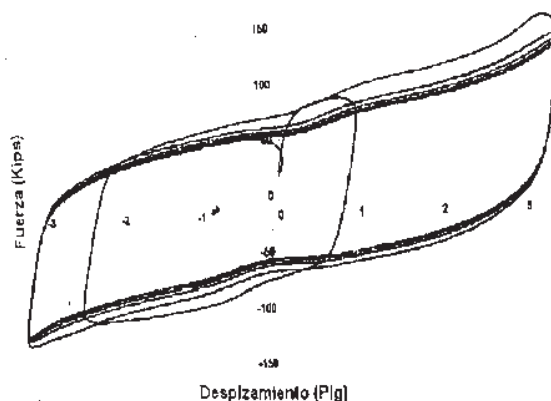


Figura 2-10: Comportamiento histerético real de los aisladores.

2.2. Modelo analítico y geometría de los elementos del puente.

El modelo analítico que se usó, creado en el programa SAP2000 (Wilson 2004), fue un modelo de barras (Aguilar y Jara, 2006) reduciendo considerablemente el tiempo de análisis que llevaría un modelo de elementos finitos, y obteniendo resultados con buena aproximación. En este modelo de barras se incluyen las armaduras, elementos de la calzada del puente, el sistema de aislamiento sísmico y las pilas (cabezal, pila, tapas y cilindro). Los estribos en este modelo fueron considerados como apoyos empotrados.

Comentario [JM11]: No se pusieron aisladores en los estribos??

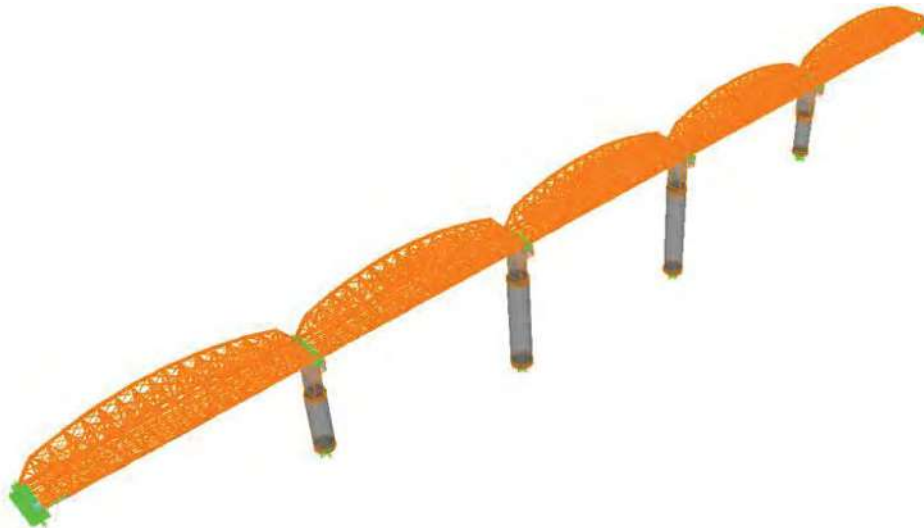


Figura 2-11: Modelo del puente con elementos barra (Aguilar y Jara, 2006).

2.2.1. Materiales.

El esfuerzo de fluencia de los elementos de acero (elementos que conforman las armaduras) usado es de aproximadamente 2530 kg/cm^2 y un módulo de elasticidad, de acuerdo a NTC 2004, de aproximadamente 2040000 kg/cm^2 .

La resistencia del concreto reforzado usada en la losa, cabezales, pilas, tapas y cilindros fue de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad, de acuerdo a NTC 2004, de $E = 14000 \sqrt{f'_c} = 221359.4 \text{ kg/cm}^2$. Algunos de estos elementos se encontraban parcial ó totalmente sumergidos por lo que se consideró en ellos la masa de agua adherida por unidad de longitud m_a , que para secciones circulares y de acuerdo al EUROCODE (1998) se obtiene con la siguiente expresión:

$$m_a = \rho \pi R^2 \dots \dots \dots (2.1)$$

Donde:

ρ = densidad del agua = $1.0197 \times 10^{-3} \text{ ton-s}^2/\text{mm}^4$
 R = radio de la sección

Comentario [JJ2]: Arturo: creo que sería mejor que la calidad de los materiales de cada uno de los elementos estructurales se comentara en un apartado específico para eso



2.2.2. Modelo de la armadura.

El modelo de la armadura fue realizado mediante elementos barra de acero con diferentes secciones, las cuales corresponden a los planos estructurales de proyecto, estos indican que las secciones son muy variadas dependiendo del elemento; por ejemplo, las secciones que forman el larguero superior varían de dimensiones entre placa y placa, es decir, cada vez que una cuerda superior se une con un elemento diagonal y/o montante la sección de ésta se modifica previamente al encuentro con la placa que une tanto a los montantes como a las diagonales. En el modelo estructural se incorporaron todos estos cambios de sección de las cuerdas, pero no el efecto de la placa en el nodo de unión de los distintos elementos. En la Figura 2-12 se presenta el modelo de un arco metálico del tipo Camel Back, que como ya se mencionó forma parte de la armadura del puente. Los elementos que forman las armaduras se pueden consultar en el trabajo de Aguilar y Jara (2006).

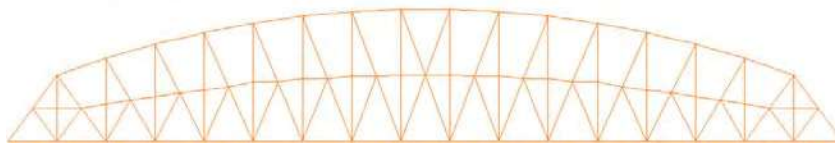


Figura 2-12 Modelo del arco metálico Camel Back por medio de elementos barra (Aguilar y Jara, 2006).

2.2.3. Modelo de la calzada.

El modelo de la calzada realizado en el trabajo de Aguilar y Jara (2006), consistió en un diafragma rígido con la masa concentrada en la parte central de cada claro, tomando en consideración la losa, la carpeta asfáltica y los parapetos y guarniciones (Tabla 2-1 y Tabla 2-2). En este estudio se optó por modelar la losa por medio de elementos finitos tipo "shell" de 600 x 150 x 18 cm, (Figura 2-13), para tomar en cuenta la flexibilidad transversal de la losa ante la acción de movimientos sísmicos. La carga producto de la carpeta asfáltica y de los parapetos y guarniciones es de 0.192 t/m².

Tabla 2-1: Peso considerado en la calzada de cada tramo.

Peso por tramo de losa (t)	
Losa	528.768
Asfalto	135
Guarniciones	100

Comentario [JM3]: Los títulos de figuras van en su parte inferior, pero los títulos de tablas deben ir en su parte superior (antes de la tabla)



Tabla 2-2: Masas en los diafragmas de cada tramo.

Dirección	Longitudinal	Transversal	Rotacional
	t-s ² /mm	t-s ² /mm	t-s ² /mm
Masa	0.07786	0.07786	8439412.2

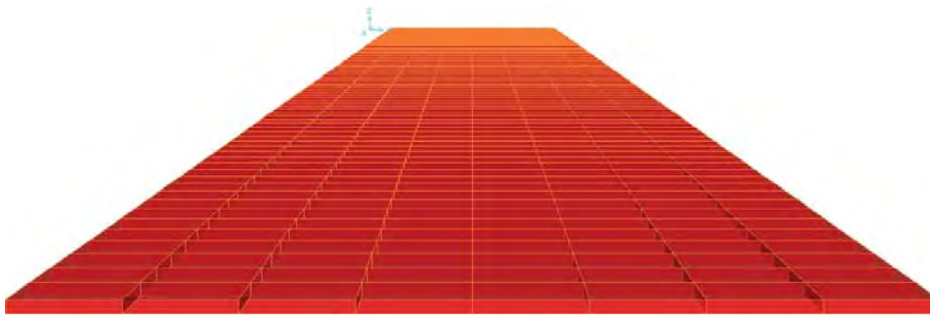


Figura 2-13: Modelo de la losa por medio de elementos finitos tipo “shell”.

2.2.4. Modelo de los aisladores.

Se utilizó un elemento de conexión del tipo “Rubber Isolator” para el modelo de los aisladores multirrotacionales que representa de manera adecuada el comportamiento bilineal de estos elementos. La Figura 2-14 muestra el modelo bilineal de los aisladores.

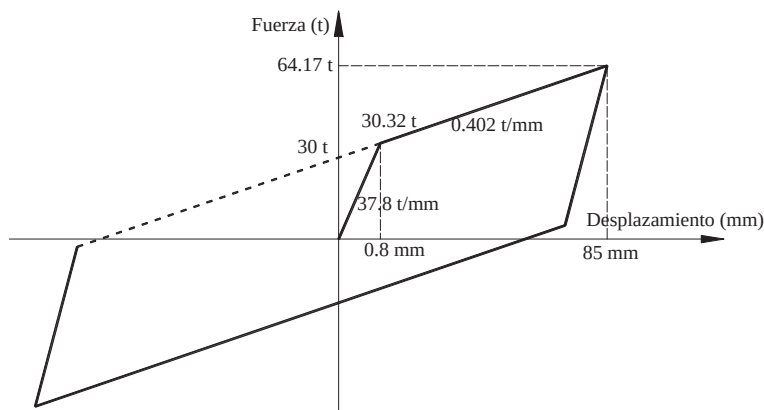


Figura 2-14: Modelo bilineal del aislador multirrotacional.



2.2.5. Modelo de las juntas de dilatación.

Se utilizaron elementos no lineales de contacto para modelar las juntas de dilatación. Se usó el elemento "gancho" cuando las calzadas tienden a separarse, es decir, aportan resistencia al desplazamiento cuando las calzadas se separan más de cierta longitud y el elemento "hueco" que trabaja a partir de que se reduce cierta separación preestablecida. La Tabla 2-3 muestra las propiedades de estos elementos.

Tabla 2-3: Modelo teórico de las juntas de dilatación.

Elemento	Rigidez efectiva (t/mm)	Abertura (mm)	Rigidez (t/mm)
Gancho	0.006328	250	0.0956
Hueco	0.006328	80	0.0956

2.2.6. Modelo de los cabecales.

Los cabecales fueron modelados con elementos barra de concreto reforzado. Sobre estos elementos descansa el sistema de aislamiento sísmico (Figura 2-15) y dadas sus dimensiones, se comportan como elementos sumamente rígidos. Los cabecales, que van unidos a las pilas, tienen la misma geometría en todo el puente y cada uno tiene un peso de 752.74 t.

2.2.7. Modelo de las pilas.

Las pilas se modelaron con elementos barra de sección rectangular hueca de concreto reforzado. En su parte superior están unidas al cabezal y en su parte inferior a una tapa circular de concreto macizo, su masa se incluye también por unidad de volumen. El modelo es de sección rectangular hueca, despreciando el redondeo en las paredes más cortas debido a que este no aporta masa ni rigidez significativa para el puente. Las pilas tienen la misma geometría en todo el puente y cada una tiene un peso de 364.787 t. Se incorporó también la masa de agua adherida correspondiente a la zona de la pila sumergida con una longitud de 9.25 m, es decir, hasta el paño superior de la tapa superior del cilindro. Considerando que la densidad del agua es igual a $1.0197 \times 10^{-13} \text{ t-s}^2/\text{mm}^4$, como ya se mencionó, se sumó este valor a la densidad del concreto reforzado tomando así en cuenta este efecto. En la Figura 2-15 se puede observar el modelo de la pila.

Comentario [JM14]: Sería conveniente mencionar con base en que reglamento se estimó la masa adherida

2.2.8. Modelo de las tapas (inferiores y superiores).

Las tapas fueron modeladas con elementos barra de sección circular maciza de concreto reforzado, incluyendo la masa de agua adherida, cuya masa se incluye por unidad de volumen. Las tapas superiores de los cilindros 2 y 5 tienen un



diámetro de 8.5 m y un espesor de 2 m y la tapa inferior de cada cilindro tiene el mismo diámetro con un espesor de 2.5 m. Por su parte, los espesores de las tapas superiores e inferiores de los cilindros 3 y 4 (cilindros centrales) son iguales que los anteriores, pero con un diámetro de 10 m.

Las tapas inferiores se conectan con la cimentación formada por un conjunto de pilotes perimetrales y centrales. En el modelo realizado, se despreció la interacción suelo-estructura. La Figura 2-15 muestra también el modelo de estas tapas.

2.2.9. Modelo de los cilindros.

Los cilindros fueron modelados con elementos barra de sección tubular de concreto reforzado, incluyendo como en otros elementos la masa de agua adherida. Los cilindros 2 y 5 tienen un diámetro de 8.5 m y un espesor de 1.0 m y los cilindros 3 y 4 tienen un diámetro de 10 m y un espesor de 1.20 m. El mayor diámetro de los cilindros centrales obedece a la mayor altura de estos elementos (Tabla 2-4).

Tabla 2-4: Dimensiones de los cilindros de concreto.

Cilindro No.	2	3	4	5
Altura (mm)	29630	44130	45630	20930
Diámetro (mm)	8500	10000	10000	8500
Espesor (mm)	1000	1200	1200	1000



Figura 2-15: Modelo del cabezal, pila, tapa superior, tapa inferior y cilindro con elementos barra (Aguilar y Jara, 2006).



2.3. Periodos y modos de vibrar.

A continuación se hace una descripción de los primeros modos de vibrar y sus respectivos periodos del claro central aislado y de todo el puente considerando en ambos casos la influencia de los aisladores y posteriormente considerando que todo el puente no cuenta con este sistema de protección sísmica.

2.3.1. Primeros modos de vibrar y periodos del claro central aislado considerando la influencia de los aisladores.

La Figura 2-16 muestra los primeros cuatro modos de vibrar aislando el claro central del puente (con los aisladores). En este modelo analítico la losa se modeló con elementos finitos tipo "shell".

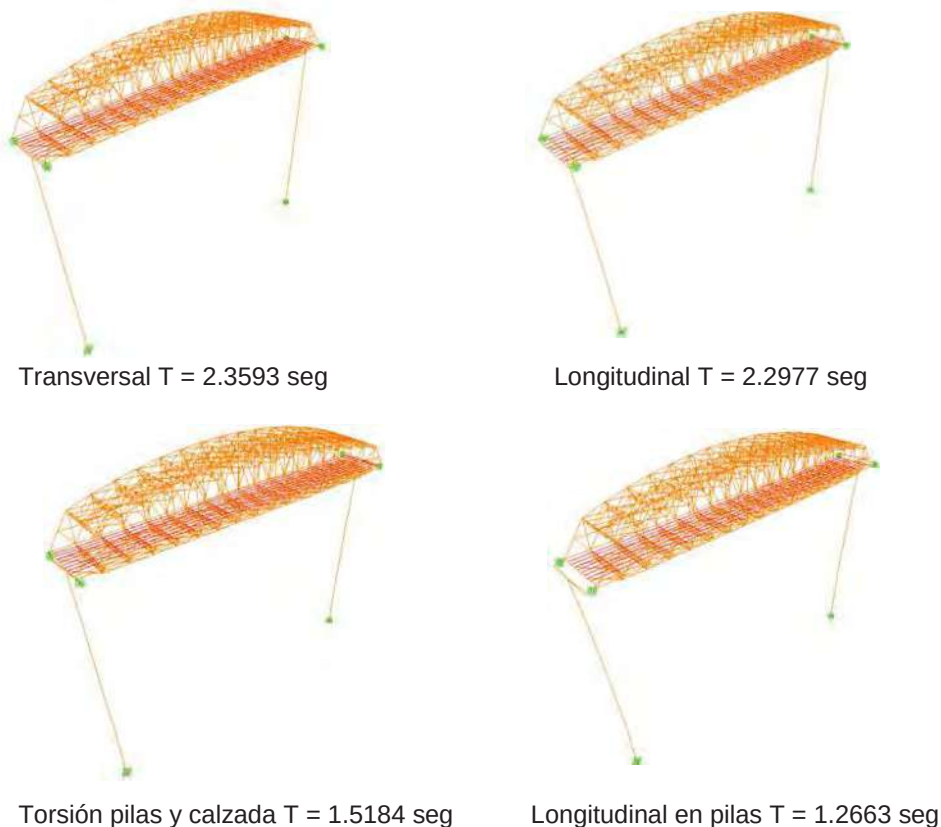


Figura 2-16: Primeros cuatro modos de vibrar del claro central aislado considerando los aisladores.



En la Tabla 2-5 se presentan los periodos y las direcciones de los primeros diez modos de vibrar del claro central aislado considerando los aisladores.

Tabla 2-5: Periodos y direcciones de los primeros diez modos de vibrar del claro central aislado considerando los aisladores.

No. De Modo	Periodo (seg)	Dirección
1	2.3593	Transversal
2	2.2977	Longitudinal
3	1.5184	Torsión pilas y calzada
4	1.2663	Longitudinal en pilas
5	1.1875	Transversal pilas y calzada
6	1.1816	Longitudinal pilas y calzada
7	0.9678	Torsión
8	0.8787	Vertical
9	0.7946	Rotación
10	0.5351	Vertical asincrónico

Comentario [JM5]: ¿Cómo es este?

2.3.2. Primeros modos de vibrar y periodos del puente completo considerando la influencia de los aisladores.

Los primeros cuatro modos de vibrar del puente completo considerando los aisladores se muestran en las Figuras 2-17 a 2-20 y el modo correspondiente al movimiento en zigzag se muestra en la Figura 2-21. La Tabla 2-6 muestra los periodos de los primeros diez modos de vibrar del puente con este sistema de protección sísmica. Para tener una idea de las demandas en la estructura cuando los aisladores han fluído, se determinaron también los periodos del puente considerando desde el inicio la rigidez post-fluencia de los aisladores.

Comentario [JM6]: ¿Cómo son el primero segundo y tercer modo?

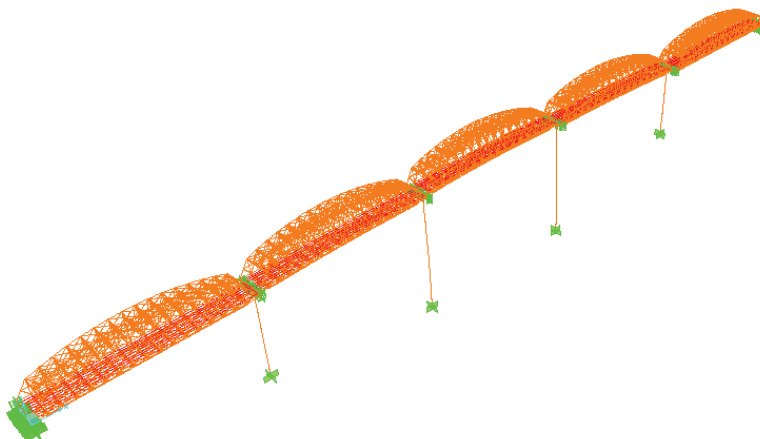


Figura 2-17: Primer modo de vibrar del puente (transversal) $T = 2.5159$ seg considerando los aisladores.

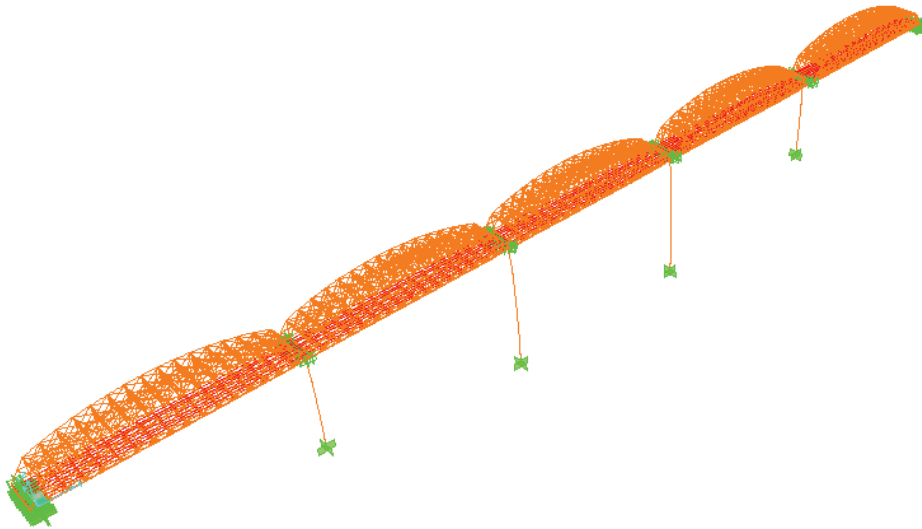


Figura 2-18: Segundo modo de vibrar del puente (longitudinal) $T = 2.417$ seg considerando los aisladores.

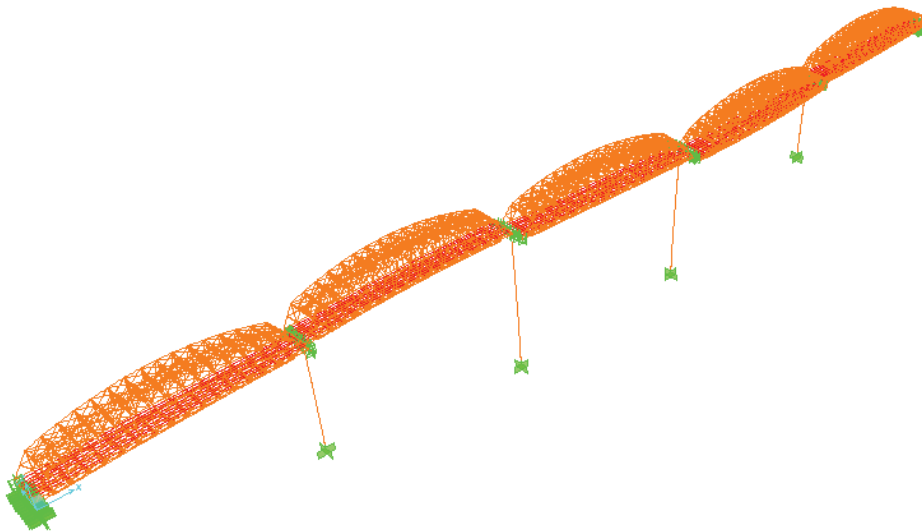


Figura 2-19: Tercer modo de vibrar del puente (torsión) $T = 2.3147$ seg considerando los aisladores.

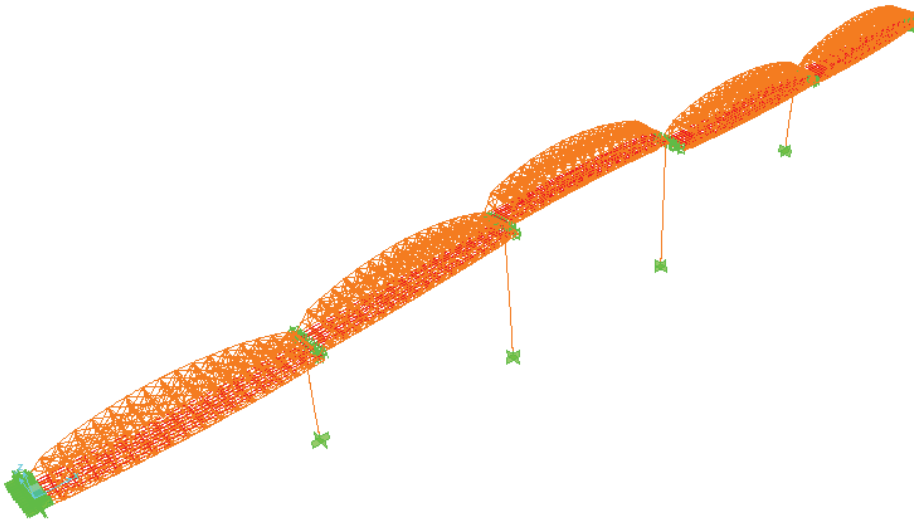


Figura 2-20: Cuarto modo de vibrar del puente (Transversal (claro central asincrónico)) $T = 2.151$ seg considerando los aisladores.

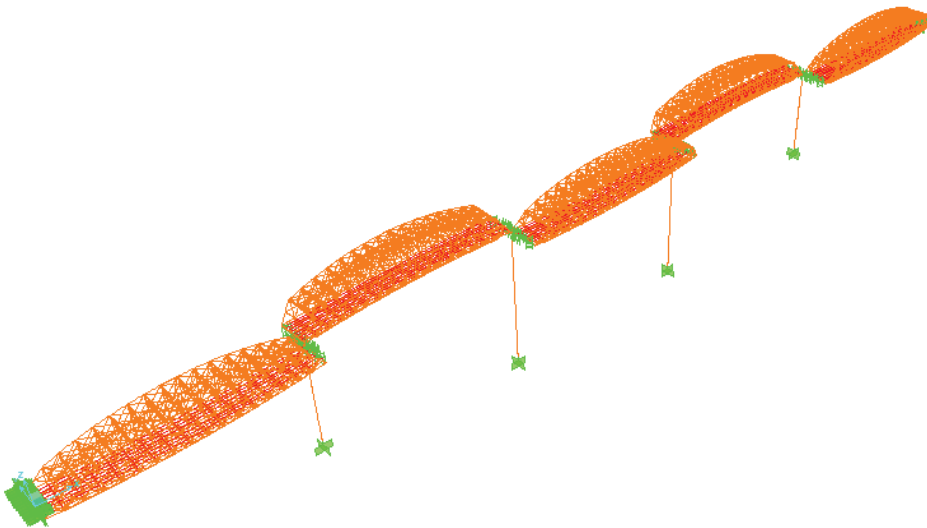


Figura 2-21: Séptimo modo de vibrar del puente (zigzag) $T = 2.0067$ seg considerando los aisladores.

**Tabla 2-6: Periodos y direcciones de los primeros diez modos de vibrar del puente considerando los aisladores.**

No. de Modo	Periodo (seg)		Dirección
	Sin fluir aisl.	Al fluir aisl.	
1	2.5159	2.9810	Transversal
2	2.4167	2.8985	Longitudinal
3	2.3147	2.8267	Torsión
4	2.1510	2.7105	Transversal (claro central asincrónico)
5	2.1203	2.6560	Long. (claro central fijo, mov. Iguales de claros adyacentes)
6	2.0675	2.6470	Transversal mixta
7	2.0067	2.6094	Zigzag
8	1.9172	2.4755	Long. (claro central móvil, mov. Iguales de claros adyacentes)
9	1.7962	2.3545	Long. (claro central fijo, mov. Opuestos de claros adyacentes)
10	1.7352	2.2862	Long. (claro central móvil, mov. opuestos de claros adyacentes)

Como se observa en la Tabla 2-6, el incremento del periodo al fluir los aisladores es relativamente pequeño, lo que hace que, conjuntamente con la zona del espectro en donde se encuentra el puente, no existan grandes diferencias en las demandas y sin embargo, existan disminuciones en la respuesta por el comportamiento histerético de los dispositivos.

Comentario [JM37]: Creo que sería conveniente incluir aquí el periodo del puente sin aisladores de base

2.3.3. Primeros modos de vibrar y periodos del puente completo sin considerar la influencia de los aisladores.

Los primeros cuatro modos de vibrar del puente completo sin el sistema de protección sísmica se muestran en las Figuras 2-22 a 2-25. Para este caso los apoyos se consideraron fijos en un extremo y móviles en el otro para cada claro del puente, simulando el efecto de usar apoyos pot unidireccionales "tetrón GG Ø 74.1 x 11.1 cm", usados en el puente Pinzandarán, que permiten el movimiento longitudinal. La Tabla 2-7 muestra los periodos de los primeros diez modos de vibrar del puente sin los aisladores.

Comentario [JM38]: ¿Cómo son el primero segundo y tercer modo?

Tabla 2-7: Periodos y direcciones de los primeros diez modos de vibrar del puente sin los aisladores.

No. Modo	Periodo (seg)	Dirección
1	2.1025	Longitudinal
2	2.0381	Longitudinal
3	1.9703	Transversal
4	1.7430	Longitudinal
5	1.7070	Torsión
6	1.5906	Longitudinal
7	1.3574	Transversal
8	1.2904	Transversal
9	0.9755	Zigzag
10	0.9341	Transversal

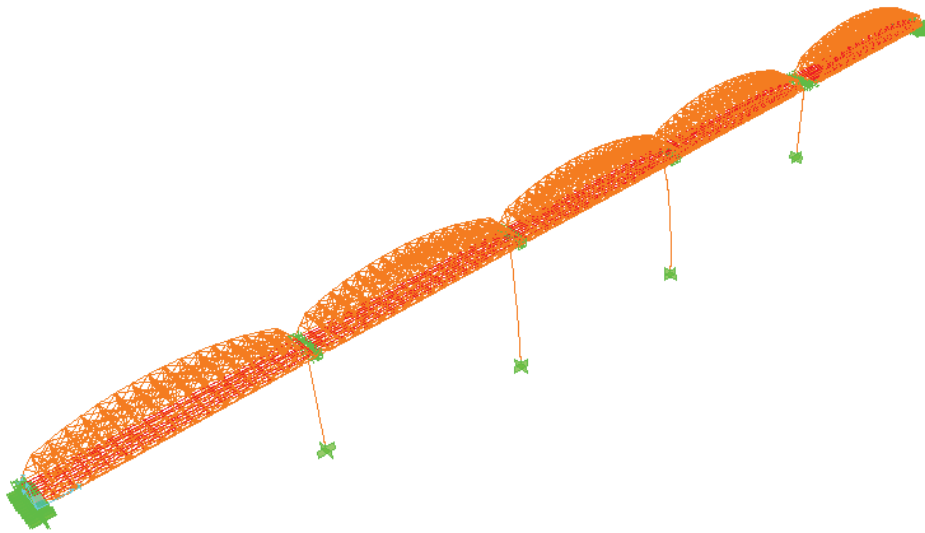


Figura 2-18: Primer modo de vibrar del puente (longitudinal) $T = 2.1025$ seg sin los aisladores.

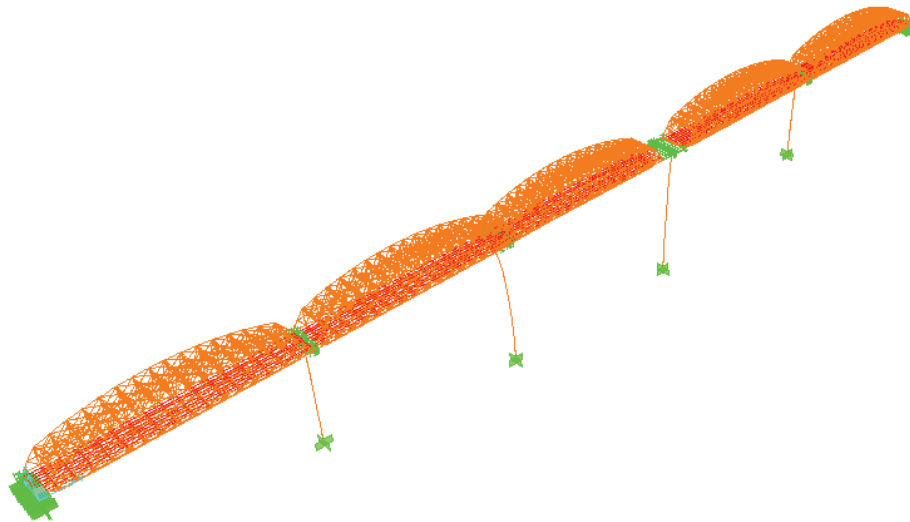


Figura 2-19: Segundo modo de vibrar del puente (longitudinal) $T = 2.0381$ seg sin los aisladores.

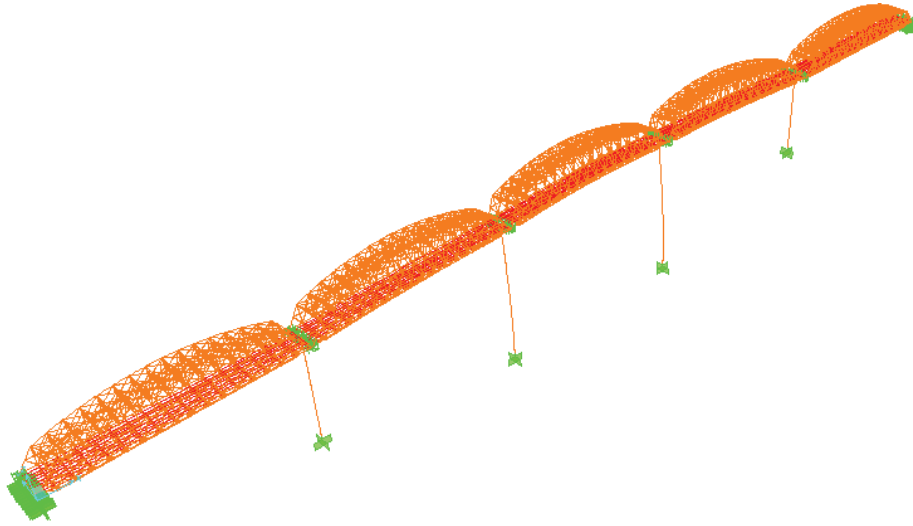


Figura 2-20: Tercer modo de vibrar del puente (transversal) $T = 1.9703$ seg sin los aisladores.

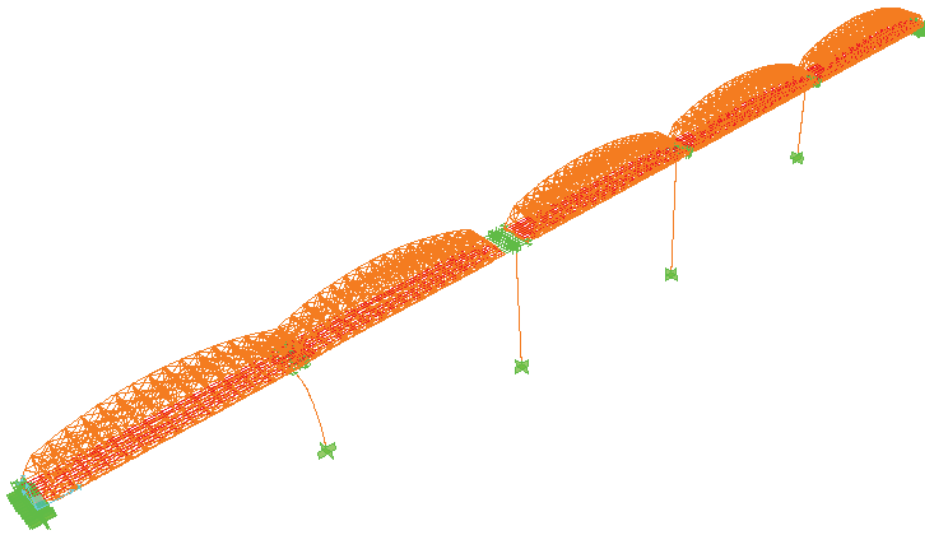


Figura 2-21: Cuarto modo de vibrar del puente (longitudinal) $T = 1.7430$ seg sin los aisladores.



Como se puede apreciar el aumento de periodo al usar los aisladores de base es mínimo ya que este varía para el primer modo de vibrar de 2.10 seg a 2.52 seg teniendo un incremento de tan solo el 20% que es poco ya que estos sistemas deben incrementar al menos 3 veces el periodo de la estructura, además de que cambia la dirección de varios modos de vibrar, incluyendo la del primero, al usar uno u otro apoyo.



CAPÍTULO 3

3. ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

En este capítulo se describe la metodología usada para estimar la demanda sísmica. Para ello, se consideran los acelerogramas recopilados en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF) correspondientes a eventos originados en las fuentes sísmicas de subducción y de fallamiento normal. La recopilación corresponde al periodo comprendido entre 1960 a 1999.

3.1. Base de datos de acelerogramas.

Diversas instituciones de investigación en el país recopilaron un conjunto importante de acelerogramas registrados en estaciones sísmicas localizadas en diferentes regiones. Esto dió origen a la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, que se archivó en un disco compacto cuya portada se muestra en la Figura 3-1.

Considerando la localización del puente, las fuentes sísmicas más importantes para determinar la demanda sísmica corresponden a la zona de subducción en el Pacífico y a los eventos generados dentro de la placa subducida conocidos como temblores de fallamiento normal.

3.1.1. Acelerogramas de temblores de subducción.

Los acelerogramas seleccionados correspondientes a esta fuente sísmica se presentan en la Tabla 3-1. Estos pertenecen a registros de estaciones localizadas en suelo duro, que es el tipo de suelo sobre el cual se desplanta el puente. Para su selección se consideraron todos los eventos originados a profundidades



menores que 40 km y magnitudes mayores que 7. Los datos se presentan en dos grupos como función de la distancia del epicentro a la estación acelerométrica.

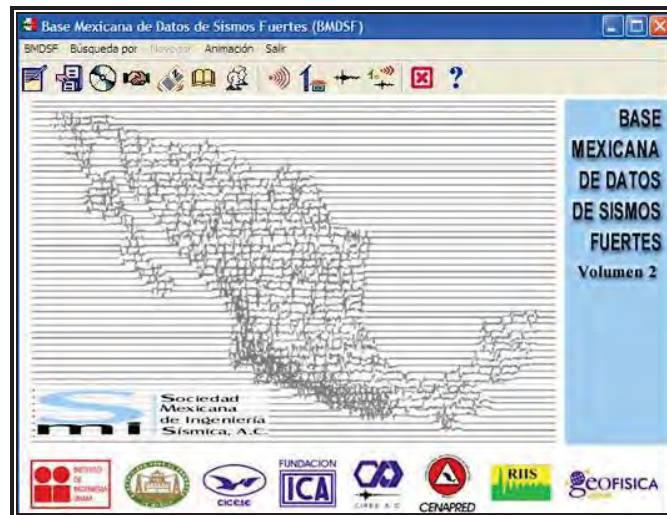


Figura 3-1: Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF).

Tabla 3-1: Acelerogramas de subducción ($h < 40$ km) pertenecientes a suelo duro.

50 km < Distancia Epicentral < 150 km				
Estación	Magnitud Máx.	Fecha	Clave S	Tipo Suelo
ATOYAC	7.6	21/09/1985	850018	Roca
PAPANOA	7.6	21/09/1985	850018	Roca
EL SUCHIL	7.6	21/09/1985	850018	Roca
ARTEAGA	7	30/04/1986	860021	Roca
CALETA DE CAMPOS	7	30/04/1986	860021	Roca
COLIMA	7	30/04/1986	860021	Caliza recrist.
OCOTILLO	7.3	14/09/1995	950001	Roca
EL OCOTITO	7.3	14/09/1995	950001	Roca
EL OCOTITO	7.3	14/09/1995	950001	Roca
LAS VIGAS	7.3	14/09/1995	950001	Roca
TERMOELECTRICA MANZ. COL. TERRENO SUB	7.5	09/10/1995	950003	Campo libre
TERMOELECTRICA MANZ. COL. TERRENO SUB	7.5	09/10/1995	950003	Campo libre
TERMOELECTRICA MANZ. COL. TERRENO SUB	7.5	09/10/1995	950003	Campo libre
TERMOELECTRICA MANZ. COL. TERRENO SUB	7.5	09/10/1995	950003	Campo libre
Distancia Epicentral > 150 km				
Estación	Magnitud Máx.	Fecha	Clave S	Tipo Suelo



SISMEX CIUDAD UNIVERSITARIA	7.8	29/11/1978	780018	Roca
ACAPULCO PELLANDINI	7	14/03/1979	790006	Roca Granítica
SISMEX CIUDAD UNIVERSITARIA	7	14/03/1979	790006	Roca
SISMEX PUEBLA	7	14/03/1979	790006	Travertino
CHILPANCINGO	7	07/06/1982	820008	Roca
ACAPULCO PELLANDINI	8.1	19/09/1985	850016	Roca Granítica
ATOYAC	8.1	19/09/1985	850016	Roca
CHILPANCINGO	8.1	19/09/1985	850016	Roca
COYUCA	8.1	19/09/1985	850016	Roca
CERRO DE PIEDRA	8.1	19/09/1985	850016	Roca
IDEI PATIO	8.1	19/09/1985	850016	Roca
FILO DE CABALLO	8.1	19/09/1985	850016	Roca
LAS MESAS	8.1	19/09/1985	850016	Roca
EL OCOTITO	8.1	19/09/1985	850016	Roca
PAPANOA	8.1	19/09/1985	850016	Roca
EL PARAISO	8.1	19/09/1985	850016	Roca
EL SUCHIL	8.1	19/09/1985	850016	Roca
TACUBAYA	8.1	19/09/1985	850016	Suelo Duro
TEACALCO	8.1	19/09/1985	850016	Roca
LA VENTA	8.1	19/09/1985	850016	Roca
XALTIANGUIS	8.1	19/09/1985	850016	Roca
ACAPULCO PELLANDINI	7.6	21/09/1985	850018	Roca Granítica
CHILPANCINGO	7.6	21/09/1985	850018	Roca
COYUCA	7.6	21/09/1985	850018	Roca
CERRO DE PIEDRA	7.6	21/09/1985	850018	Roca
IDEI PATIO	7.6	21/09/1985	850018	Roca
FILO DE CABALLO	7.6	21/09/1985	850018	Roca
EL PARAISO	7.6	21/09/1985	850018	Roca
TACUBAYA	7.6	21/09/1985	850018	Suelo Duro
TEACALCO	7.6	21/09/1985	850018	Roca
LA UNION	7.6	21/09/1985	850018	Roca
LA VENTA	7.6	21/09/1985	850018	Roca
XALTIANGUIS	7.6	21/09/1985	850018	Roca
CHICOASEN POBLADO	7.3	10/09/1993	930033	Caliza
IDEI PATIO 4	7.3	10/09/1993	930033	Roca Basáltica
UNIVERSIDAD IBEROAMERICANA	7.3	10/09/1993	930033	Terreno Firme
ATOYAC	7.3	14/09/1995	950001	Roca
CHILPANCINGO	7.3	14/09/1995	950001	Roca
CUERNAVACA	7.3	14/09/1995	950001	Roca
IDEI PATIO 1	7.3	14/09/1995	950001	Roca Basáltica
IDEI PATIO 4	7.3	14/09/1995	950001	Roca Basáltica
IDEI PATIO 5	7.3	14/09/1995	950001	Roca Basáltica
ESTANZUELA SUPERFICIE	7.3	14/09/1995	950001	Roca
IGUALA	7.3	14/09/1995	950001	Caliza
MADIN REMOTO	7.3	14/09/1995	950001	Roca
MEZCALA	7.3	14/09/1995	950001	Roca
ANA FREUD	7.3	14/09/1995	950001	Roca caliza
ANA FREUD	7.3	14/09/1995	950001	Roca caliza



CENTRAL UPAEP	7.3	14/09/1995	950001	Roca caliza fragmentada
CENTRAL UAEM	7.3	14/09/1995	950001	Roca
TACUBAYA	7.3	14/09/1995	950001	Suelo Duro
TECAMACHALCO	7.3	14/09/1995	950001	T. Firme
TEACALCO	7.3	14/09/1995	950001	Roca
TONALAPA DEL SUR	7.3	14/09/1995	950001	Roca
TONALAPA DEL SUR	7.3	14/09/1995	950001	Roca
TLALPAN	7.3	14/09/1995	950001	T. Firme
TEXCOCO SAN MIGUEL TLAIXPAN	7.3	14/09/1995	950001	Roca metamórfica
UNIVERSIDAD IBEROAMERICANA	7.3	14/09/1995	950001	Terreno Firme
IDEI PATIO 1	7.5	09/10/1995	950003	Roca Basáltica
IDEI PATIO 1	7.5	09/10/1995	950003	Roca Basáltica
IDEI PATIO 3	7.5	09/10/1995	950003	Roca Basáltica
ESTANZUELA SUPERFICIE	7.5	09/10/1995	950003	Roca
IGUALA	7.5	09/10/1995	950003	Caliza
SICARTSA L.CARDENAS MICH. TERRENO JARD.	7.5	09/10/1995	950003	Campo libre
MIRAVALLE	7.5	09/10/1995	950003	Roca
ANA FREUD	7.5	09/10/1995	950003	Roca caliza
SAN RAFAEL	7.5	09/10/1995	950003	Roca
TACUBAYA	7.5	09/10/1995	950003	Suelo Duro
TECAMACHALCO	7.5	09/10/1995	950003	T. Firme
TEACALCO	7.5	09/10/1995	950003	Roca
TONALAPA DEL SUR	7.5	09/10/1995	950003	Roca
TONALA	7.5	09/10/1995	950003	Roca
TLALPAN	7.5	09/10/1995	950003	T. Firme
TEXCOCO SAN MIGUEL TLAIXPAN	7.5	09/10/1995	950003	Roca metamórfica
ACAPULCO	7.5	30/09/1999	990005	Roca
ACAPULCO DIANA POZO 63 M	7.5	30/09/1999	990005	Roca
CENAPRED	7.5	30/09/1999	990005	Roca Basáltica
CHICOASEN POBLADO	7.5	30/09/1999	990005	Caliza
CHILPANCINGO	7.5	30/09/1999	990005	Roca
COLIMA	7.5	30/09/1999	990005	Caliza recristalizada
COPALA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
COYUCA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
COYUQUILLA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
CIUDAD SERDAN	7.5	30/09/1999	990005	Roca
CUERNAVACA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
IDEI PATIO 5	7.5	30/09/1999	990005	Roca Basáltica
ESTANZUELA SUPERFICIE	7.5	30/09/1999	990005	Roca
IGUALA	7.5	30/09/1999	990005	Caliza
LAGUNA VERDE	7.5	30/09/1999	990005	Caliza
MEZCALA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
OCOTILLO	7.5	30/09/1999	990005	Roca
PETATLAN II	7.5	30/09/1999	990005	Roca
IGUALA	7.5	30/09/1999	990005	Caliza
SAN LUIS DE LA LOMA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
TACUBAYA	7.5	30/09/1999	990005	Suelo Duro



TECAMACHALCO	7.5	30/09/1999	990005	T. Firme
TEACALCO	7.5	30/09/1999	990005	Roca
TLALPAN	7.5	30/09/1999	990005	T. Firme
TEXCOCO SAN MIGUEL TLAIXPAN	7.5	30/09/1999	990005	Roca metamórfica
LAS VIGAS	7.5	30/09/1999	990005	Roca
LA VENTA	7.5	30/09/1999	990005	Roca
YAUTEPEC	7.5	30/09/1999	990005	Caliza

3.1.2. Acelerogramas de temblores de fallamiento normal.

Los acelerogramas seleccionados correspondientes a la fuente sísmica de fallamiento normal, agrupados como en el caso anterior, son presentados en la Tabla 3-2, también pertenecen a suelo duro y corresponden a temblores con profundidades mayores que 40 km y magnitudes mayores que 6.5.

Tabla 3-2: Acelerogramas de la fuente sísmica de fallamiento normal para $h > 40$ km registrados en suelo duro.

50 km < Distancia Epicentral < 150 km				
Estación	Magnitud Máx.	Fecha	Clave S	Tipo Suelo
ANGOSTURA SUBESTACION	6.5	14/03/1994	940002	Caliza Arcillosa
CHICOASEN POBLADO	6.5	14/03/1994	940002	Caliza
CIUDAD SERDAN	6.5	15/06/1999	990004	Roca
Distancia Epicentral > 150 km				
Estación	Magnitud Máx.	Fecha	Clave S	Tipo Suelo
SISMEX CIUDAD UNIVERSITARIA	7.0	24/10/1980	800003	Roca
ANGOSTURA SUBESTACION	6.8	03/09/1993	930032	Caliza arcillosa
CHICOASEN POBLADO	6.8	03/09/1993	930032	Caliza
IDEI PATIO 4	6.8	03/09/1993	930032	Roca Basáltica
CIUDAD SERDAN	6.5	14/03/1994	940002	Roca
IDEI PATIO 4	6.5	14/03/1994	940002	Roca Basáltica
CRUZ AZUL OAXACA SUBESTACION	6.5	14/03/1994	940002	Campo libre
TEXCOCO SAN MIGUEL TLAIXPAN	6.5	14/03/1994	940002	Roca metamórfica
UNIVERSIDAD IBEROAMERICANA	6.5	14/03/1994	940002	Terreno Firme
ACAPULCO	6.5	15/06/1999	990004	Roca
AGUACALIENTE	6.5	15/06/1999	990004	Roca
ATOYAC	6.5	15/06/1999	990004	Roca
CENAPRED	6.5	15/06/1999	990004	Roca Basáltica
CHILPANCINGO	6.5	15/06/1999	990004	Roca
LA COMUNIDAD	6.5	15/06/1999	990004	Roca
COPALA	6.5	15/06/1999	990004	Roca
COYUCA	6.5	15/06/1999	990004	Roca
COYUQUILLA	6.5	15/06/1999	990004	Roca



CUERNAVACA	6.5	15/06/1999	990004	Roca
IDEI PATIO 5	6.5	15/06/1999	990004	Roca Basáltica
ESTANZUELA SUPERFICIE	6.5	15/06/1999	990004	Roca
IGUALA	6.5	15/06/1999	990004	Caliza
LAGUNA VERDE	6.5	15/06/1999	990004	Caliza
MADIN REMOTO	6.5	15/06/1999	990004	Roca
MEZCALA	6.5	15/06/1999	990004	Roca
OCOTILLO	6.5	15/06/1999	990004	Roca
PETATLAN II	6.5	15/06/1999	990004	Roca
IGUALA	6.5	15/06/1999	990004	Caliza
ANA FREUD	6.5	15/06/1999	990004	Roca caliza
CENTRAL UAEM	6.5	15/06/1999	990004	Roca
TECAMACHALCO	6.5	15/06/1999	990004	T. Firme
TEACALCO	6.5	15/06/1999	990004	Roca
TEPICH	6.5	15/06/1999	990004	Caliza
TONALAPA DEL SUR	6.5	15/06/1999	990004	Roca
TLALPAN	6.5	15/06/1999	990004	T. Firme
UNIVERSIDAD IBEROAMERICANA	6.5	15/06/1999	990004	Terreno Firme
LA UNION	6.5	15/06/1999	990004	Roca
LAS VIGAS	6.5	15/06/1999	990004	Roca
LA VENTA	6.5	15/06/1999	990004	Roca
YAUTEPEC	6.5	15/06/1999	990004	Caliza

3.2. Leyes de atenuación.

Las leyes de atenuación proporcionan valores máximos de intensidad esperadas en un sitio debido a la ocurrencia de un temblor de magnitud y localización determinada. La mayor parte de las veces se estima la respuesta máxima del terreno aunque es cada vez más frecuente que se propongan leyes de atenuación de ordenadas espectrales.

3.2.1. Ley de atenuación para temblores de subducción.

Sánchez y Jara (2001) obtuvieron una ley de atenuación para la aceleración máxima del terreno, utilizando temblores de subducción como parte de un estudio para evaluar el peligro sísmico de Michoacán. Se consideraron varios catálogos de temblores con base en los cuales se determinó, mediante una regresión, la siguiente ecuación,

$$\log a_{\text{máx}} = 0.444 M_s - 2.454 \log R + 4.059 \dots\dots\dots (3.1)$$

Utilizando esta ley de atenuación y considerando la distancia más cercana del puente a la fuente sísmica de subducción, alrededor de 100 km, se determinó la aceleración determinista máxima esperada, para un evento sísmico de magnitud



8.2. Con el objeto de contar con un conjunto de registros sísmicos con características comparables, se escalaron los acelerogramas para que todos ellos tuvieran la aceleración máxima calculada con la ley de atenuación, el cual fue de 619 gales.

3.2.2. Ley de atenuación para temblores de fallamiento normal.

García *et al.*, (2005), determinaron una ley de atenuación para temblores originados por la falla normal de la placa subducida. Consideraron un conjunto de registros obtenidos en la República Mexicana. Para la aceleración máxima del terreno proponen,

$$\log a_{\text{máx}} = -0.2 + 0.59 M_s - 0.0039 R - \log(R) + 0.008H \dots\dots\dots (3.2)$$

De acuerdo con la inclinación de la placa subducida en la región de Michoacán, se estimó que el temblor más cercano al puente podría presentarse a una profundidad de 93 km. Considerando una distancia epicentral de 142 km y una magnitud máxima de 8.2, se obtuvo una aceleración determinista máxima esperada de 472 gales. Con este valor se escalaron todos los registros correspondientes a esta fuente sísmica. La distancia epicentral se obtuvo con la siguiente expresión:

$$R = \sqrt{R_{\text{cld}}^2 + \Delta^2} \dots\dots\dots (3.3)$$

Donde:

R_{cld} = La distancia más cercana a la superficie de falla para grandes eventos ($M_w > 6.5$) ó la distancia hipocentral para el resto, para este caso 93 km.

Δ = término de saturación cercano a la fuente definido analíticamente por Atkinson y Boore (2003) de consideraciones geométricas básicas cuyo valor se determina con:

$$\Delta = 0.00750 \left(10^{0.507 M_w} \right) \dots\dots\dots (3.4)$$

M_w = Magnitud de momento sísmico que como ya se mencionó es de 8.2.

3.3. Espectros de respuesta elásticos.

Se calcularon los espectros de respuesta elásticos para el conjunto de 116 acelerogramas de la fuente sísmica de subducción y para 43 registros de la fuente sísmica de fallamiento normal, previamente escalados como se mencionó



anteriormente. La respuesta se obtuvo con base en un programa desarrollado en MATLAB 7.0.1, utilizando el algoritmo del método de Newmark.

3.3.1. Espectros de respuesta de los registros correspondientes a la fuente sísmica de subducción.

Los espectros de respuesta elásticos para 5% del amortiguamiento crítico, de los registros provenientes de fuentes sísmicas de subducción, se muestran en la Figura 3-2. Se presentan 116 espectros normalizados con respecto a la gravedad, para periodos de hasta 5 seg. En la parte superior de la figura se muestran los espectros de pseudoaceleración en formato tradicional y en la parte inferior los espectros en formato de pseudoaceleración-desplazamiento. En estos últimos los periodos del sistema de un grado de libertad quedan determinados por líneas radiales trazadas desde el origen de la figura.

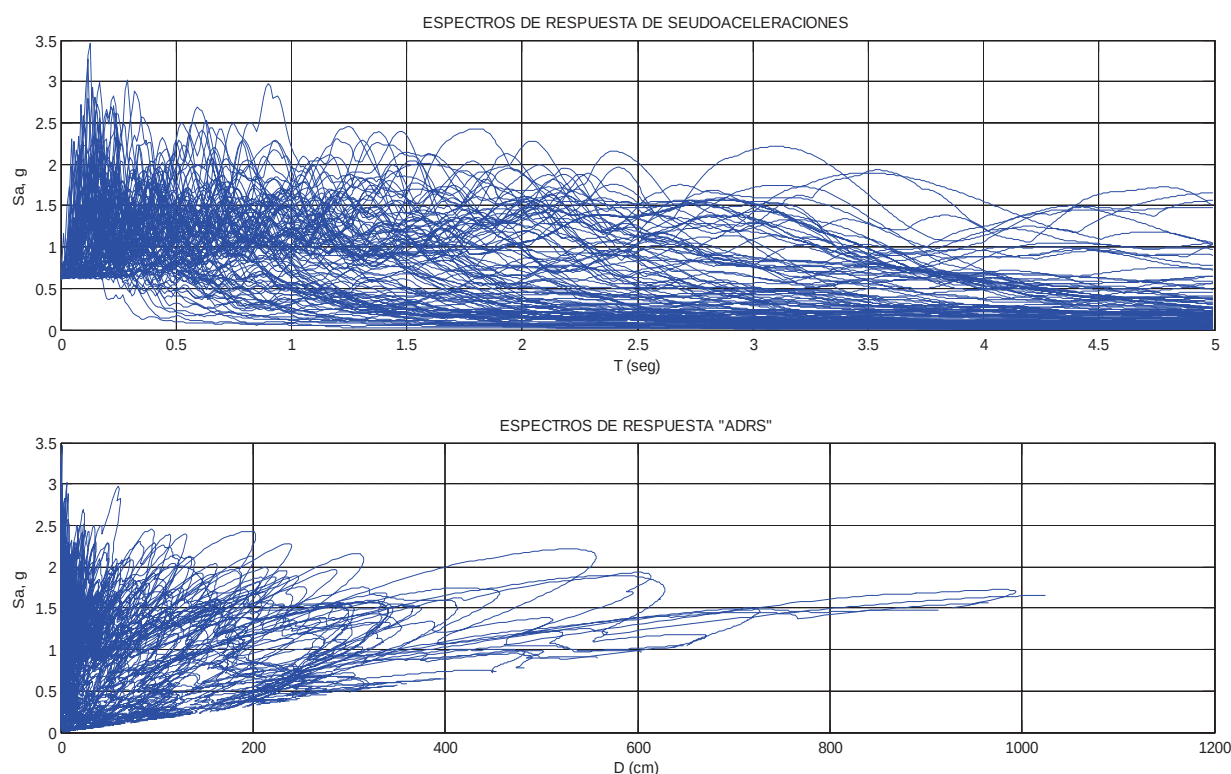


Figura 3-2: Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectros ADRS de los 116 acelerogramas de la fuente sísmica de subducción.

La pseudoaceleración máxima obtenida de los 116 espectros de respuesta de subducción es de 3396 gales, correspondiente a un periodo de 0.13 seg. El registro se obtuvo en la estación sísmica “El Paraíso” por la ocurrencia del temblor del 19 de septiembre de 1985. El desplazamiento máximo, de 1024 cm, del conjunto de acelerogramas procesados se obtuvo para un periodo de 5 seg con el acelerograma de “Idei Patio 1”. Este acelerograma se registró el 9 de octubre de 1995 para un temblor con magnitud de 7.5.



Con el conjunto de espectros de respuesta obtenidos, se determinó la pseudoaceleración media y la desviación estándar media, para cada ordenada espectral, como se muestra en las Figuras 3-3 a 3-5. El contar con un tamaño de muestra adecuado, permite también determinar densidades de probabilidad para periodos específicos. El desplazamiento medio máximo obtenido es de 168 cm (correspondiente al periodo de 5 seg) con una desviación estándar media de 216 cm. Si se considera la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental del puente, determinado en el capítulo anterior como 2.52 seg, el valor de la demanda de desplazamiento medio es de 91 cm, con una desviación estándar media de 80 cm.

Por su parte, el valor medio máximo de pseudoaceleración obtenido es de 1197 gales (correspondiente al periodo de 0.17 seg) con una desviación estándar media de 513 gales. Para el periodo fundamental del puente, la pseudoaceleración media obtenida fue de 567 gales con una desviación estándar media de 496 gales.

Una vez obtenidos los valores medios de la demanda sísmica para la ordenada espectral del periodo fundamental del puente, se determinó la densidad de probabilidad correspondiente. Considerando que en la literatura técnica una de las densidades de probabilidad más utilizadas para modelar la demanda sísmica es la densidad lognormal, y que las características propias de las variables en estudio hacen adecuada esta densidad para describirlas, se decidió adoptar esta forma funcional para estimar la demanda de desplazamiento y de pseudoaceleraciones. Esta densidad tiene dos parámetros que deben determinarse con base en la información obtenida con el conjunto de registros analizados. Se aplicó el método de máxima verosimilitud para obtener los parámetros correspondientes. Las densidades obtenidas se muestran en las Figuras 3-6 y 3-7.

Se determinaron dos densidades de probabilidad: la primera corresponde a la ordenada donde se localiza el periodo del puente infiernillo y la segunda es la densidad de probabilidad de los valores medios de cada ordenada espectral. Es notorio que las densidades de desplazamientos muestran gráficamente una dispersión similar y que existe mucha menor dispersión en la densidad de los valores medios de la pseudoaceleración que la correspondiente a la densidad para la ordenada espectral del puente. La moda de la densidad de desplazamientos del puente se encuentra entre 10 y 20 cm y entre 1 y 2 cm para la densidad de los valores medios. La moda de la densidad de la pseudoaceleración para el periodo fundamental del puente se encuentra entre 75 y 100 gales y para la densidad de valores medios se localiza entre 400 y 500 gales.

Se estimaron también los parámetros de la densidad lognormal para el caso en que los aisladores del puente han fluido, teniendo ahora la estructura un periodo fundamental de 2.98 seg. En este caso, la moda de la densidad de desplazamientos se encuentra nuevamente entre 10 y 20 cm, mientras que la moda de la densidad de la pseudoaceleración oscila ahora entre 50 y 85 gales (Figura 3-8).

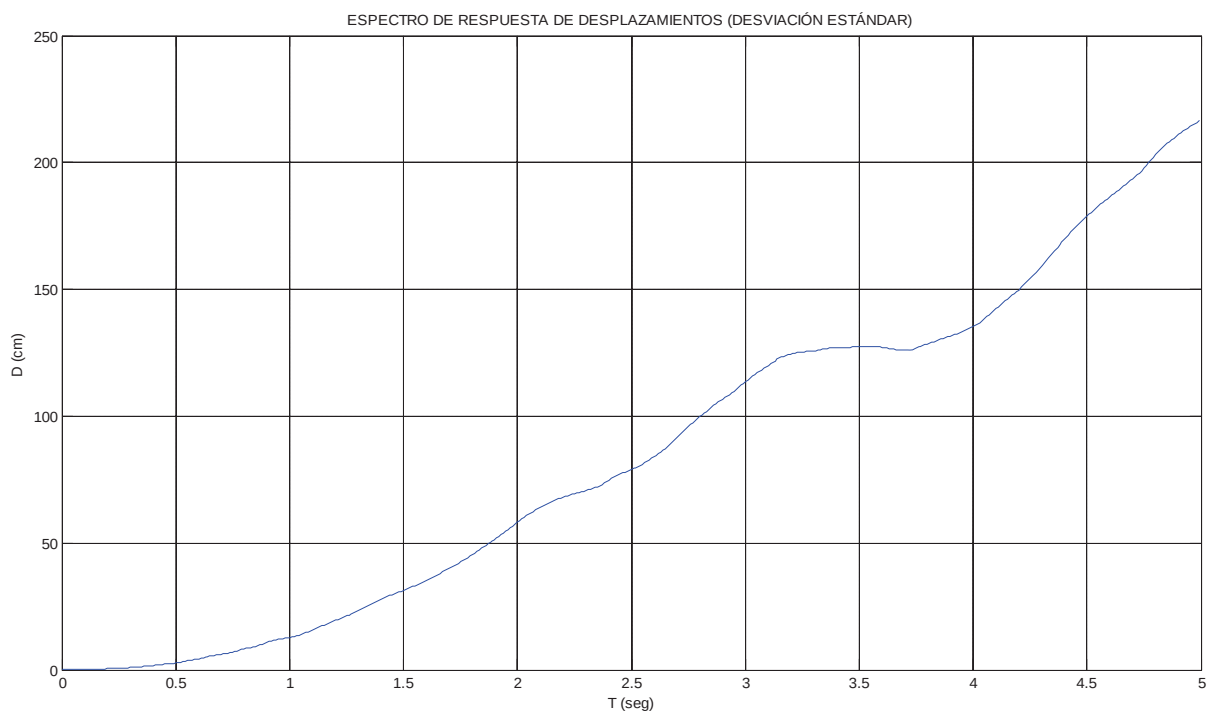
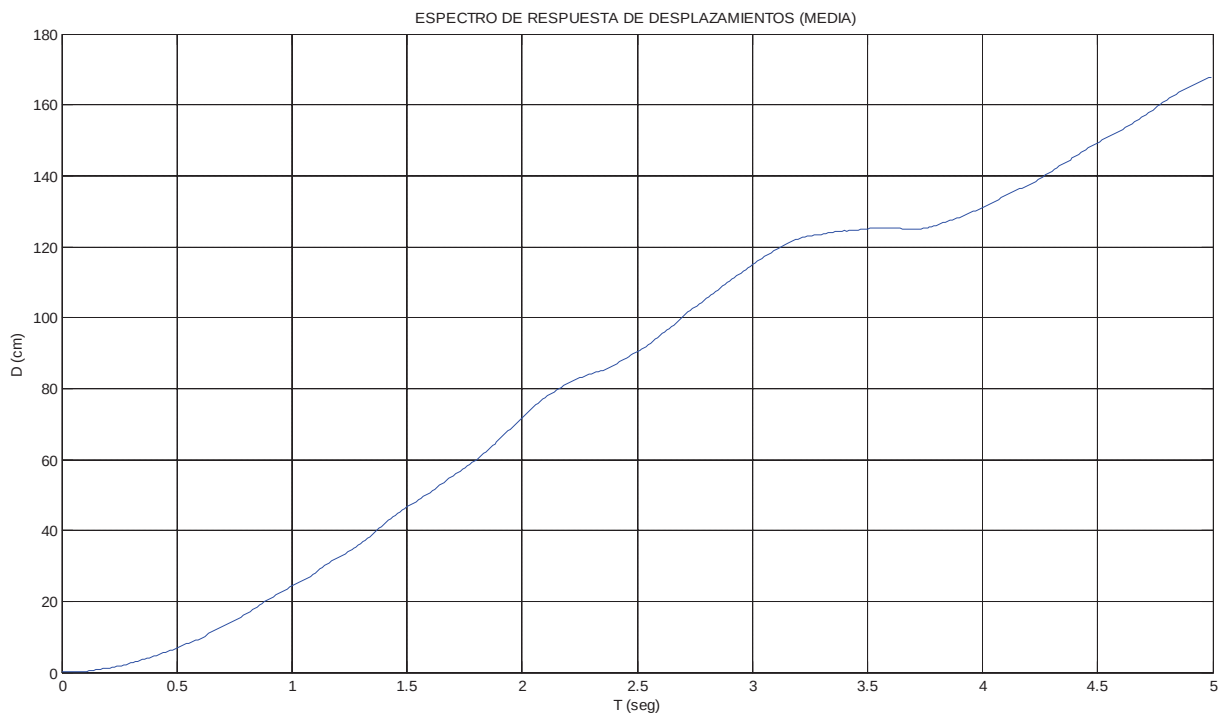


Figura 3-3: Valores medios de espectros de respuesta de desplazamientos de la zona de subducción (media y desviación estándar).

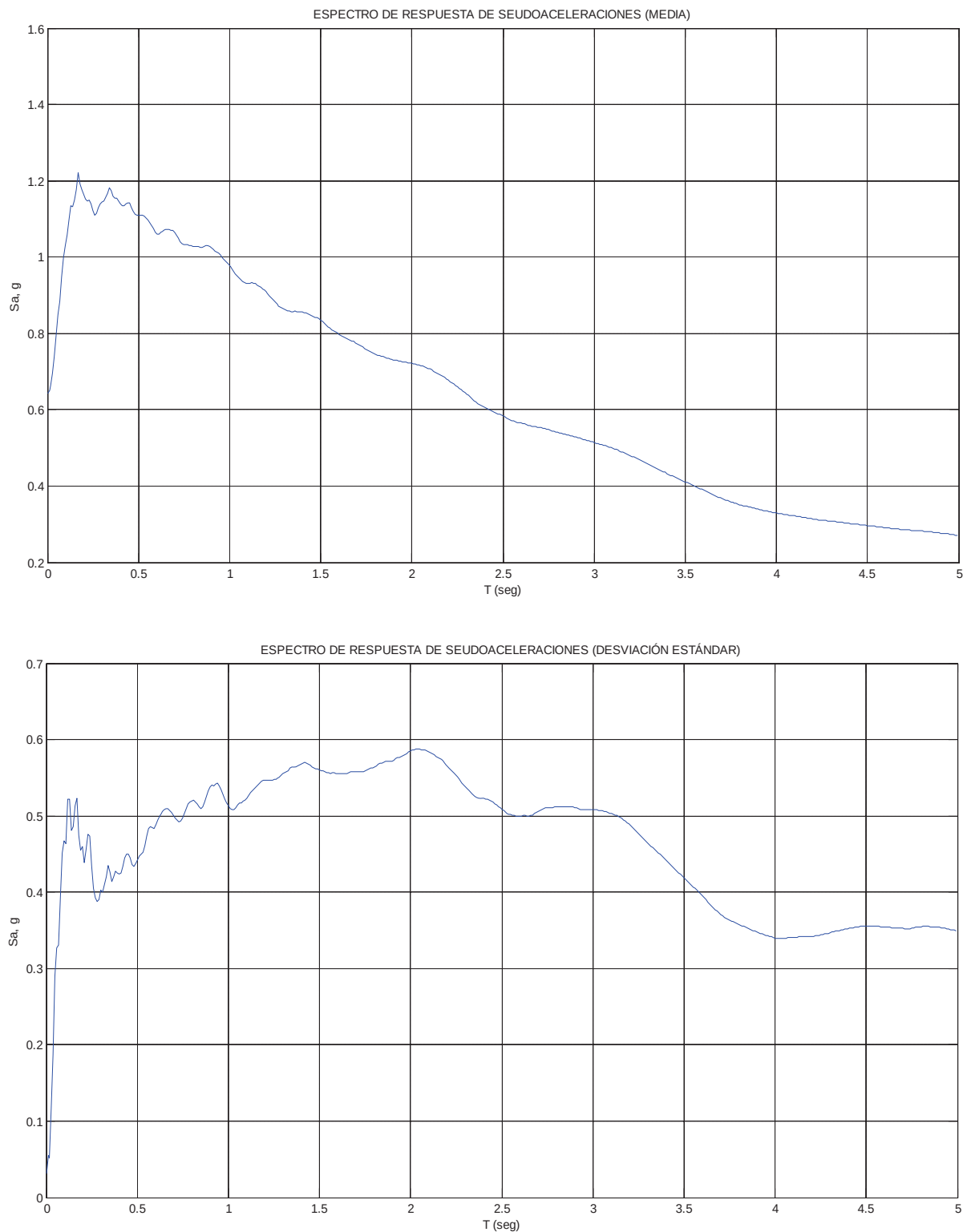


Figura 3-4: Valores medios de espectros de respuesta de seudoaceleración de la zona de de subducción (media y desviación estándar).

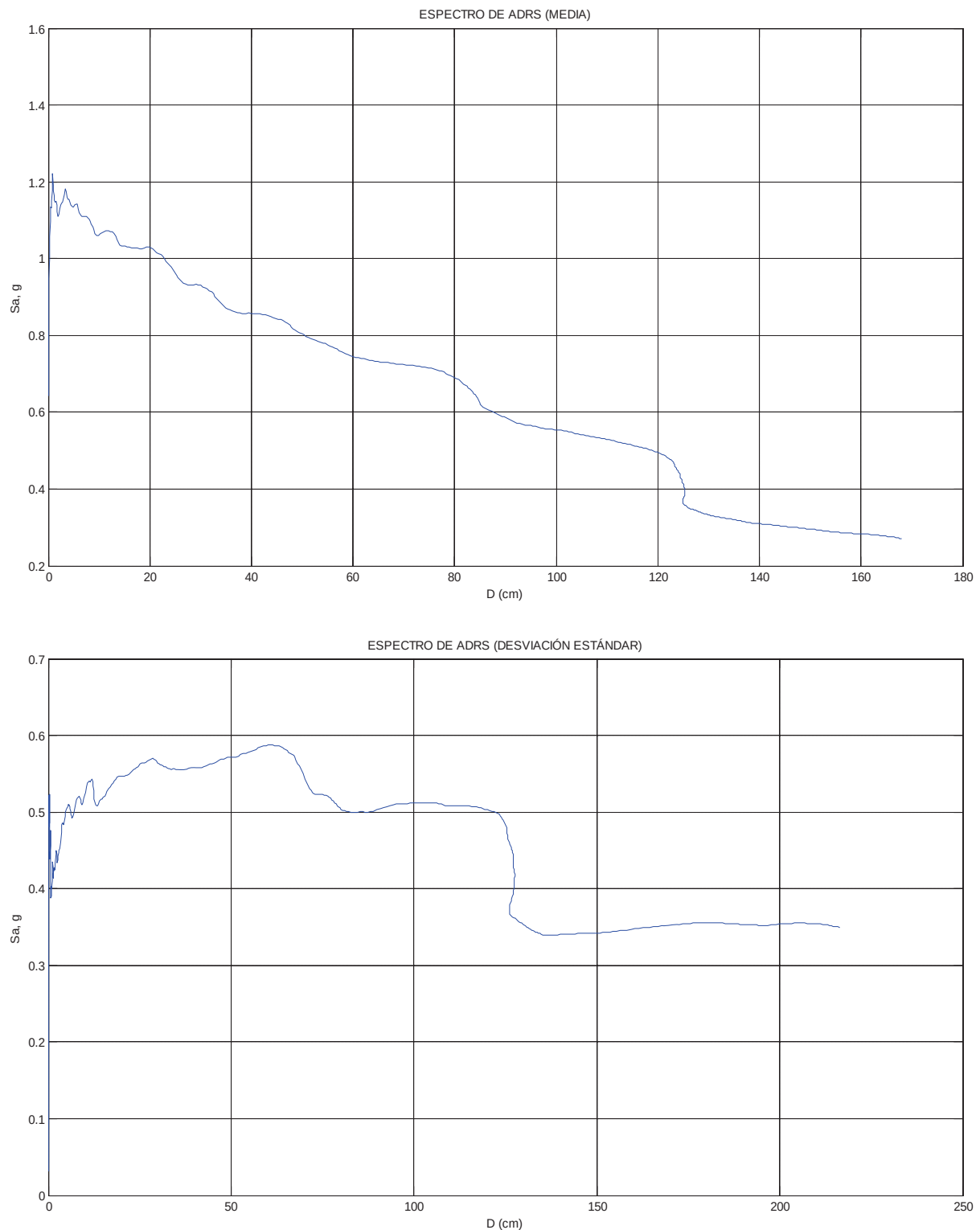


Figura 3-5: Valores medios de los espectros ADRS de la zona de subducción (media y desviación estándar).

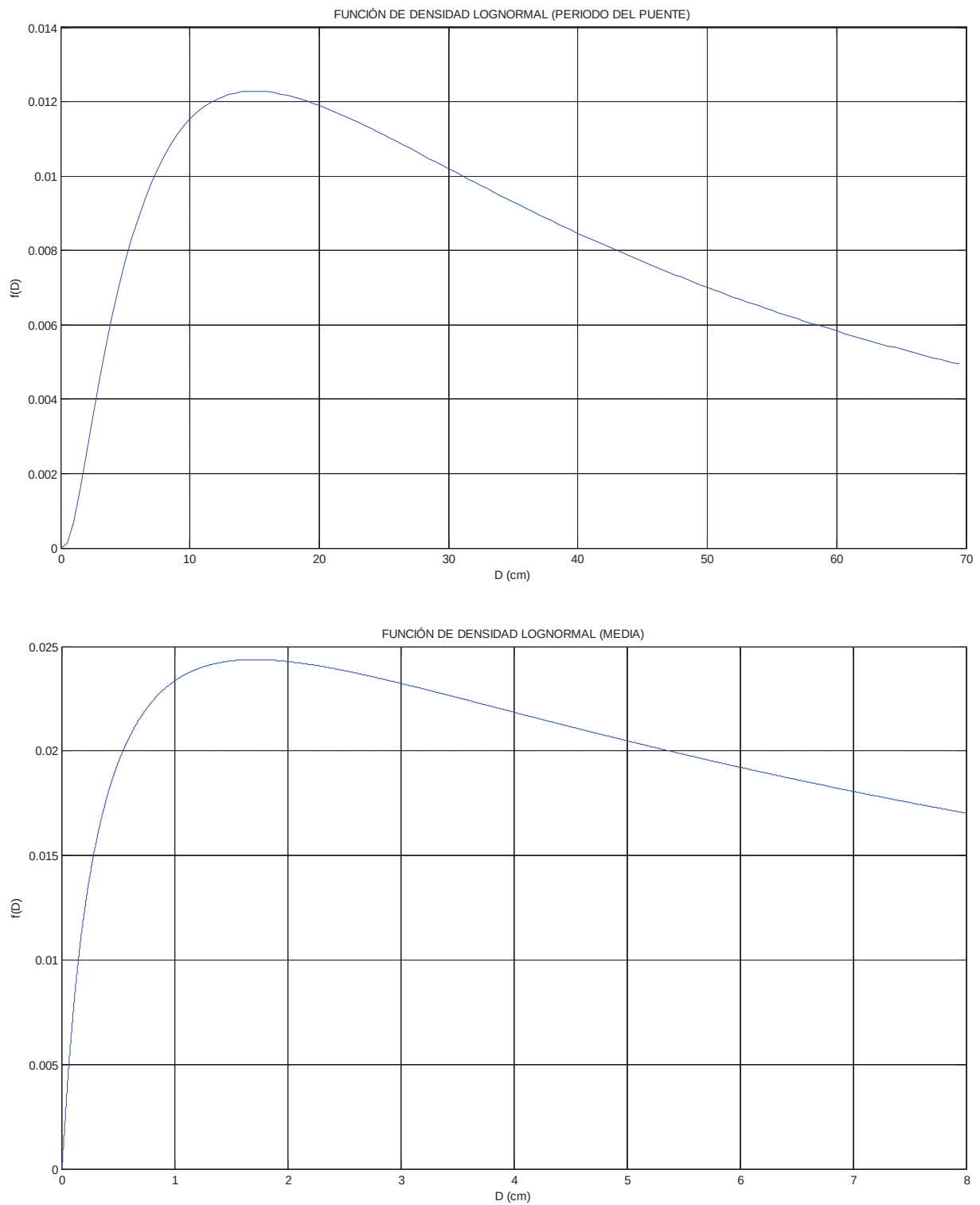


Figura 3-6: Densidad de desplazamientos para el periodo fundamental del puente (2.52 seg) y para los valores medios del espectro (subducción).

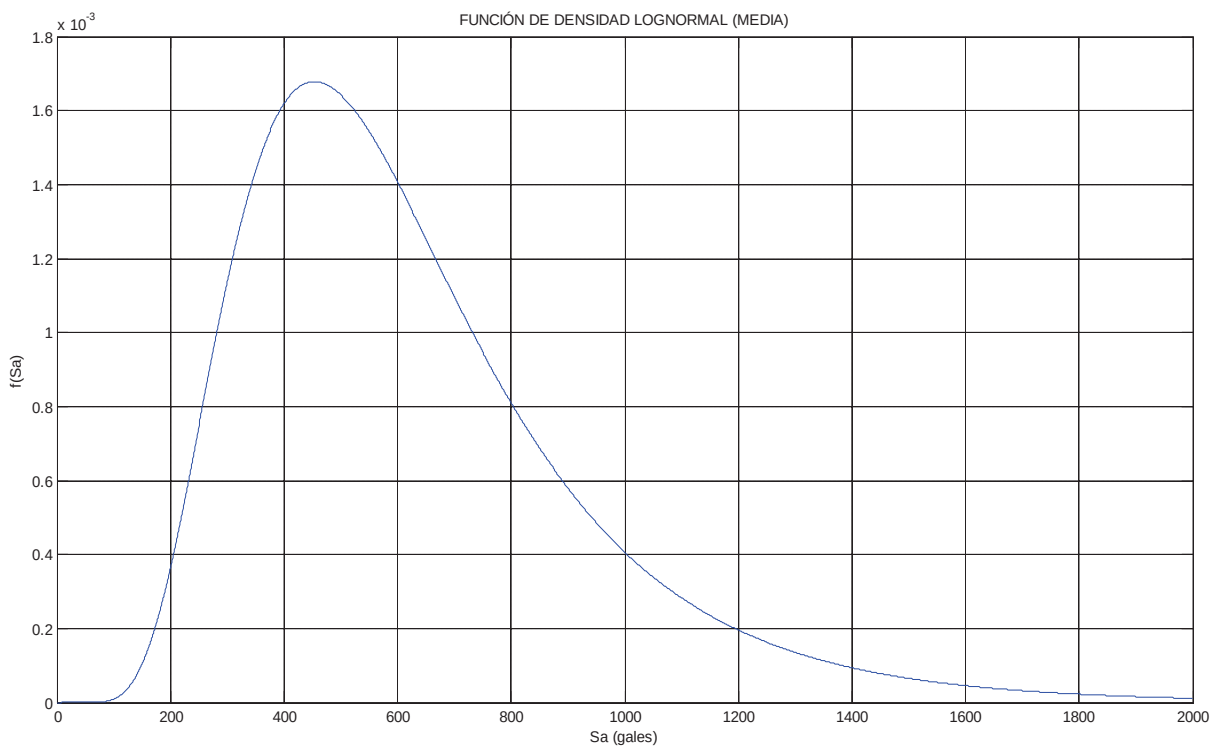
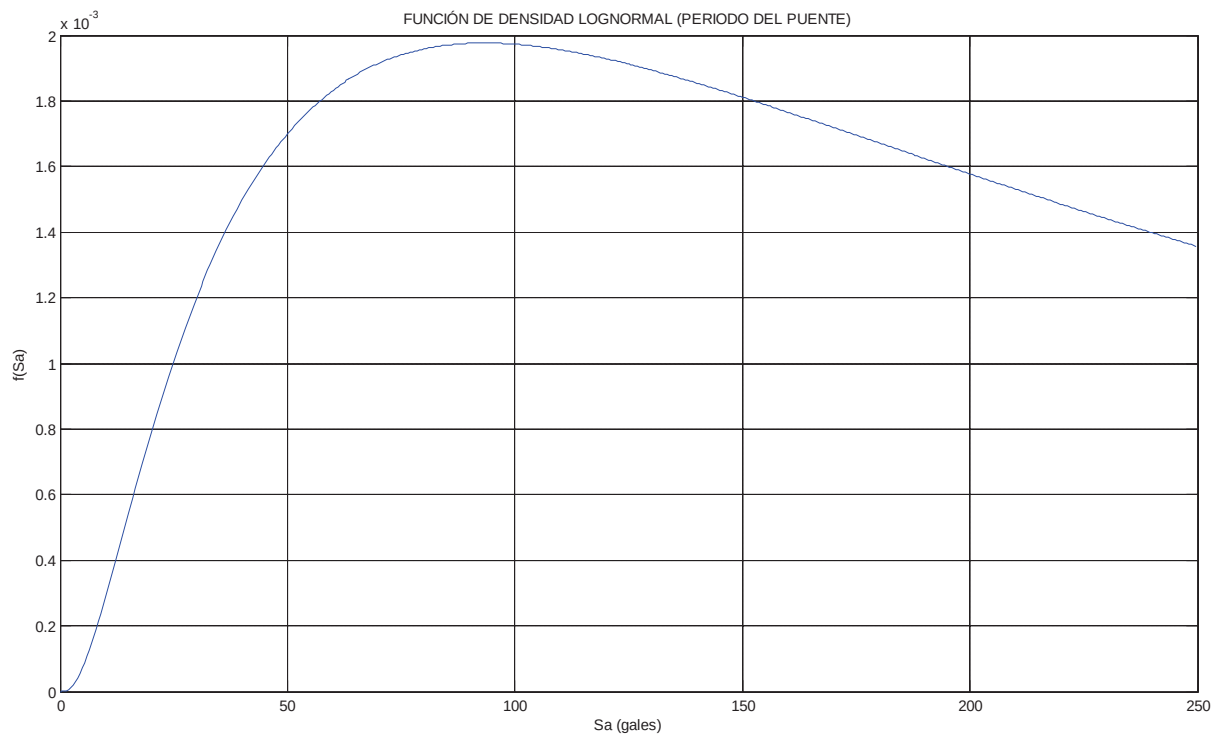


Figura 3-7: Densidad de pseudoaceleraciones para el periodo fundamental del puente (2.52 seg) y para los valores medios del espectro (subducción).

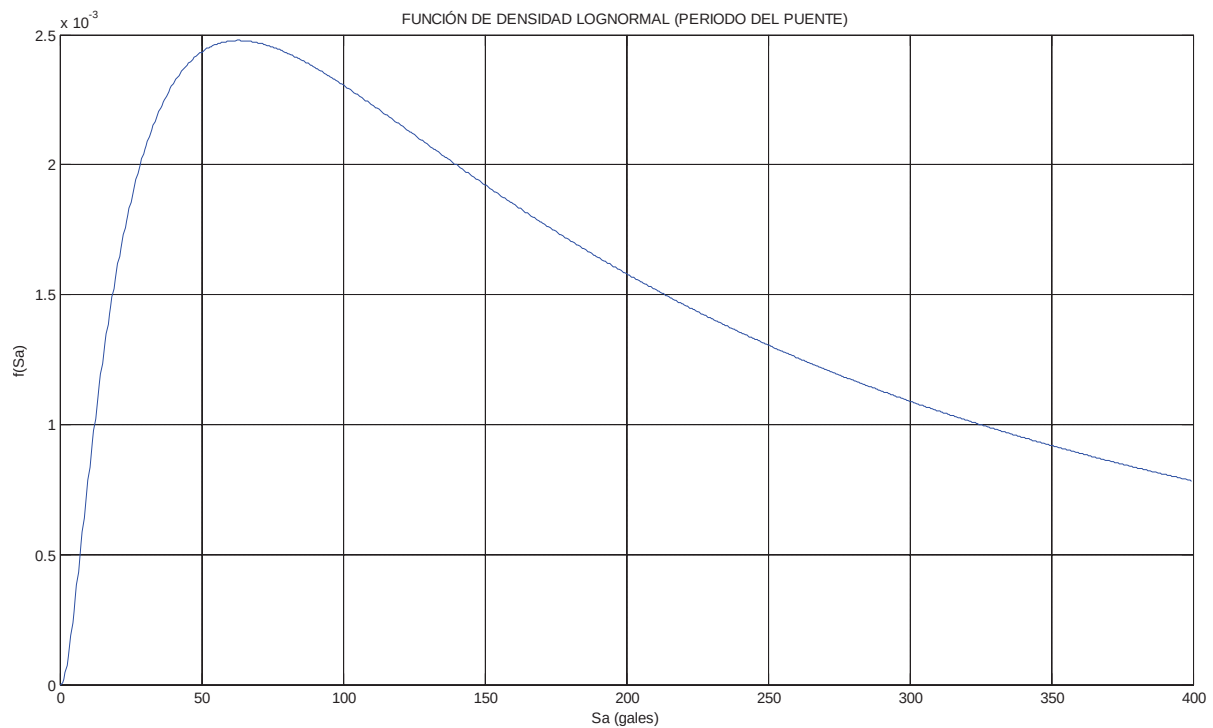
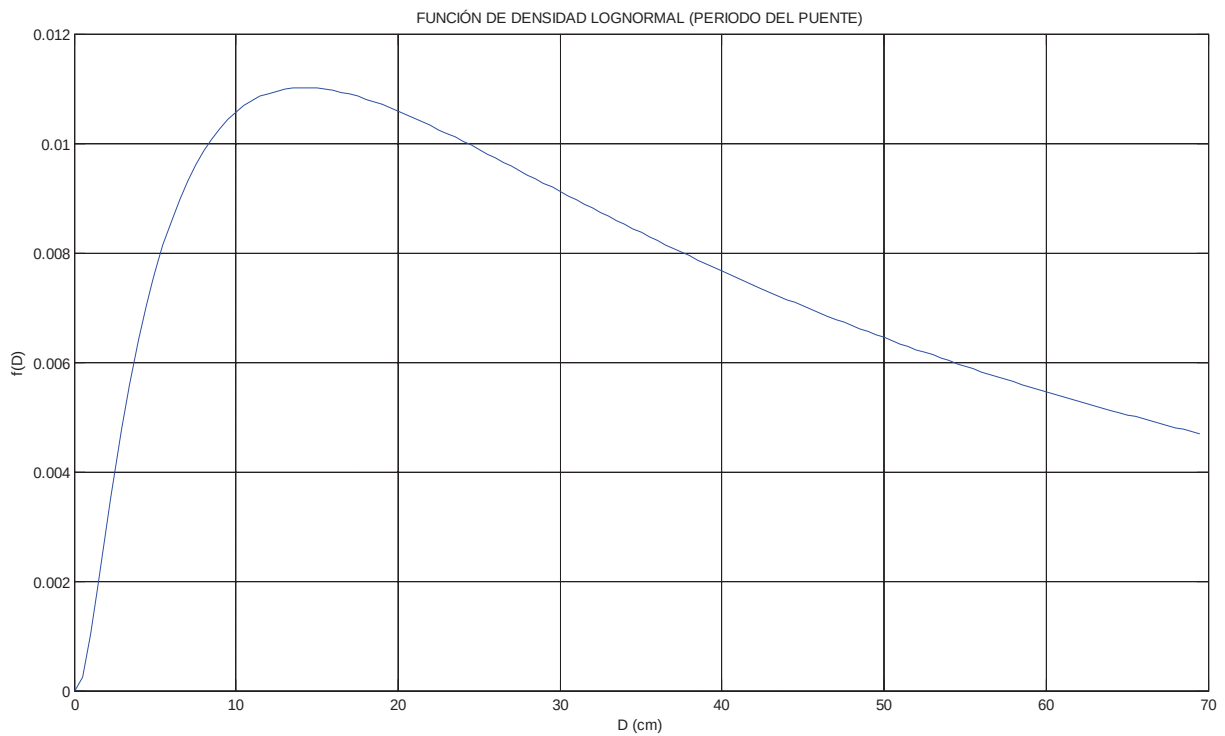


Figura 3-8: Densidad de desplazamientos y de pseudoaceleraciones para el periodo del puente cuando los aisladores han fluido (2.98 seg).



3.3.2. Espectros de respuesta de los registros correspondientes a la fuente sísmica de fallamiento normal.

Los espectros de respuesta elásticos de los registros sísmicos seleccionados de temblores originados en la fuente sísmica de fallamiento normal son presentados en la Figura 3-9. Se presentan 43 espectros normalizados con respecto a la gravedad, para periodos de hasta 5 seg y un porcentaje del amortiguamiento crítico del 5%.

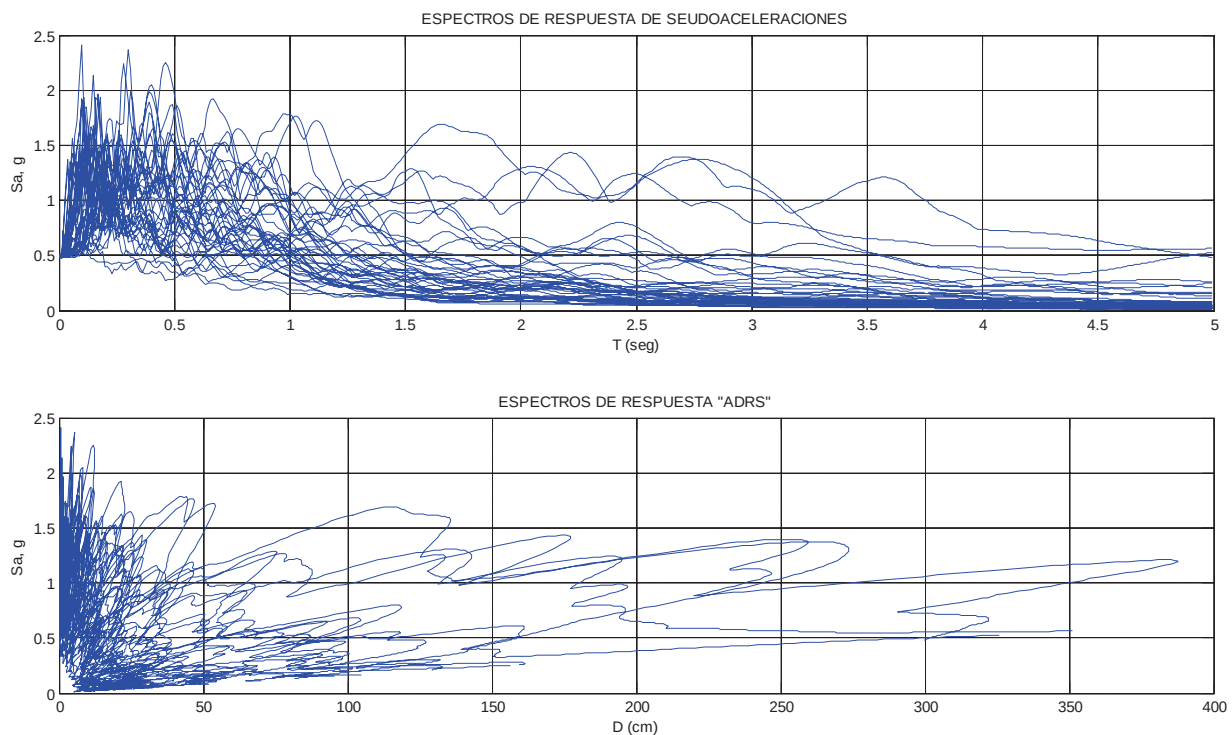


Figura 3-9: Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectros ADRS de los 43 acelerogramas de la fuente sísmica de fallamiento normal.

El valor máximo de la demanda de pseudoaceleración obtenido con estos espectros de respuesta es de 2368 gales correspondiente a un periodo de 0.1 seg, valor menor que el obtenido con los espectros de la fuente sísmica de subducción (3396.1 gales). La demanda de desplazamiento máximo es de 388 cm correspondiente a un periodo de 3.61 seg, que resulta también inferior que lo obtenido para la fuente sísmica de subducción (1024 cm)

El acelerograma con mayor demanda de desplazamiento es el de la estación de Texcoco San Miguel Tlaixpan, correspondiente al temblor del 14 de marzo de 1994 que tuvo una magnitud de 6.5. La mayor demanda de pseudoaceleración corresponde al registro de Coyoquilla del temblor del 15 de junio de 1999 con magnitud de 6.5.



Al igual que para los registros de temblores de subducción, se calcularon también los espectros de respuesta de desplazamientos, de pseudoaceleraciones y en formato ADRS. Los valores medios de la respuesta y de la desviación estándar para cada ordenada espectral se muestran en las Figuras 3-10 a 3-12. De acuerdo con estas figuras, la demanda máxima de desplazamiento es de 60 cm. La desviación estándar es creciente con el periodo alcanzando un valor de 82 cm, para un periodo de 5 seg. La demanda de desplazamiento obtenida para el periodo del puente (2.52 seg) es de 43 cm, con una desviación estándar de 48 cm, lo que muestra la gran dispersión de los registros para este periodo estructural.

En lo que se refiere a la demanda de pseudoaceleración, el valor máximo de 1058 gales, se obtiene para un periodo de 0.18 seg y la mayor desviación estándar es de 441 gales (valor correspondiente al periodo de 0.1 seg). A diferencia de la demanda de desplazamientos, la dispersión de los datos es más regular en todo el intervalo de periodos estudiado. Para el periodo del puente, la demanda de pseudoaceleración es de 265 gales, con una desviación estándar de 299 gales, lo que permite afirmar que los datos para esta ordenada espectral están bastante dispersos.

Al ajustar los parámetros de una densidad de probabilidad lognormal usando las medidas de tendencia central y de dispersión anteriores, se obtienen las Figuras 3-13 y 3-14.

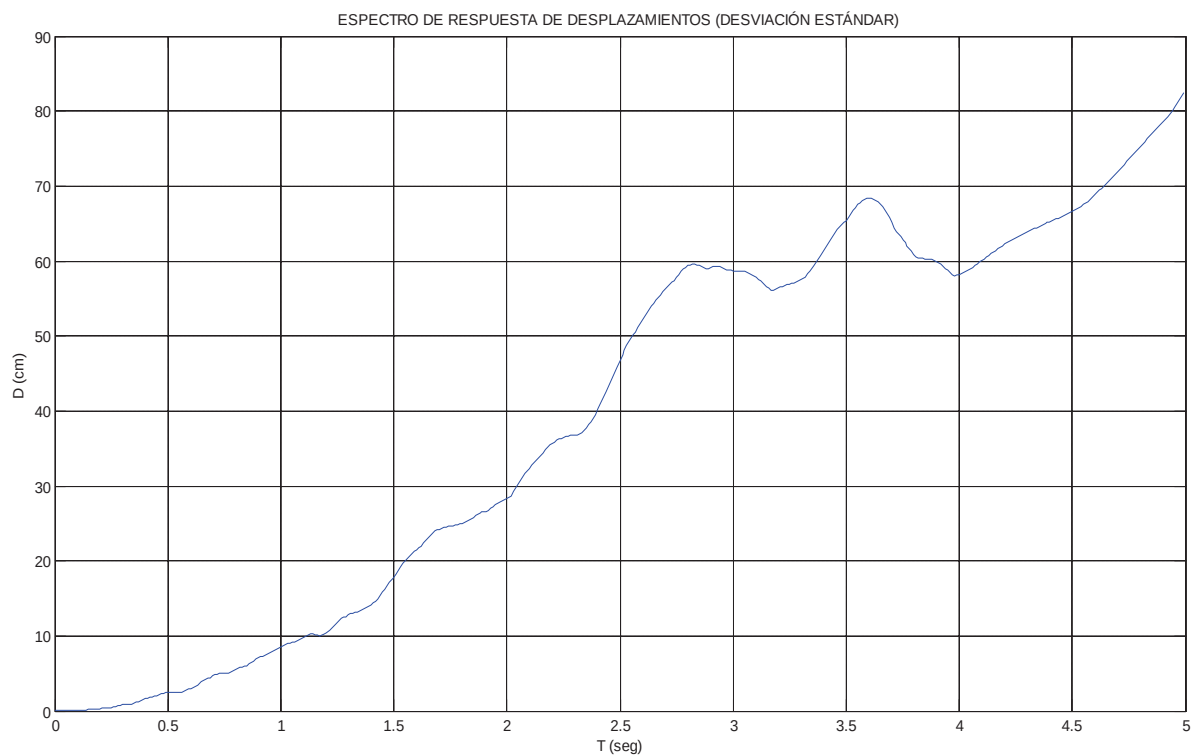
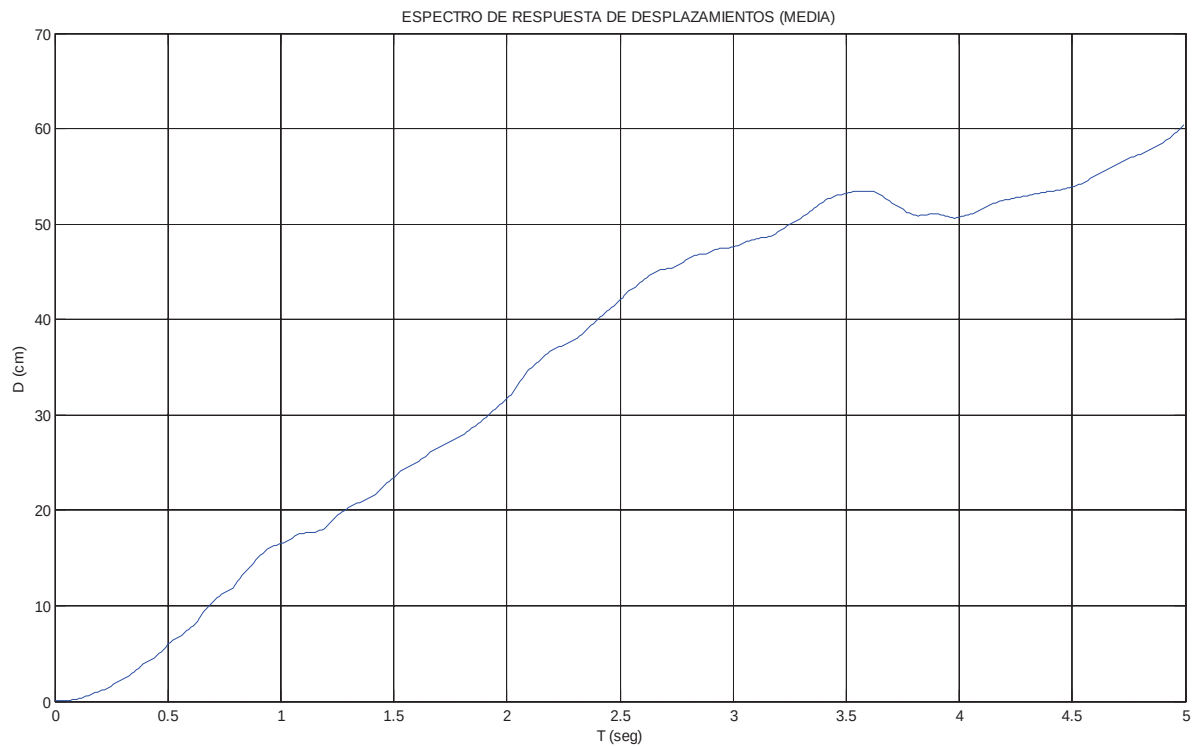


Figura 3-10: Valores medios de espectros de respuesta de desplazamientos de la zona de fallamiento normal (media y desviación estándar).

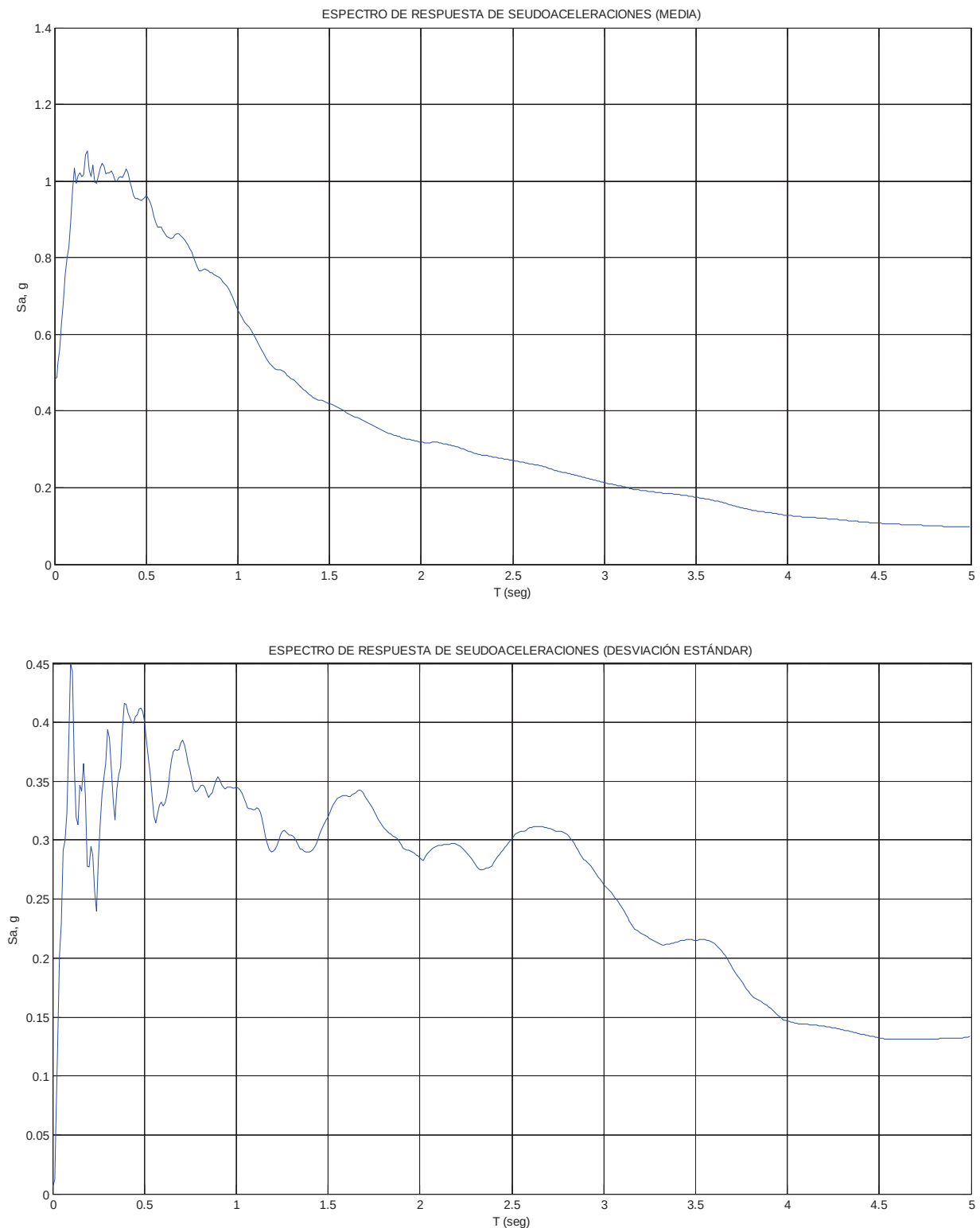


Figura 3-11: Valores medios de espectros de respuesta de pseudoaceleración de la zona de fallamiento normal (media y desviación estándar).

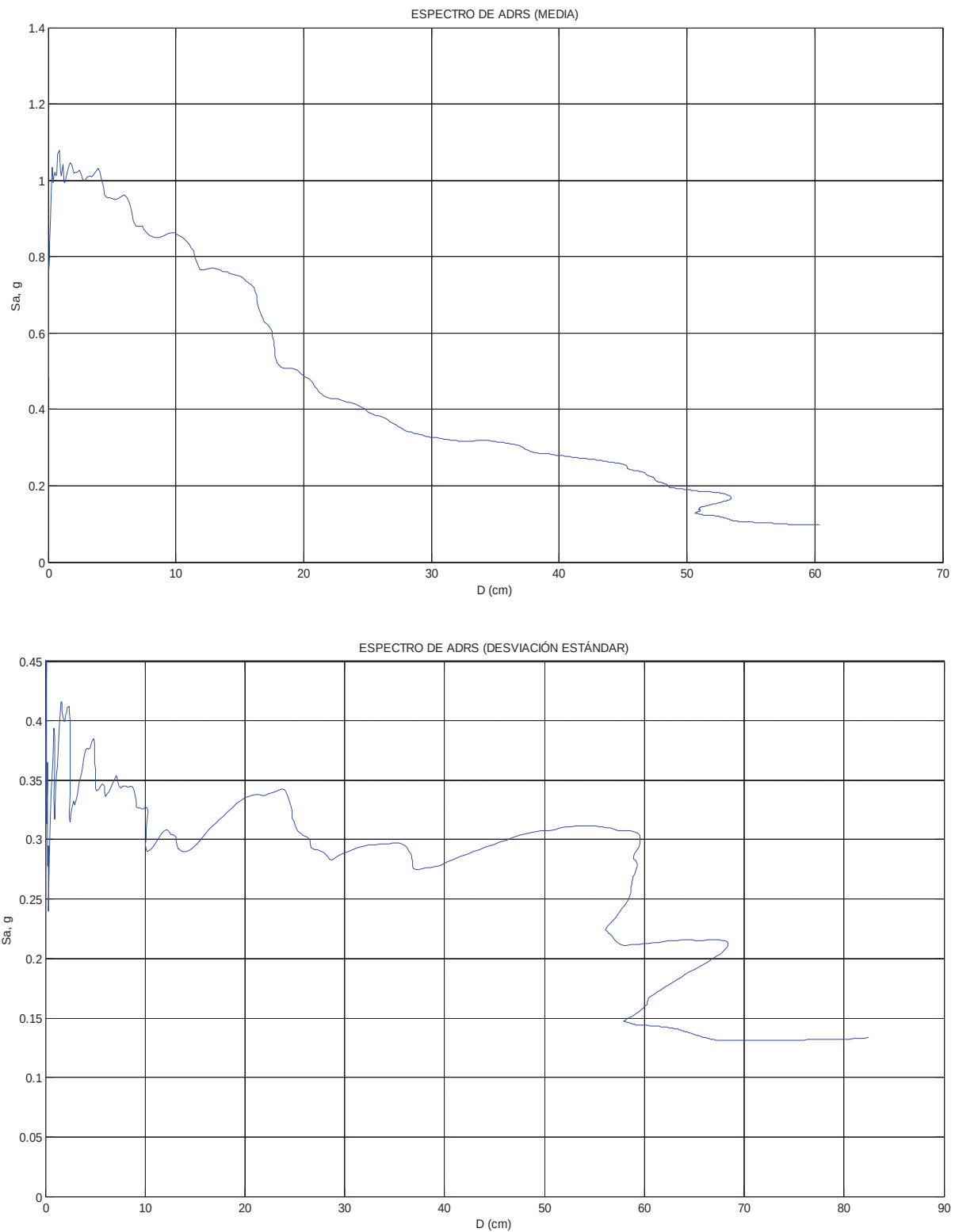


Figura 3-12: Valores medios de los espectros ADRS de la zona de fallamiento normal (media y desviación estándar).

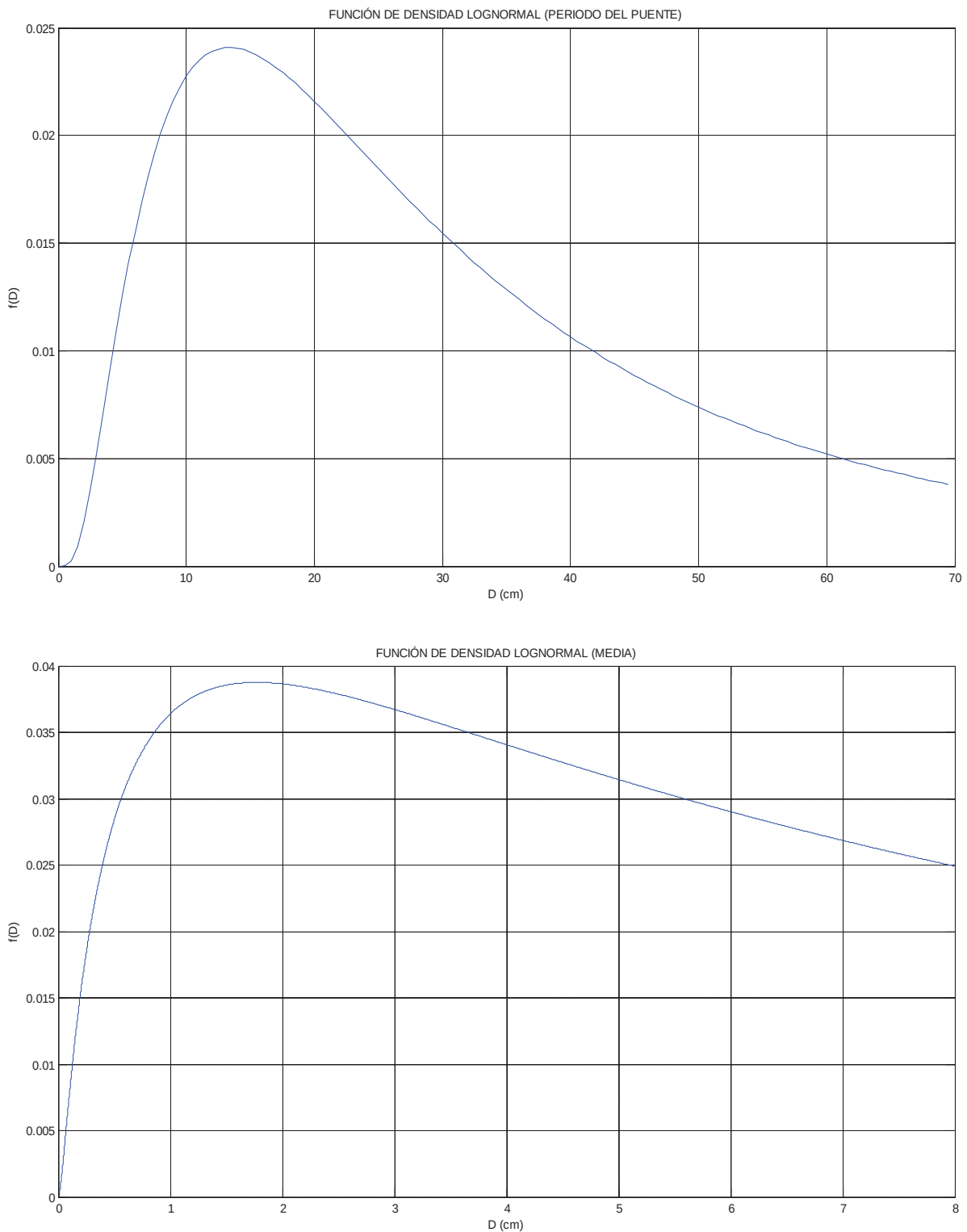


Figura 3-13: Densidad de desplazamientos para el periodo fundamental del puente (2.52 seg) y para los valores medios del espectro (fallamiento normal).

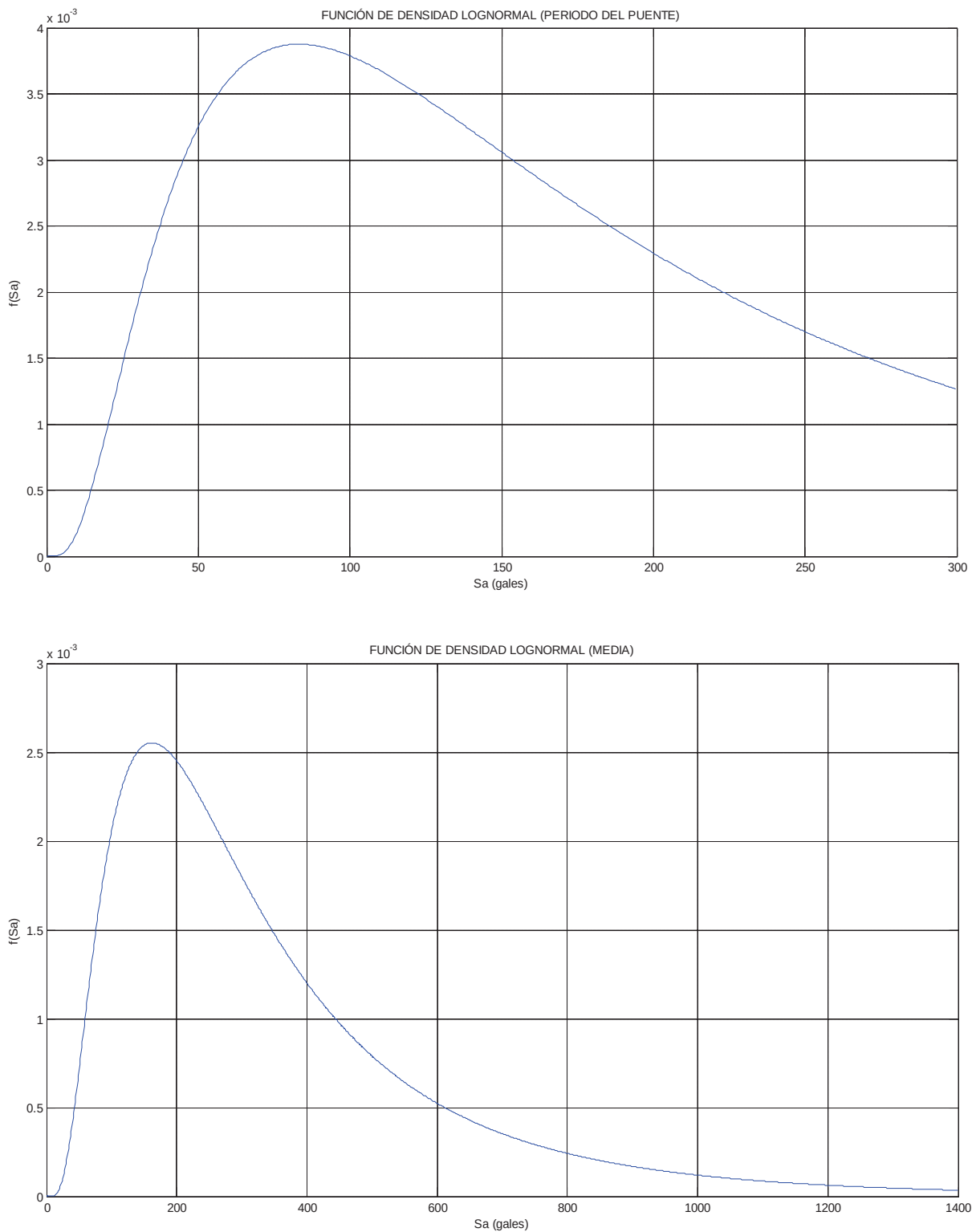


Figura 3-14: Densidad de pseudoaceleraciones para el periodo fundamental del puente (2.52 seg) y para los valores medios del espectro (fallamiento normal).

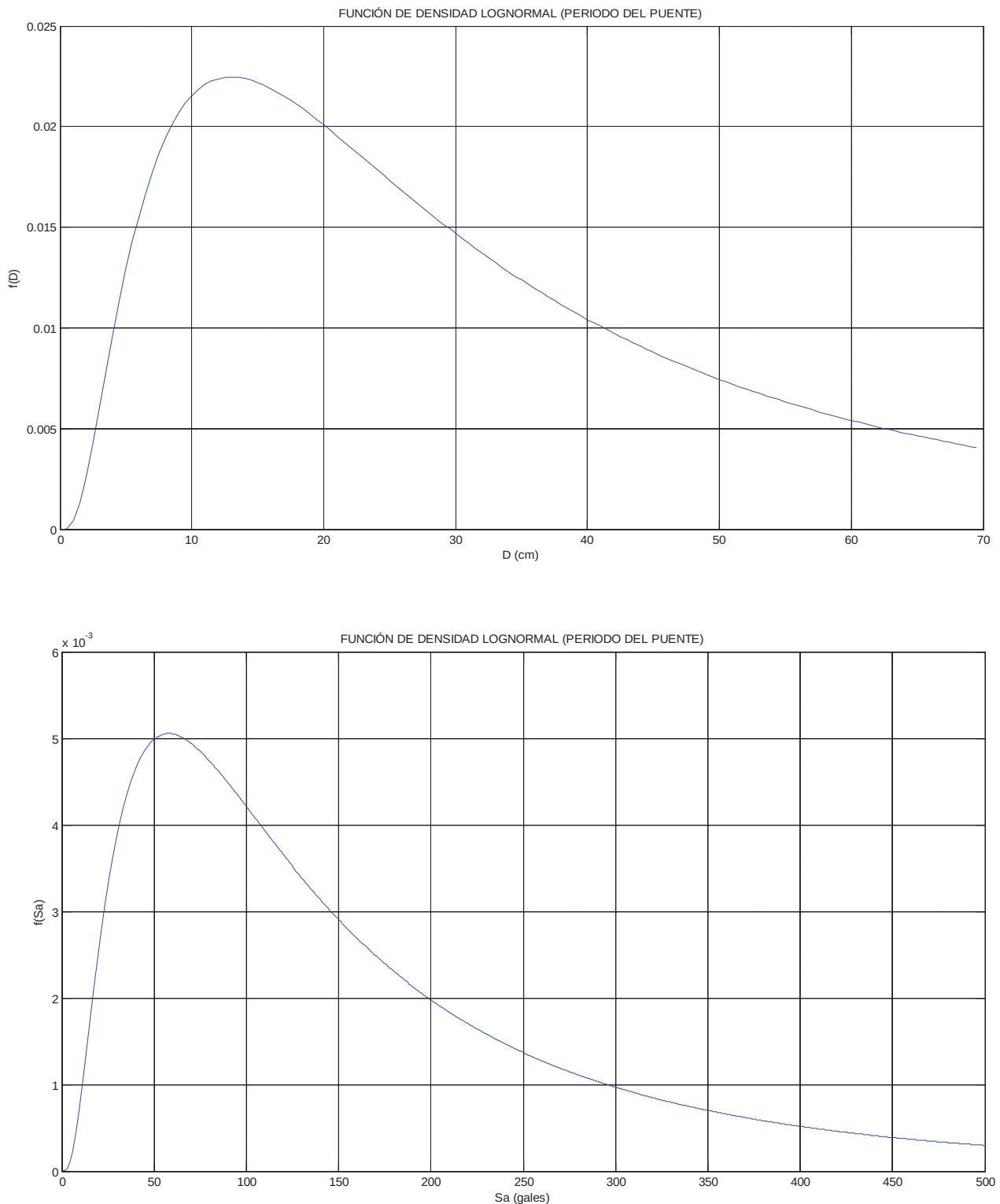


Figura 3-15: Densidad de desplazamientos y de pseudoaceleraciones para el periodo del puente cuando los aisladores han fluido (2.98 seg).



3.4. Estimación de la demanda sísmica probabilista.

Jara y Jara (2007) realizaron un estudio de peligro sísmico probabilista para el estado de Michoacán, considerando todas las fuentes sísmicas de importancia que afectan a la región. Con base en este trabajo se determinaron las aceleraciones máximas esperadas en terreno duro, para el lugar donde se localiza el puente. La Tabla 3-3 contiene los valores máximos esperados de aceleración con sus respectivos periodos de retorno. De esta tabla se puede observar que, como era de suponerse, los valores de aceleración máxima del suelo obtenidos en forma determinista con las leyes de atenuación son conservadores y corresponderían a periodos de retorno mayores que 1000 años.

Tabla 3-3: Aceleraciones máximas esperadas en terreno duro en la zona donde se localiza el puente Infiernillo II.

Amáx	Tr
Gales	años
152	50
198	100
347	500
420	1000

Usando estas aceleraciones máximas del suelo, se determinaron nuevamente las demandas de pseudoaceleración y de desplazamiento correspondientes al periodo fundamental del puente que se muestran la Tabla 3-4. Se muestran también en la tabla los valores de las demandas correspondientes a la estimación determinista de la máxima aceleración del terreno.

Tabla 3-4: Demanda de pseudoaceleración y de desplazamientos (valores medios) para el periodo de fundamental del puente ($T = 2.52$ seg).

Temblores de Subducción			
Amáx	Tr	Sa media T puente/g	D medio T puente (mm)
(gales)	(años)		
152	50	0.1418	223.8435
198	100	0.1848	291.5856
347	500	0.3238	511.0111
420	1000	0.3919	618.5149
619.1559	Determinista	0.5778	911.8027
Temblores de Fallamiento Normal			
Amáx	Tr	Sa media T puente/g	D medio T puente (mm)
(gales)	(años)		
152	50	0.0869	137.1774
198	100	0.1132	178.6916
347	500	0.1984	313.1615
420	1000	0.2402	379.0427
471.5514	Determinista	0.2697	425.5669



Posteriormente, se determinaron las demandas de pseudoaceleración y de desplazamientos (valores medios) correspondientes al periodo fundamental del puente cuando los aisladores se encuentran en el intervalo de comportamiento inelástico. Los resultados se presentan en la Tabla 3-5.

Tabla 3-5: Demanda de pseudoaceleración y desplazamiento (valores medios) para el periodo de fundamental del puente cuando los aisladores se encuentran en el intervalo inelástico de comportamiento ($T = 2.98$ seg).

Temblores de Subducción			
Amáx (gales)	Tr (años)	Sa media T puente/g	D medio T puente (mm)
152	50	0.1269	279.9695
198	100	0.1653	364.6971
347	500	0.2896	639.1408
420	1000	0.3505	773.5998
619.1559	Determinista	0.5168	1140.4259
Temblores de Fallamiento Normal			
Amáx (gales)	Tr (años)	Sa media T puente/g	D medio T puente (mm)
152	50	0.0694	153.0897
198	100	0.0904	199.4194
347	500	0.1584	349.4876
420	1000	0.1917	423.0109
471.5514	Determinista	0.2152	474.9319

Debido al poco incremento del periodo, los valores de pseudoaceleración y desplazamiento de las tablas 3-4 y 3-5, no difieren en gran medida.



CAPÍTULO 4

4. MODELO DE CAPACIDAD DEL PUENTE INFIERNILLO II

En este capítulo se describe la metodología usada para evaluar la capacidad del puente tomando como base el modelo de barras previamente descrito.

4.1. Análisis momento-curvatura y momento-rotación.

Para determinar la capacidad de los elementos de soporte de la estructura, se obtuvieron curvas momento-curvatura de los cilindros del puente. Se modelaron estos elementos con el programa Csi Col 8, como se muestra en la Figura 4-1.

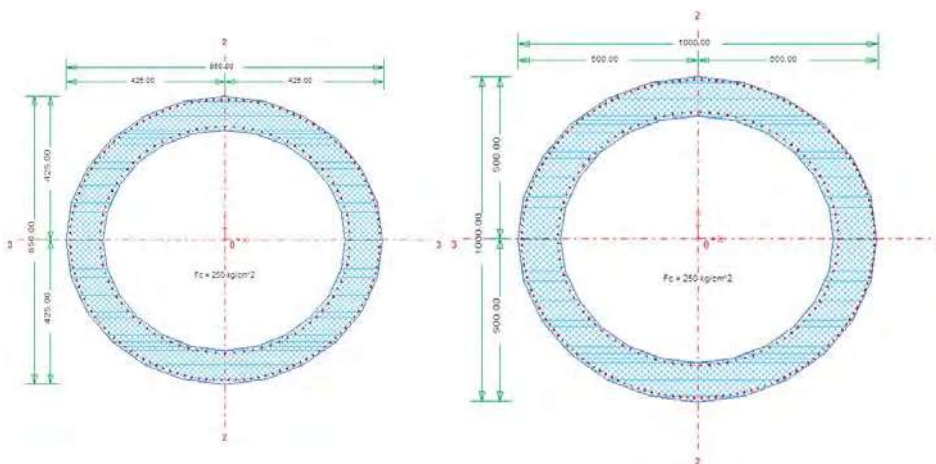


Figura 4-1: Modelado de los cilindros extremos y centrales en Csi Col 8.



El armado longitudinal de los cilindros cambia a lo largo de los mismos y transversalmente están confinados por medio de estribos circulares. La base de los cilindros extremos tiene un armado longitudinal de 214 varillas del número 10, mientras que los centrales tienen 251 varillas del número 10. Con esta información se procedió a hacer un análisis momento-curvatura usando un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 , obteniéndose las curvas que se muestran en la Figura 4-2. Se consideraron dos diferentes modelos para el comportamiento del acero: el modelo elastoplástico y el modelo de Park (que considera la zona de endurecimiento por deformación).

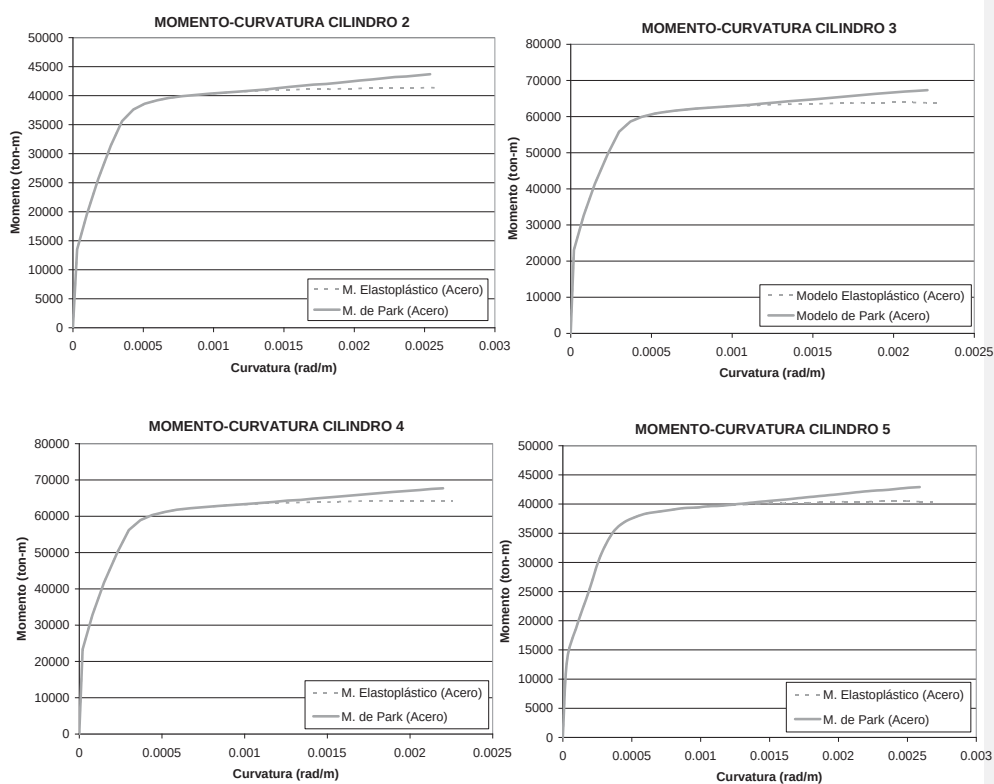


Figura 4-2: Curvas momento-curvatura de los cilindros considerando el modelo elastoplástico y el modelo de Park para el acero.

Como se observa el comportamiento de ambos cilindros extremos es similar, así como el de los dos cilindros centrales.

Posteriormente se obtuvieron las curvas momento-rotación de los cilindros a partir de las curvas momento-curvatura obtenidas considerando el modelo de Park para el acero, las cuales se muestran en la Figura 4-3.

Comentario [JM1]: Creo que sería bueno colocar con tamaño más grande todos los letreros de la figura (etiquetas de ejes, etc)

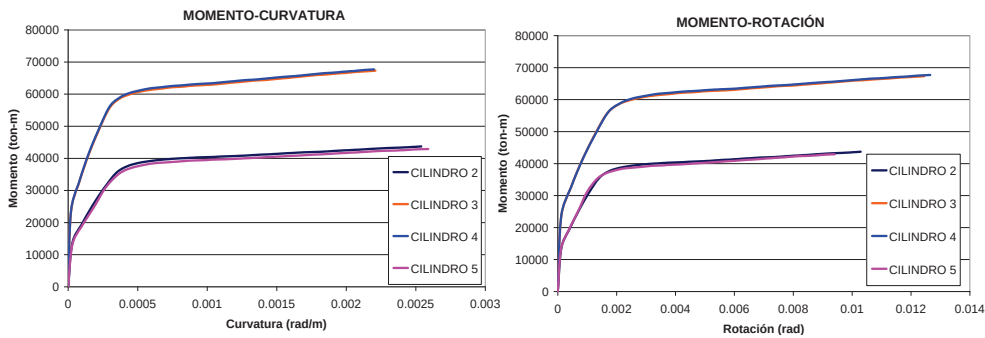


Figura 4-3: Curvas momento-curvatura y momento-rotación de los cilindros considerando el modelo de Park para el acero.

De las curvas momento-rotación reales se proponen las curvas idealizadas que se muestran en la Figura 4-4. La ductilidad de rotación de cada uno de los cilindros en base a estas curvas idealizadas se presenta en la Tabla 4-1.

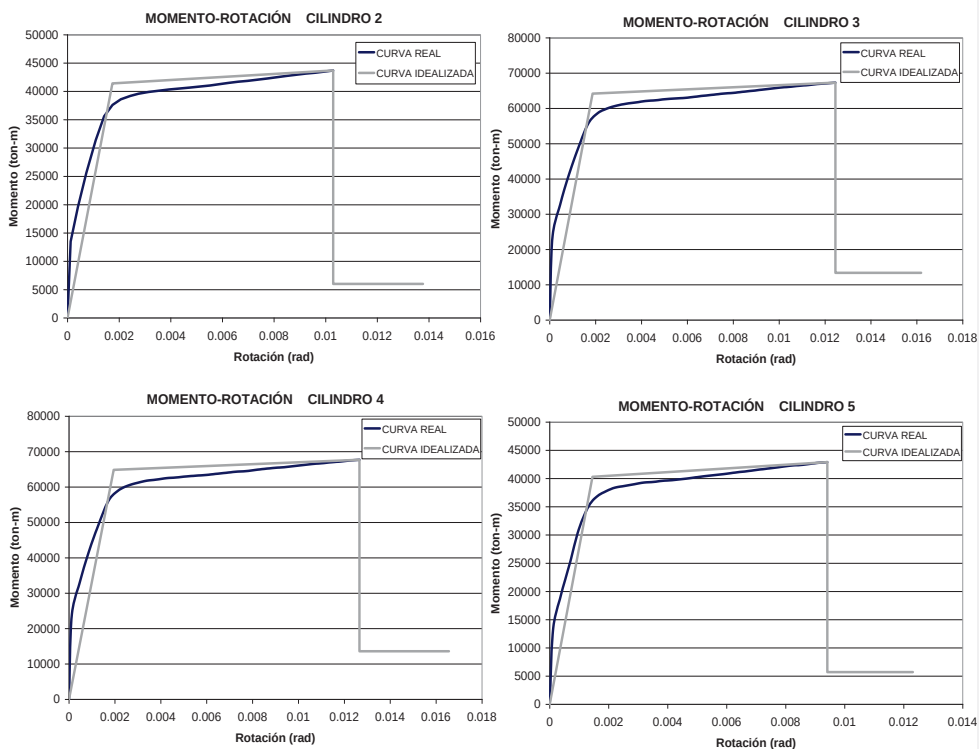


Figura 4-4: Curvas momento-rotación reales e idealizadas de los cilindros.

**Tabla 4-1: Capacidad de ductilidades de rotación de los cilindros usando las curvas idealizadas.**

No. cilindro	P (ton)	ρ_{long}	ρ_{trans}	ϵ_{cu}	$\mu\theta$
2	4161.188	0.0078	0.0017	0.0123	5.915
3	6404.733	0.0064	0.0014	0.0110	6.658
4	6524.314	0.0064	0.0014	0.0110	6.491
5	3865.068	0.0078	0.0017	0.0124	6.490

Las curvas momento-curvatura que consideran y no consideran la etapa de endurecimiento por deformación son muy similares; su separación inicia cuando se incrementa la resistencia por efecto del endurecimiento del material, como se observa en la Figura 4-2.

4.2. Análisis de historia en el tiempo (FNA).

Con la finalidad de estimar la forma en que la superestructura y subestructura del puente se deforman ante la acción de los eventos sísmicos, se realizaron varios análisis de historia en el tiempo utilizando un conjunto de acelerogramas para los temblores de subducción y para los temblores de fallamiento normal. Los acelerogramas fueron previamente escalados con respecto al valor de aceleración máxima obtenido con la leyes de atenuación, tanto para los temblores de subducción como para los de fallamiento normal, anteriormente mencionadas en el capítulo 3.

El número de acelerogramas usados para estos análisis fueron 91 de subducción y 24 de fallamiento normal, todos ellos obtenidos de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes.

4.2.1. Análisis usando temblores de subducción.

Para estimar la configuración lateral del puente al ser sometido a temblores, se aplicaron los registros elegidos en la dirección transversal y se determinó la configuración de desplazamientos en esta dirección, obteniendo los desplazamientos máximos en varios elementos que conforman el puente. Las configuraciones obtenidas en los elementos estructurales del puente, para cada evento sísmico y sus valores medios, se muestran en las Figuras 4-5 a 4-14. Con estos valores medios, se ajustaron con el programa excel las ecuaciones que muestran la tendencia de estos desplazamientos medios tanto en pilas, cilindros y en el tablero. Las ecuaciones y gráficas se presentan en la Figura 4-15 y 4-16.

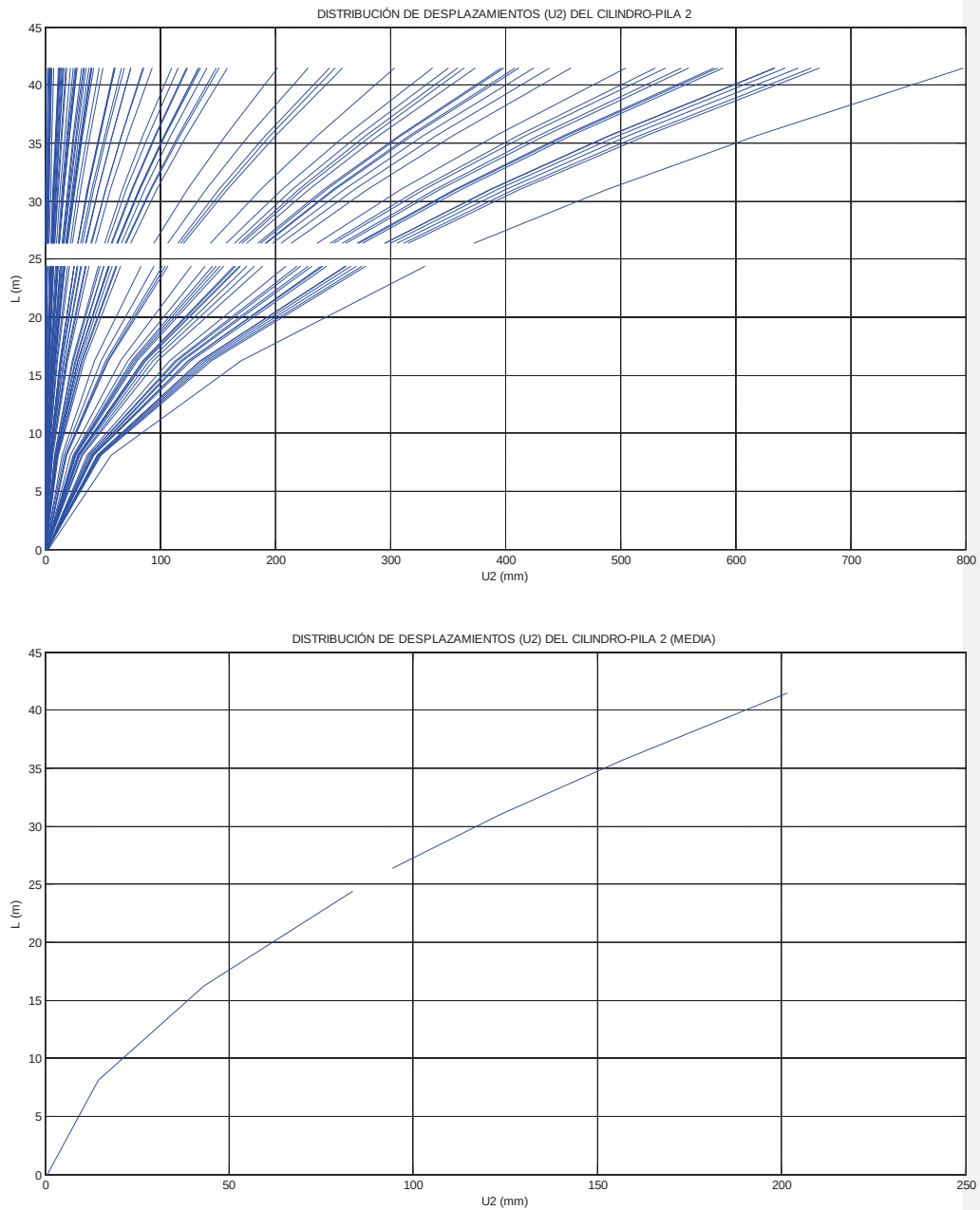


Figura 4-5: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 2 y de la pila 2.

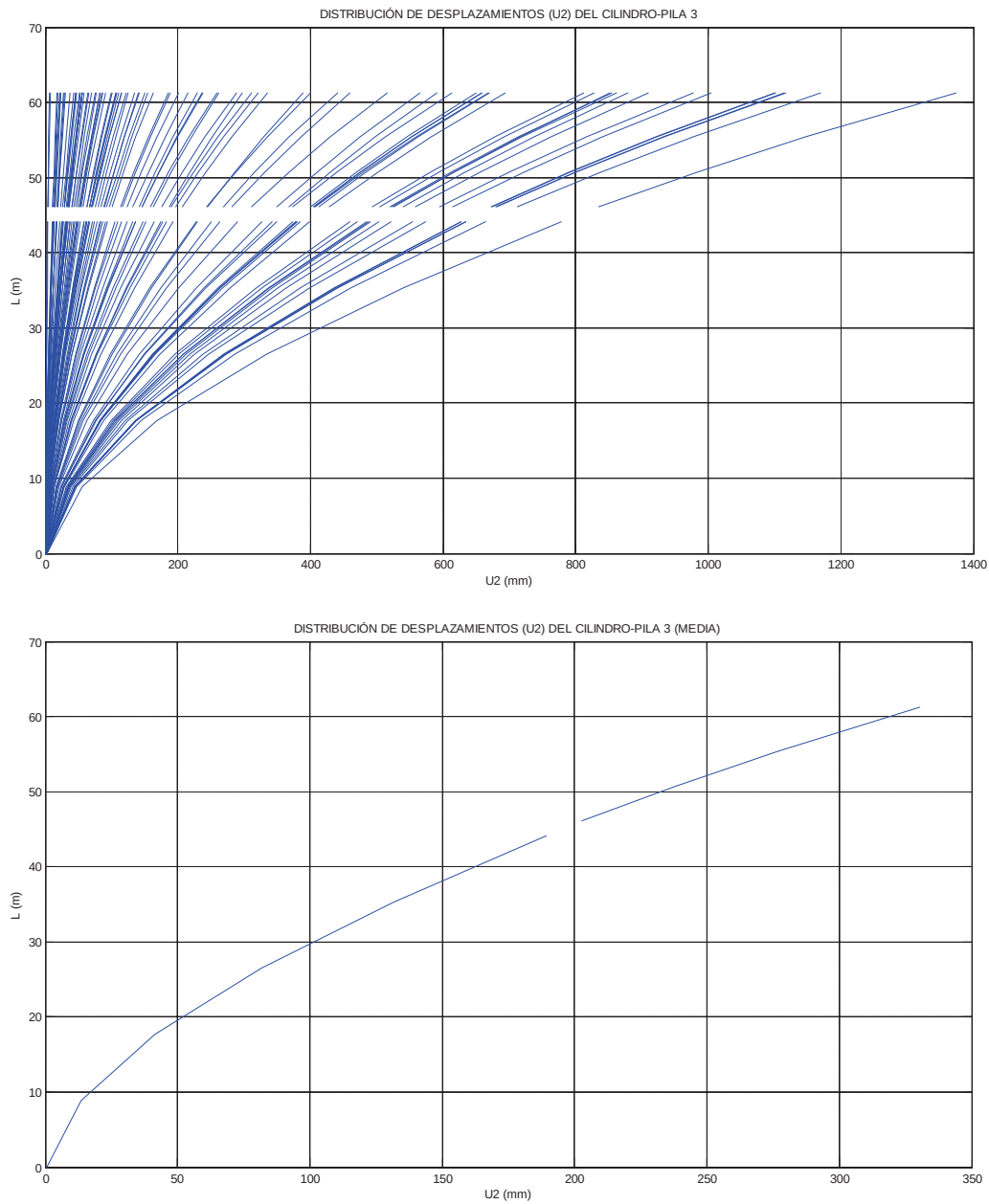


Figura 4-6: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 3 y de la pila 3.

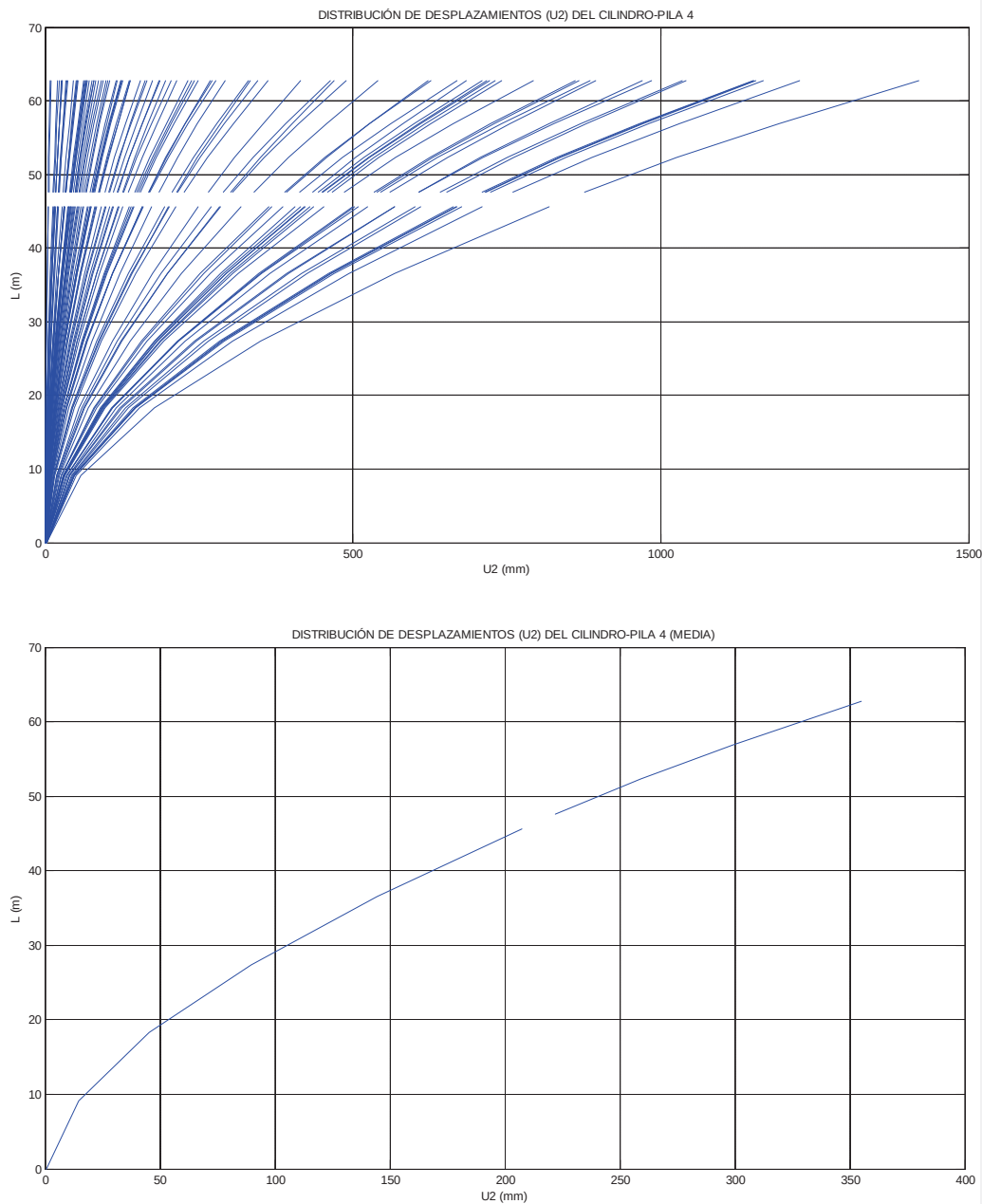


Figura 4-7: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 4 y de la pila 4.

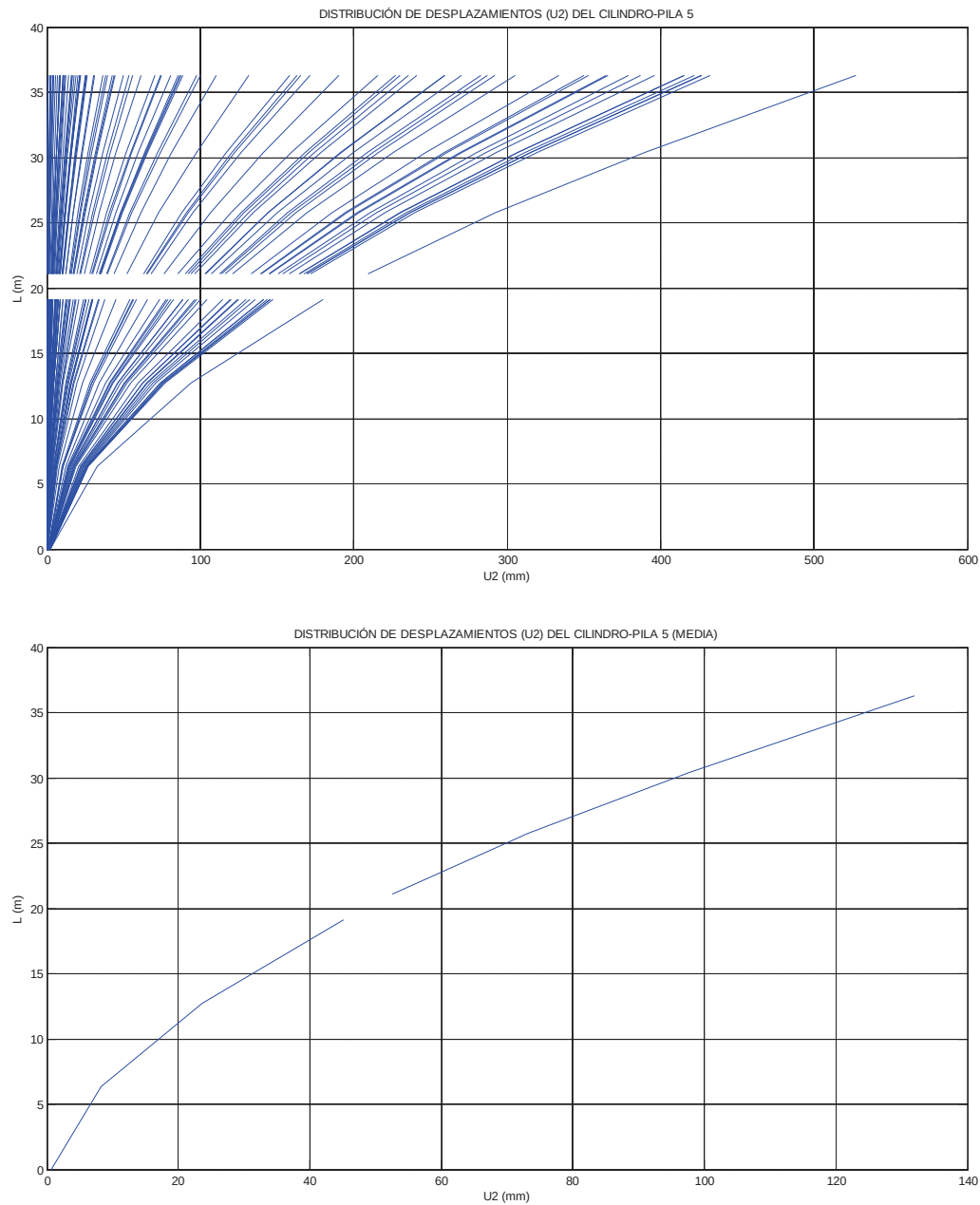


Figura 4-8: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 5 y de la pila 5.

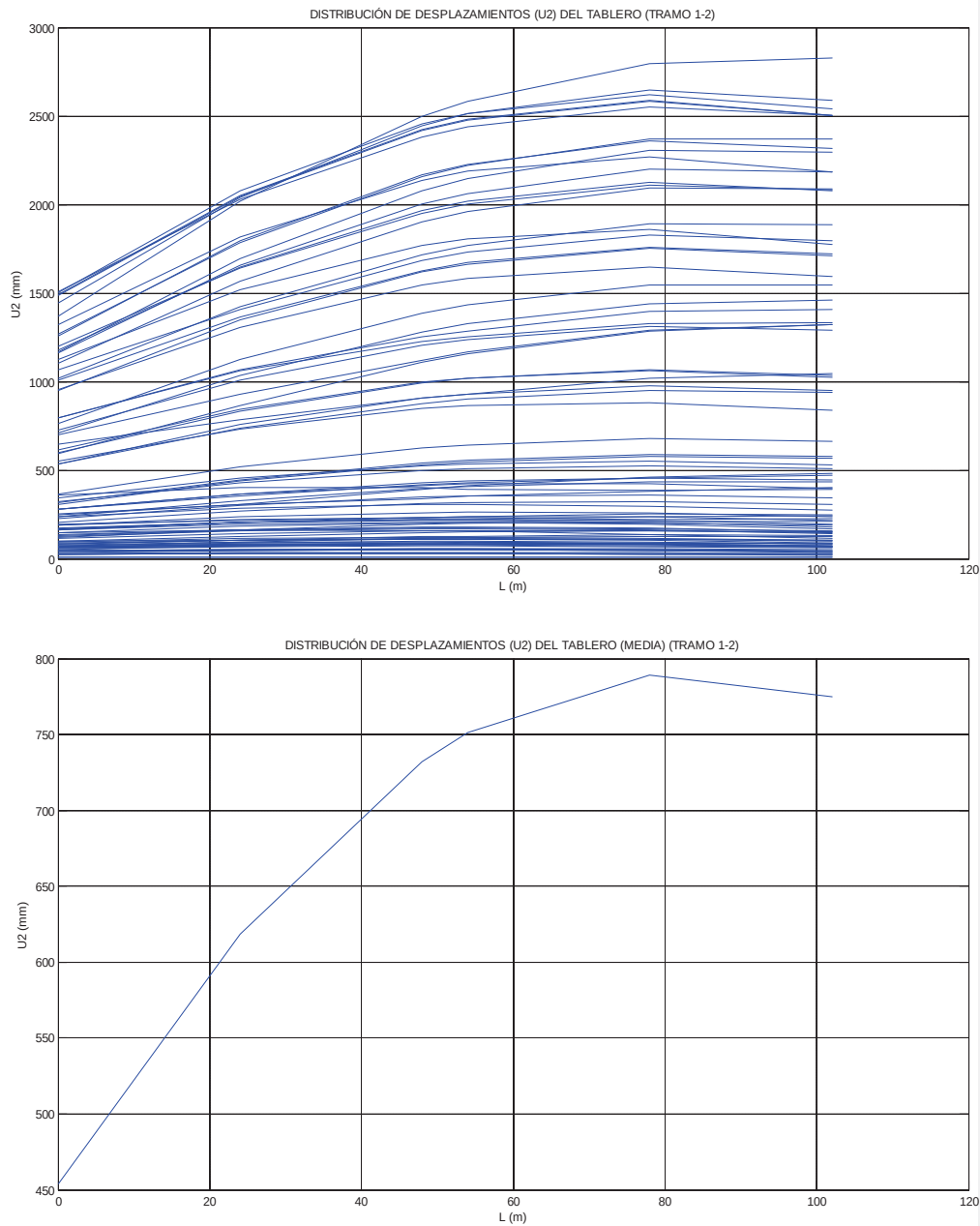


Figura 4-9: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 1-2).

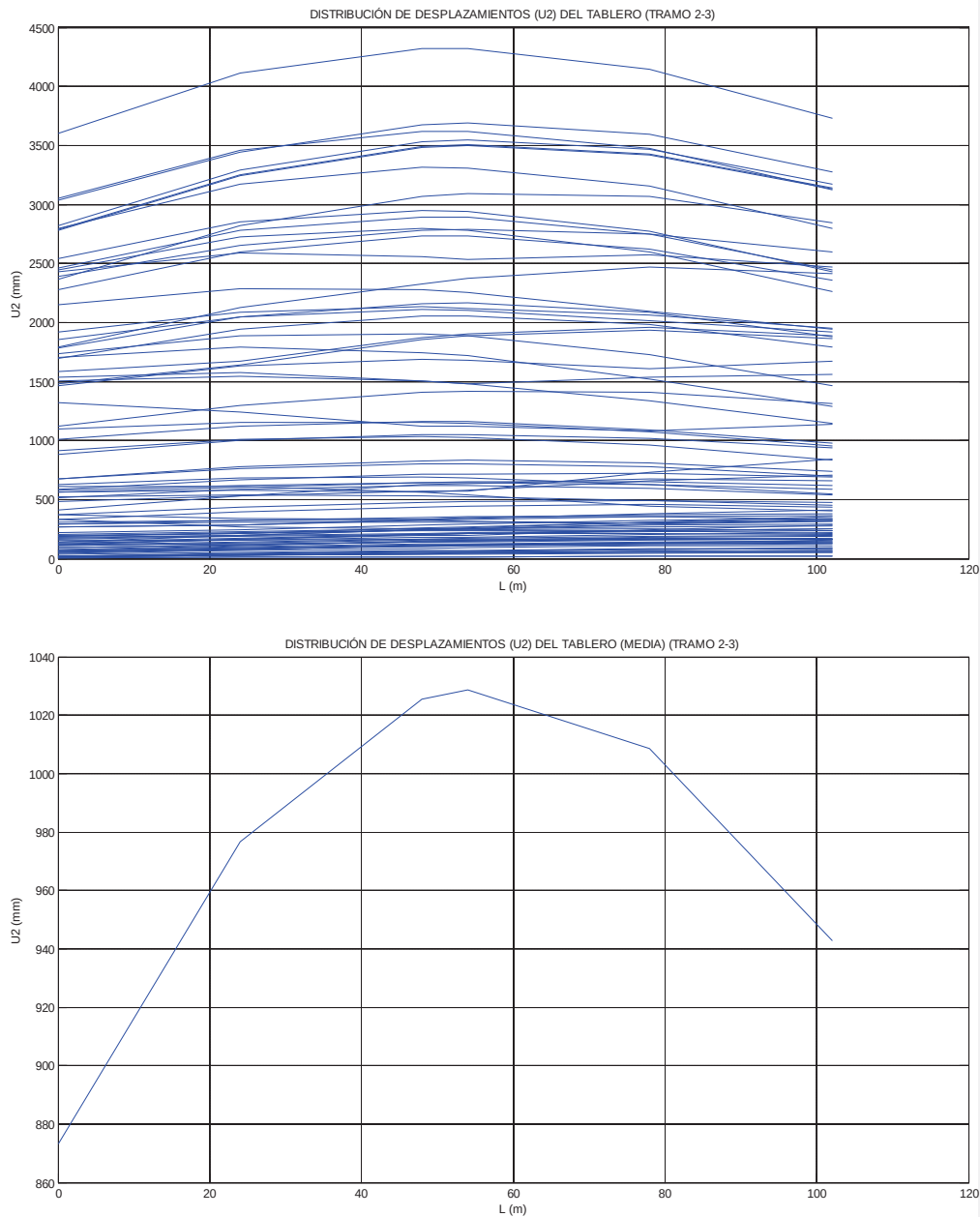


Figura 4-10: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 2-3).

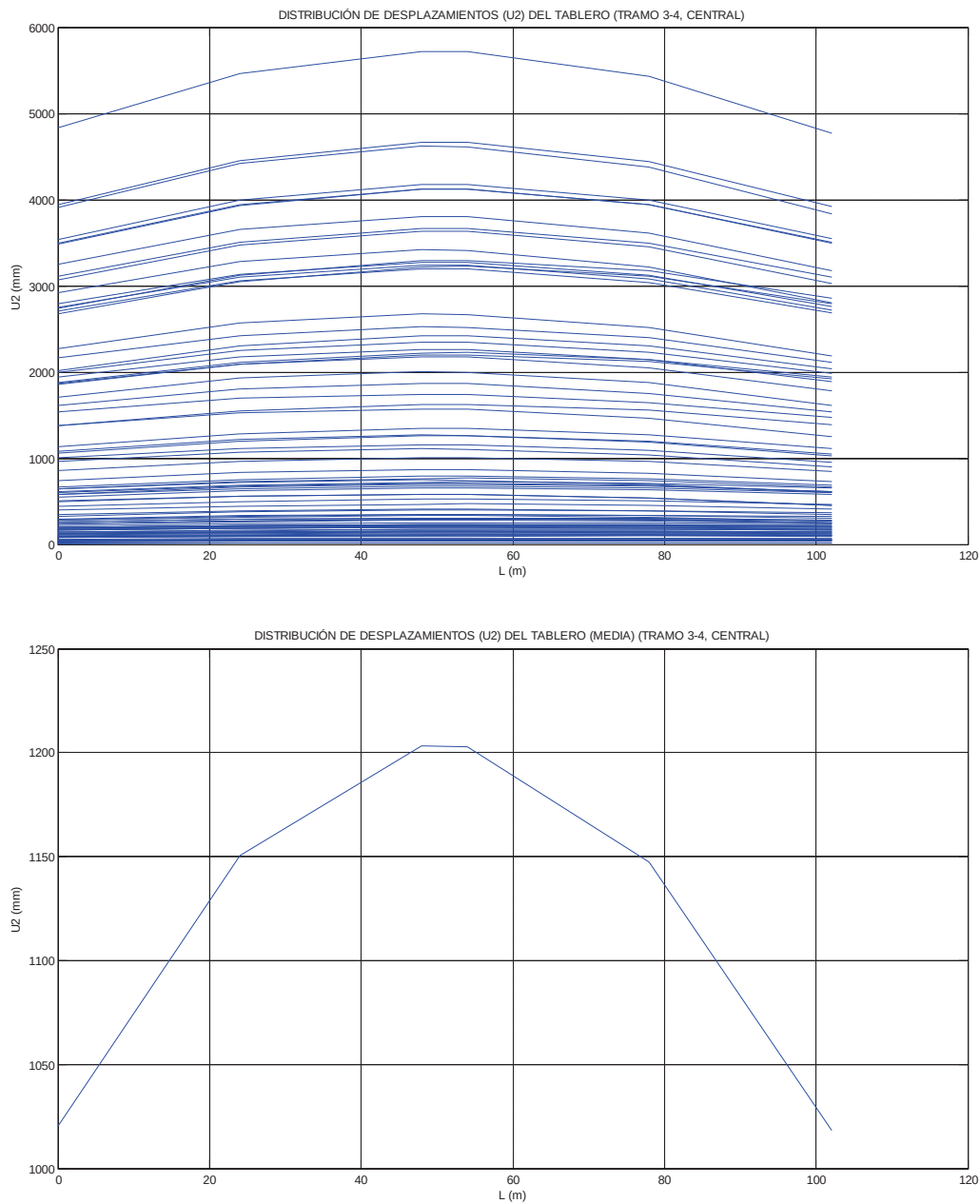


Figura 4-11: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 3-4, central).

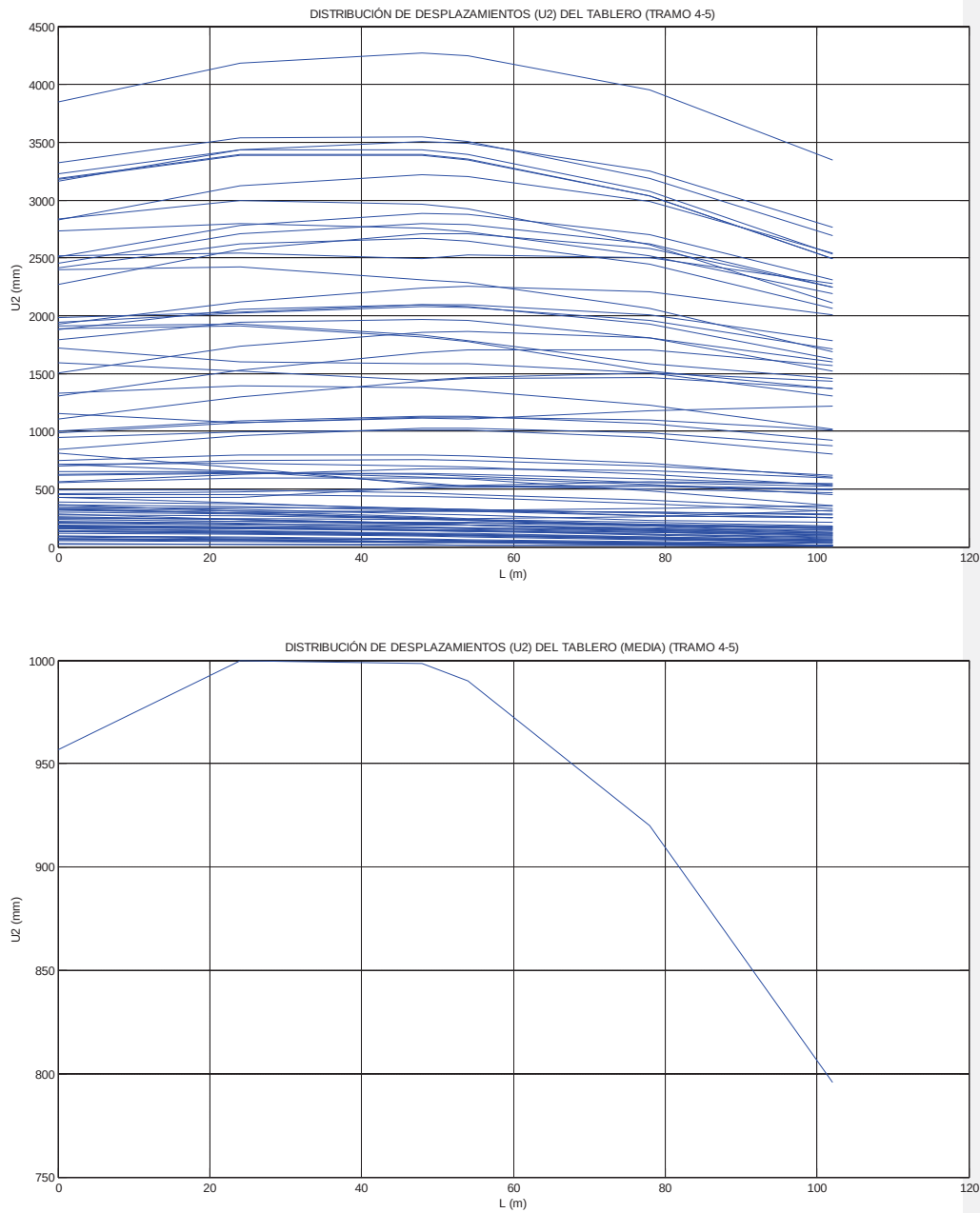


Figura 4-12: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 4-5).

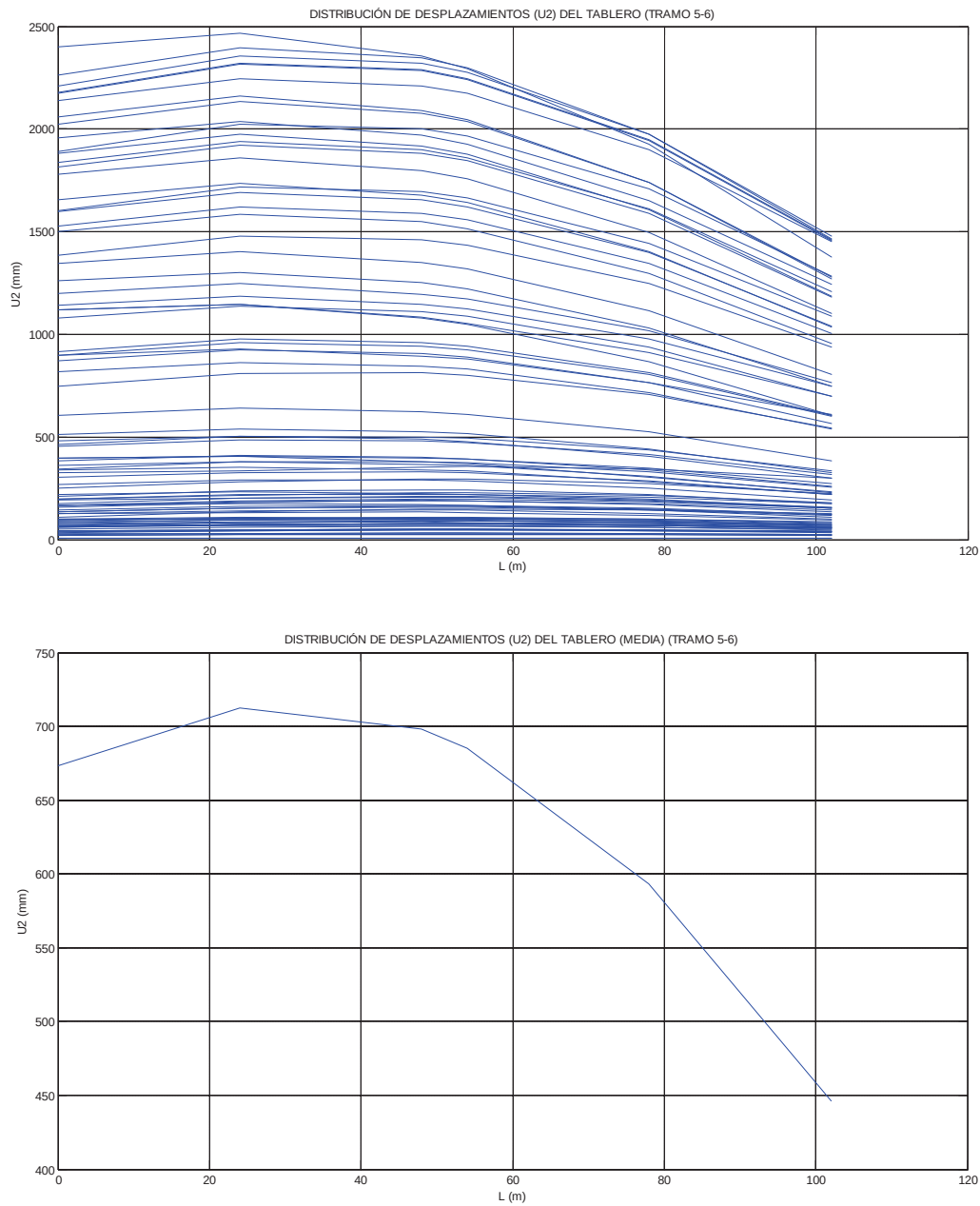


Figura 4-13: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 5-6).

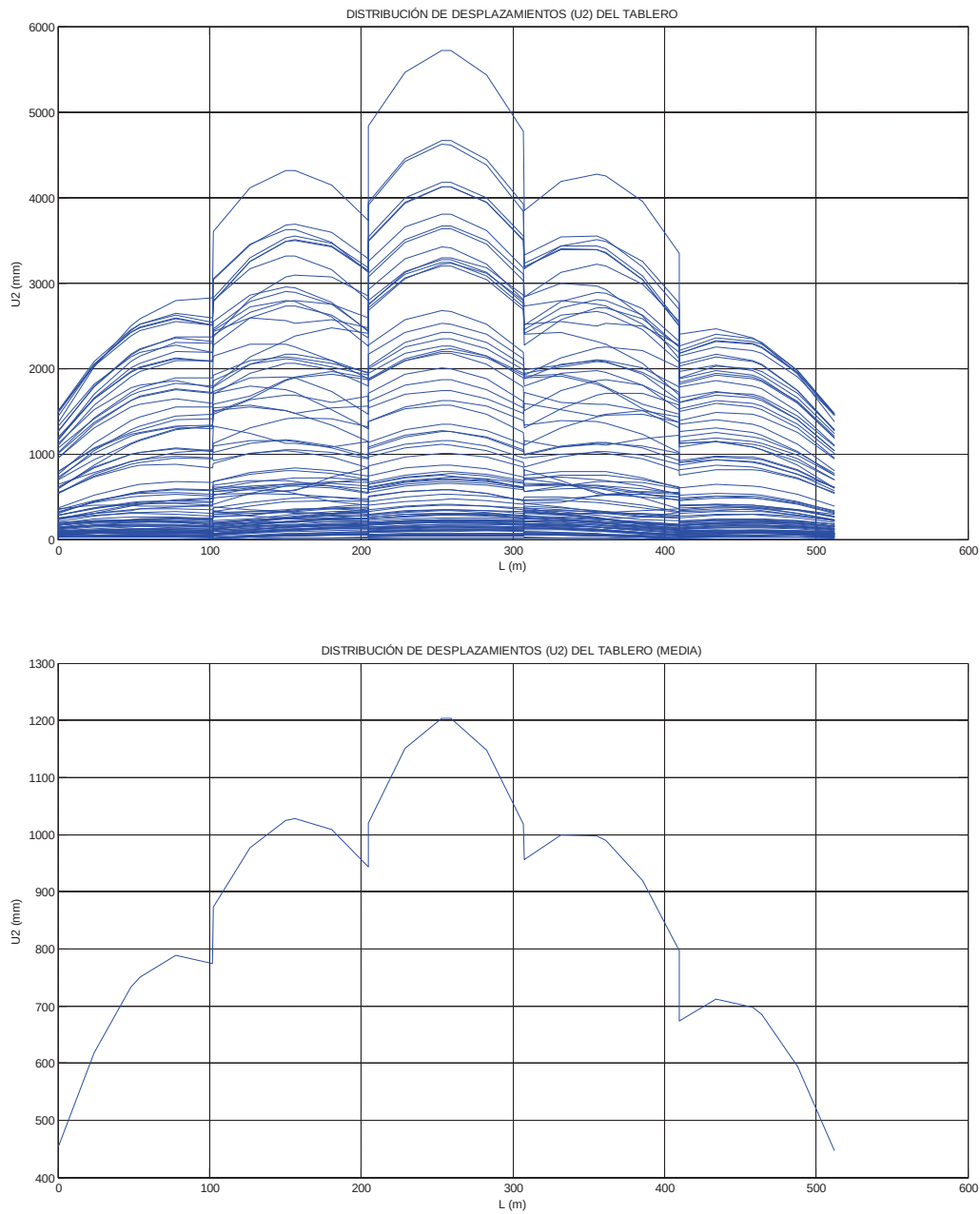


Figura 4-14: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero completo.

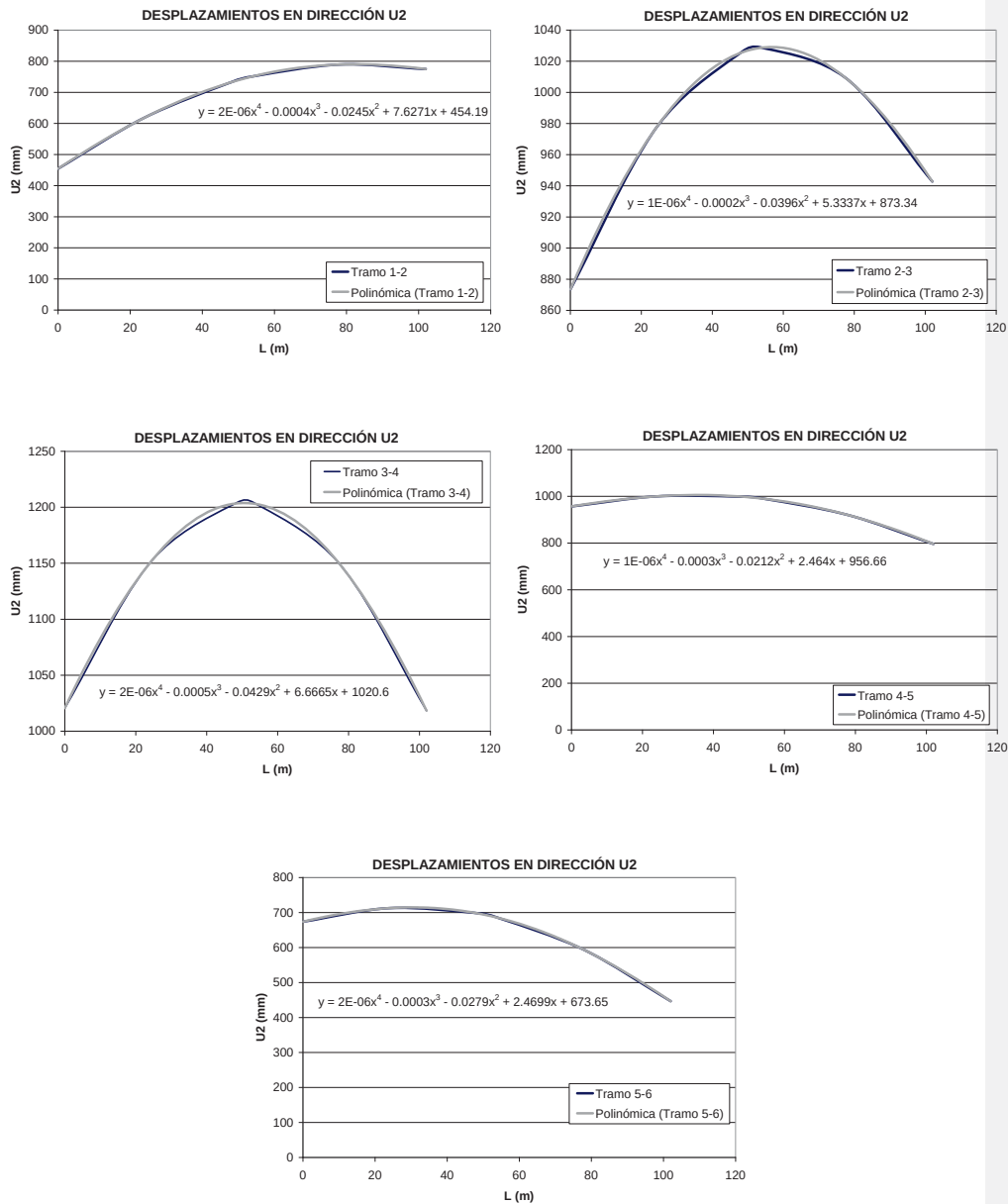


Figura 4-15: Ecuaciones encontradas para determinar las distribuciones de desplazamientos (U2) de los 5 claros del puente usando los valores medios.

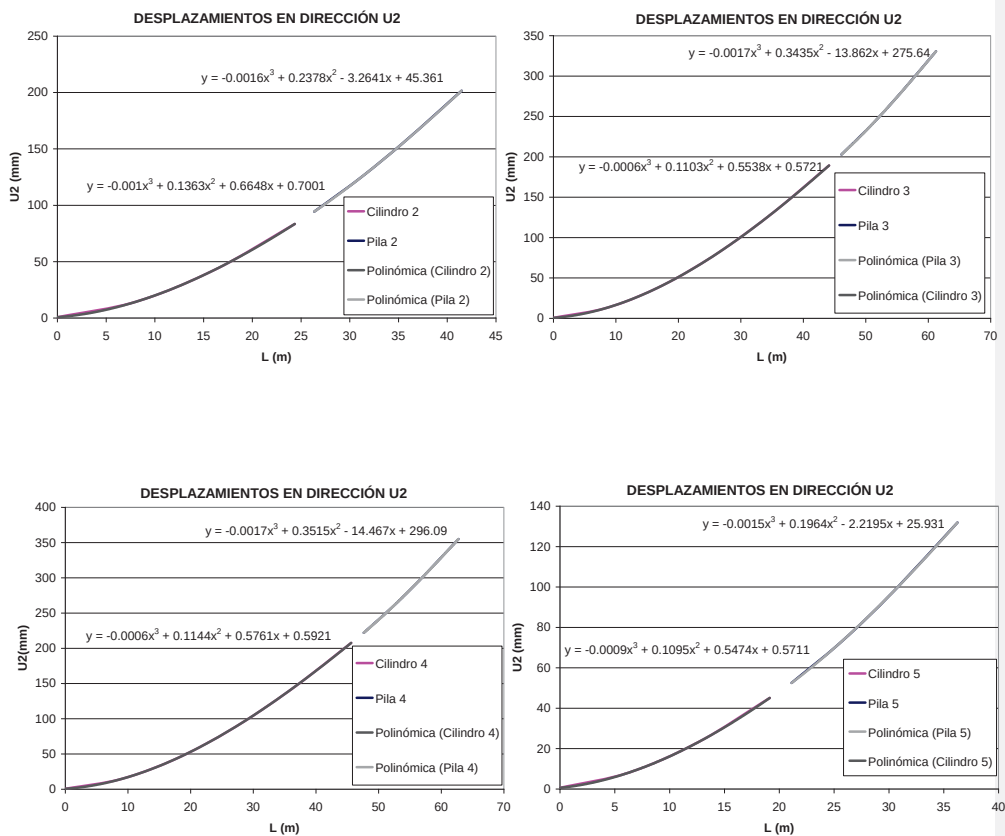


Figura 4-16: Ecuaciones encontradas para determinar las distribuciones de desplazamientos (U_2) de los cilindros y de las pilas del puente usando los valores medios.



Con los resultados anteriores se cuenta con la información suficiente para conocer la configuración lateral esperada del puente cuando se somete a eventos sísmicos. Esta información servirá para determinar al patrón de desplazamientos que se usará en el análisis estático no lineal con base en el cual se determina la capacidad de la estructura.

4.2.2. Análisis usando temblores de fallamiento normal.

De igual forma que para los temblores de subducción, se realizaron análisis de historia en el tiempo (24 registros) para eventos originados en la zona de fallamiento normal. Los resultados se muestran en las Figuras 4-17 a 4-26. Se ajustaron también, con el programa excel, ecuaciones que determinan la tendencia de los desplazamientos medios, cuyas ecuaciones y gráficas se presentan en la Figura 4-27 y Figura 4-28.

Se observa que la forma desplazada de los elementos expuestos en cada una de las figuras mencionadas es muy similar, diferenciando en la magnitud de estos desplazamientos para los distintos movimientos del suelo de cada fuente sísmica.

Comentario [JM2]: Lo que creo que vale la pena comentar aquí, es si se encontraron diferencias apreciables en la forma de desplazarse lateralmente el puente para los eventos de subducción y para los eventos de fallamiento normal

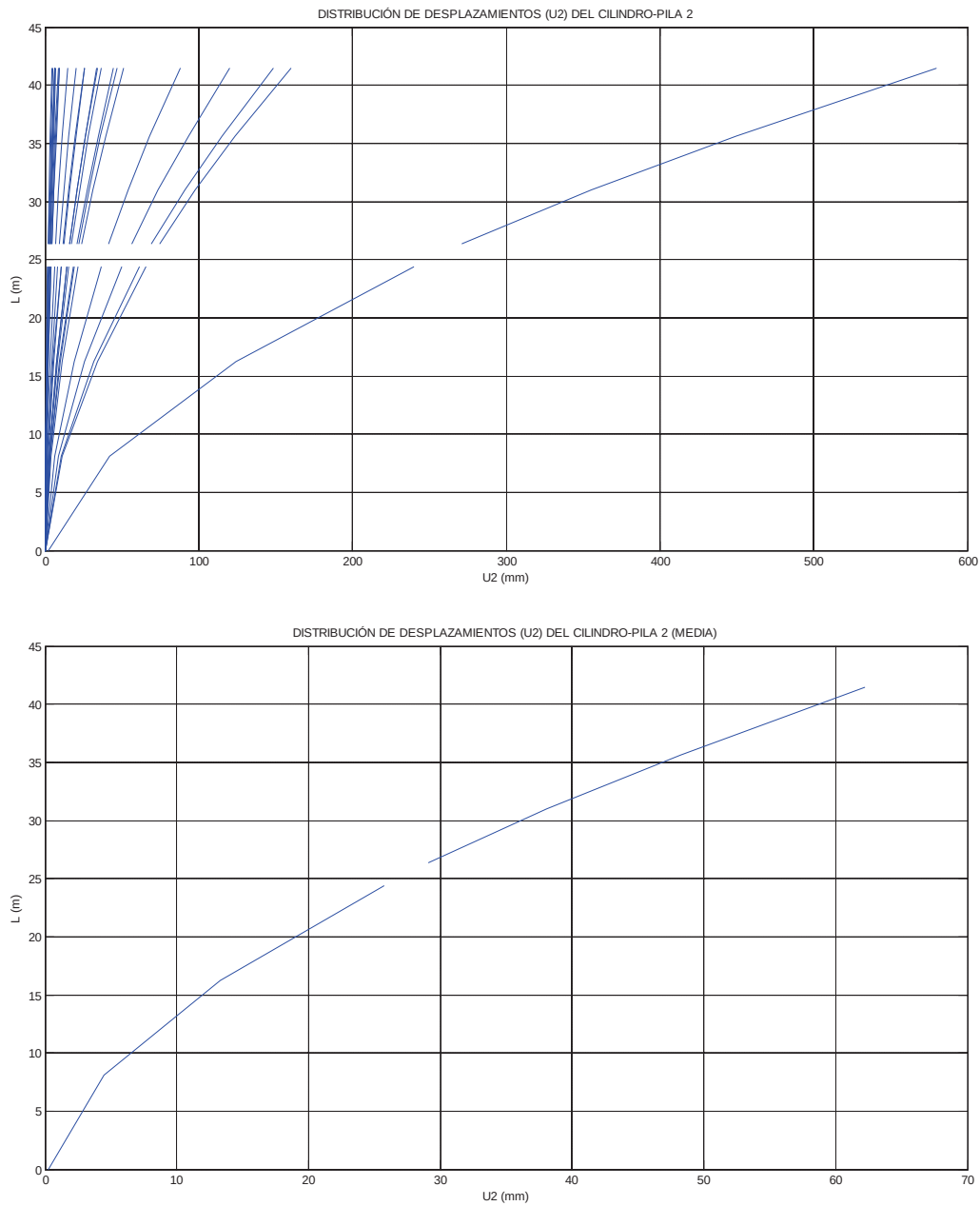


Figura 4-17: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 2 y de la pila 2.

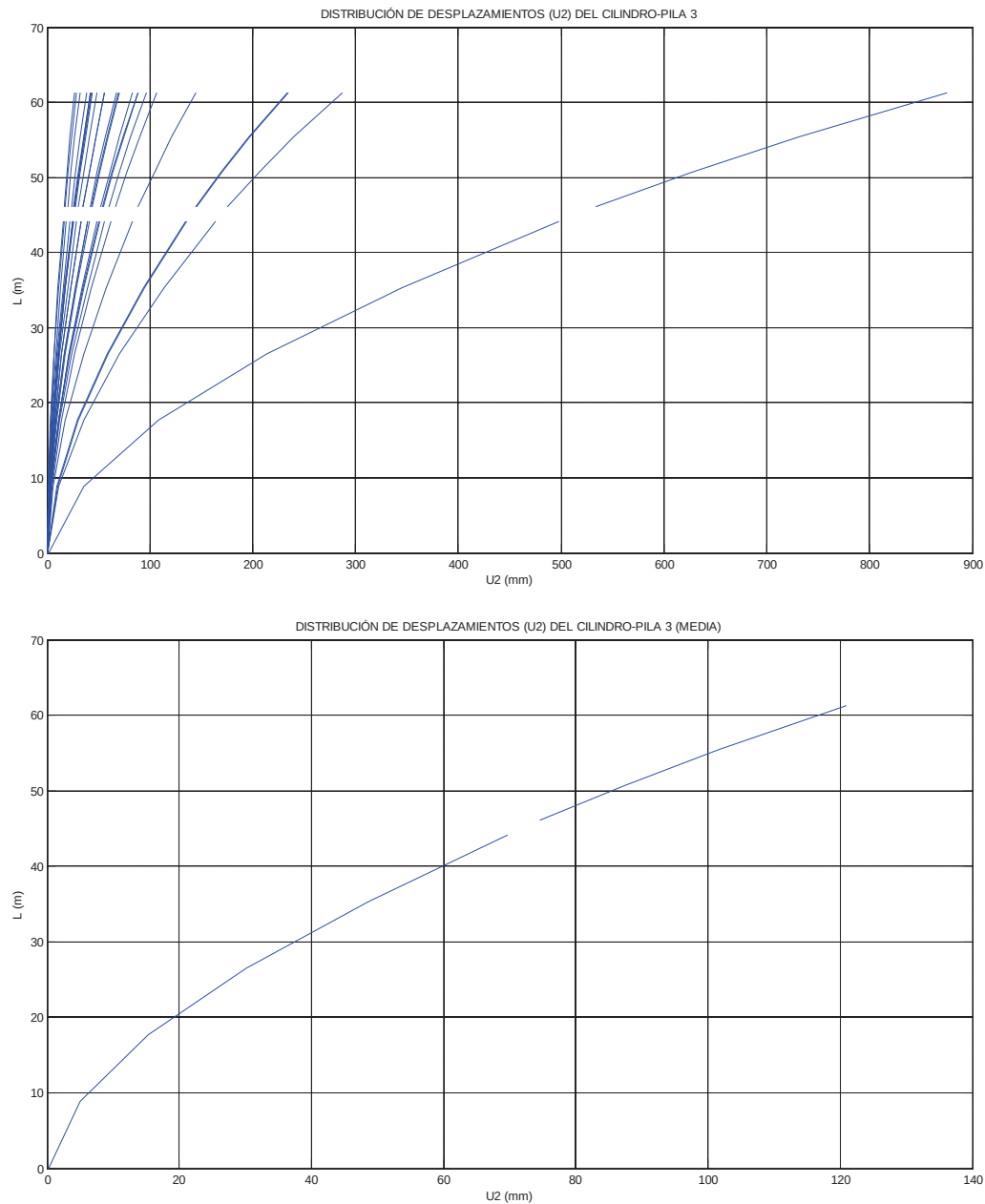


Figura 4-18: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 3 y de la pila 3.

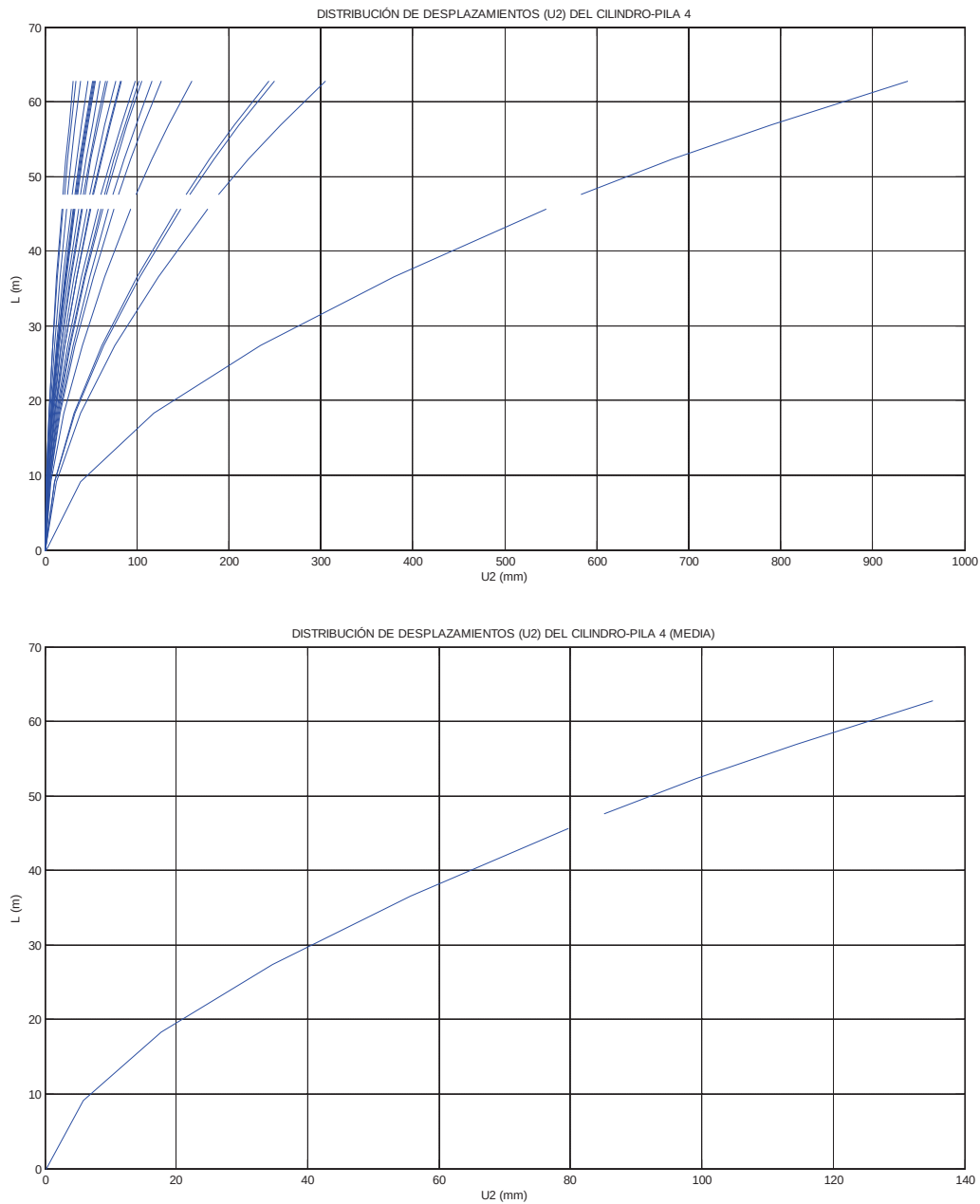


Figura 4-19: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 4 y de la pila 4.

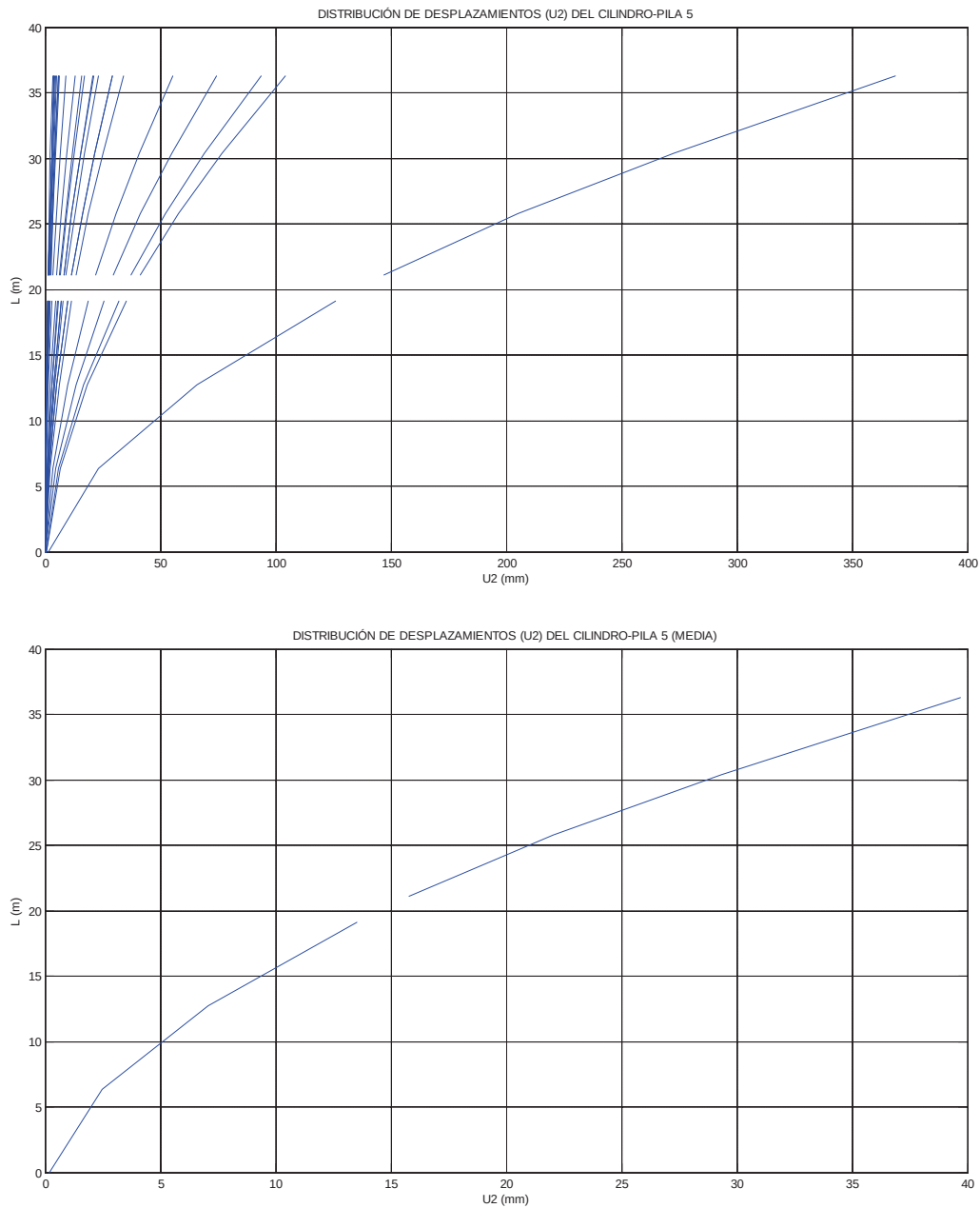


Figura 4-20: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del cilindro 5 y de la pila 5.

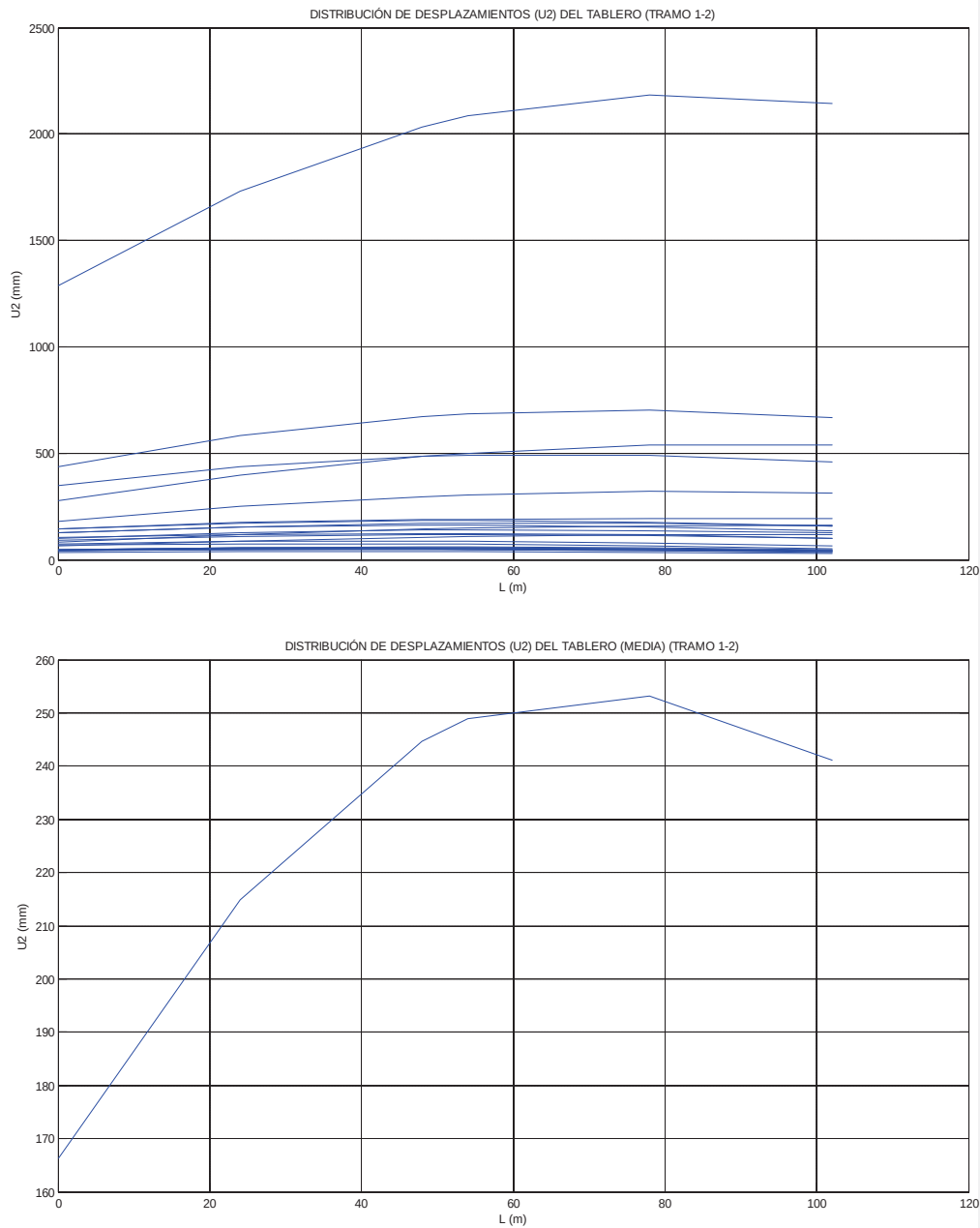


Figura 4-21: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 1-2).

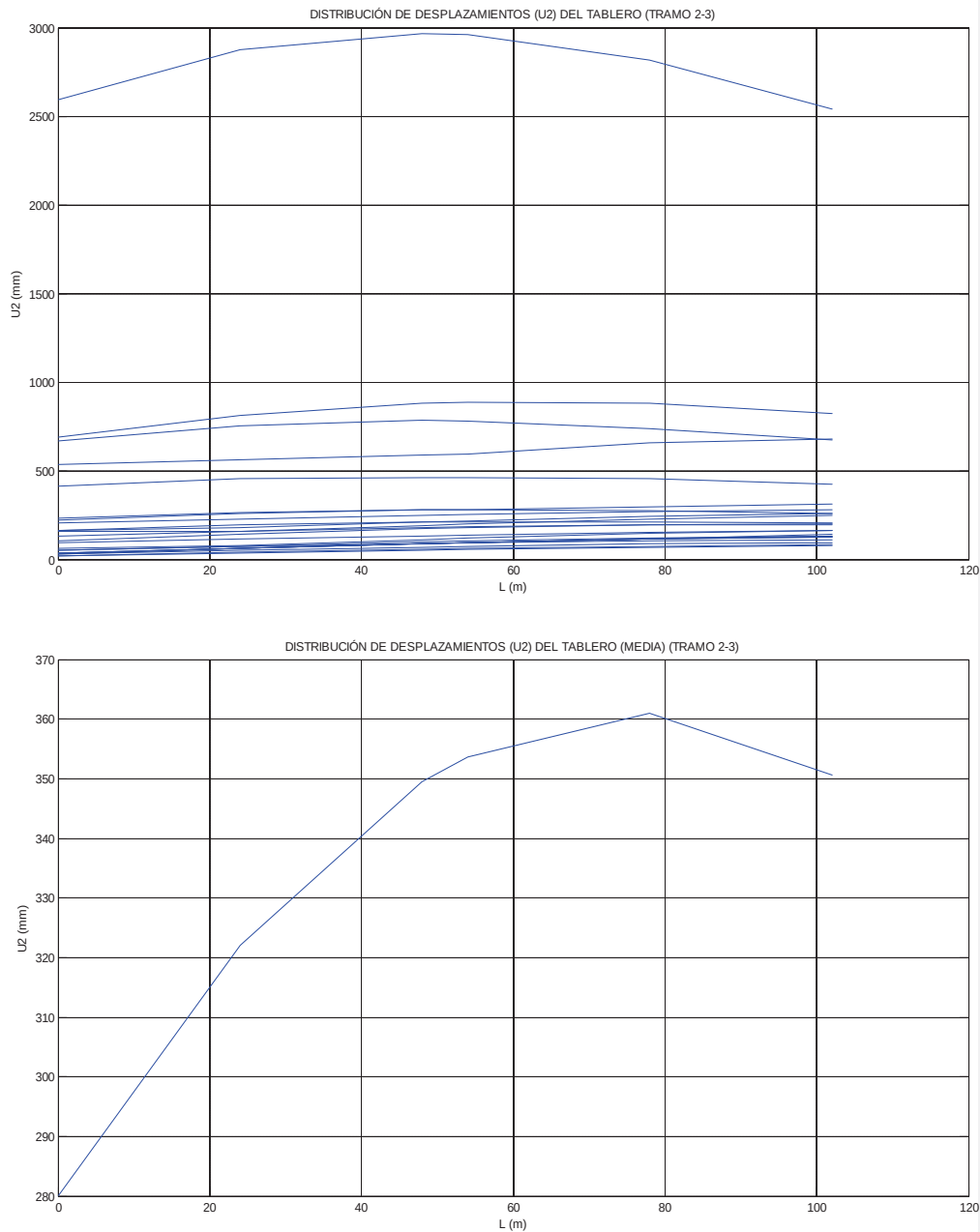


Figura 4-22: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 2-3).

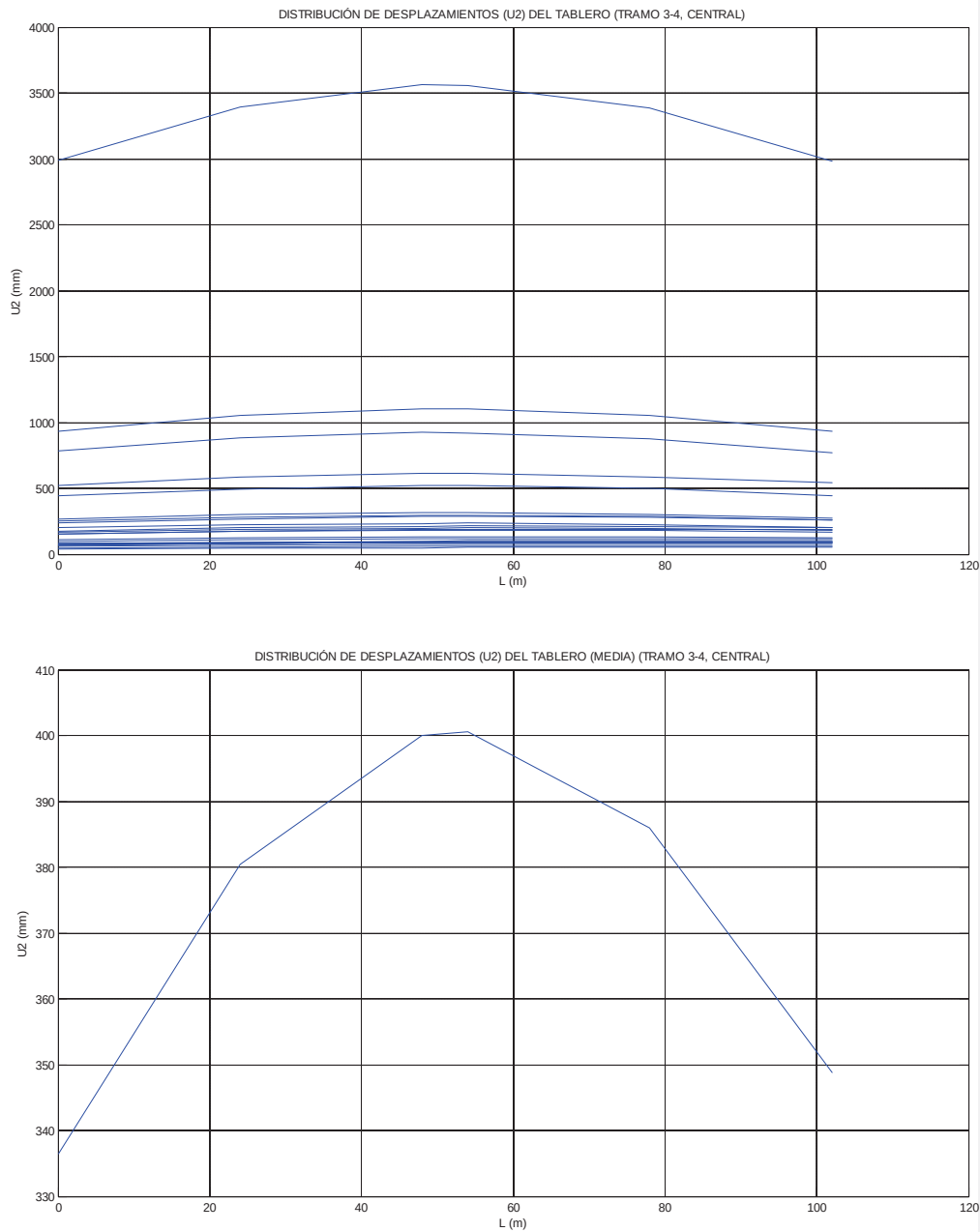


Figura 4-23: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 3-4, central).

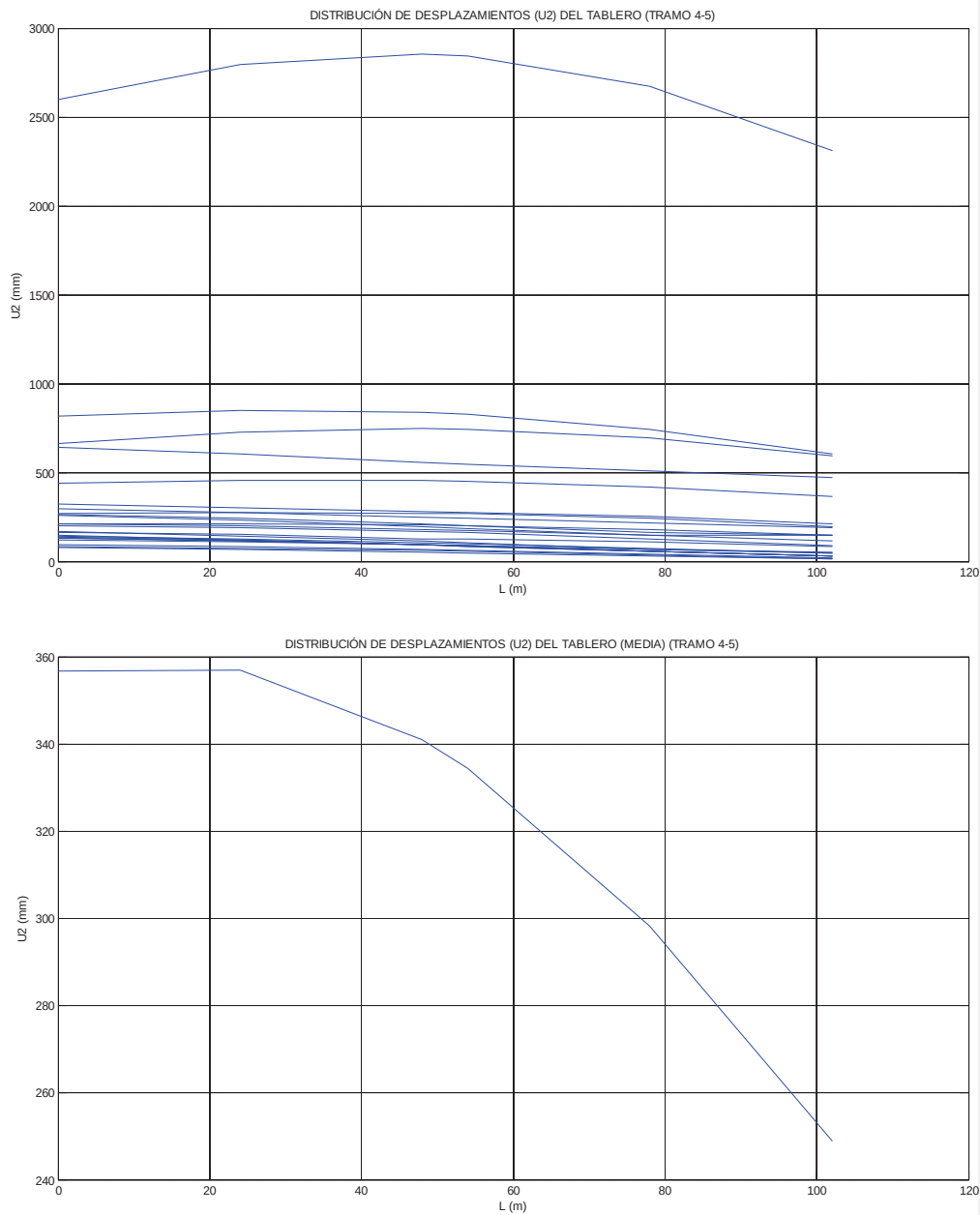


Figura 4-24: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 4-5).

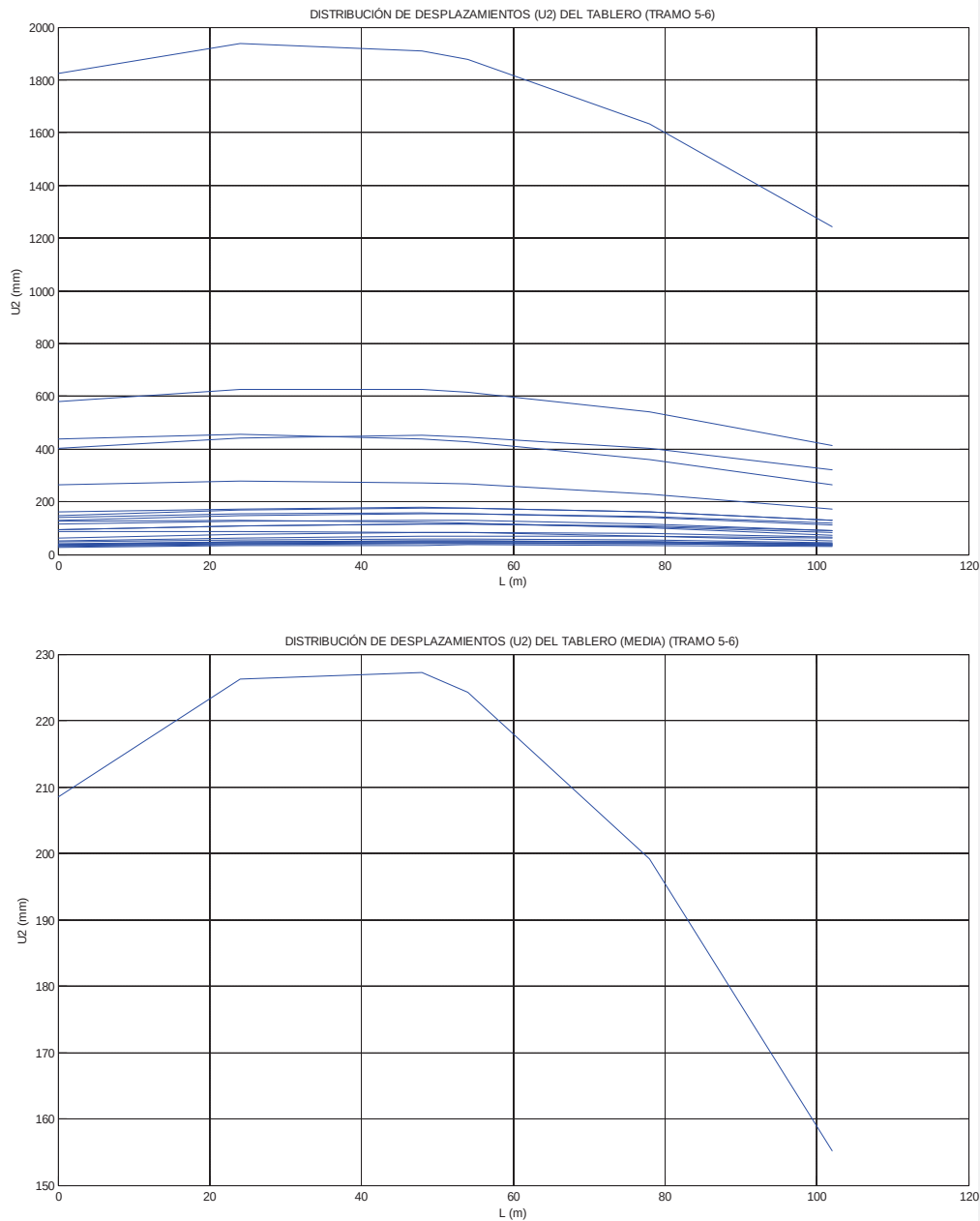


Figura 4-25: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero (tramo 5-6).

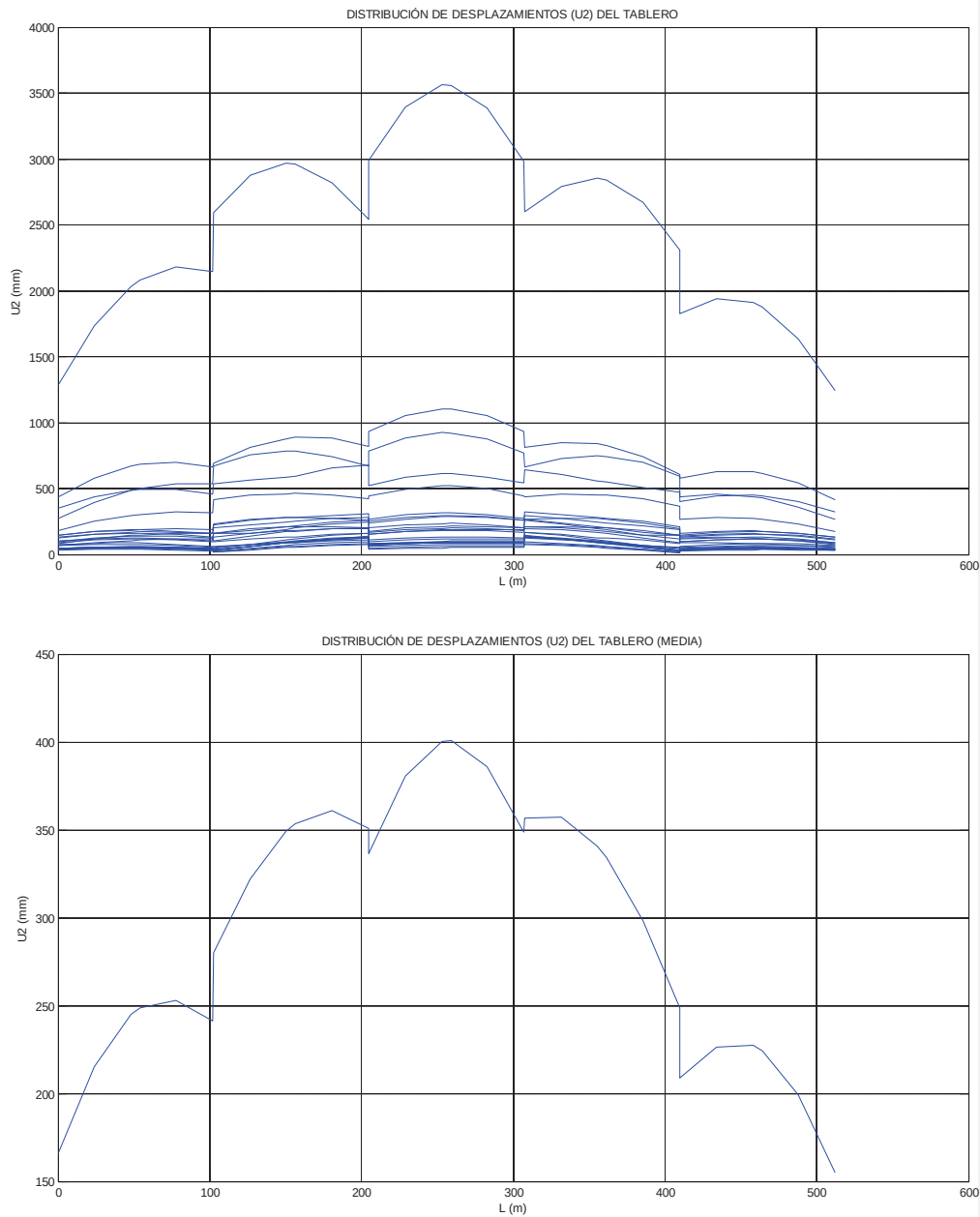


Figura 4-26: Distribuciones de desplazamientos y distribución media (U_2) obtenidas de los análisis historia en el tiempo del tablero completo.

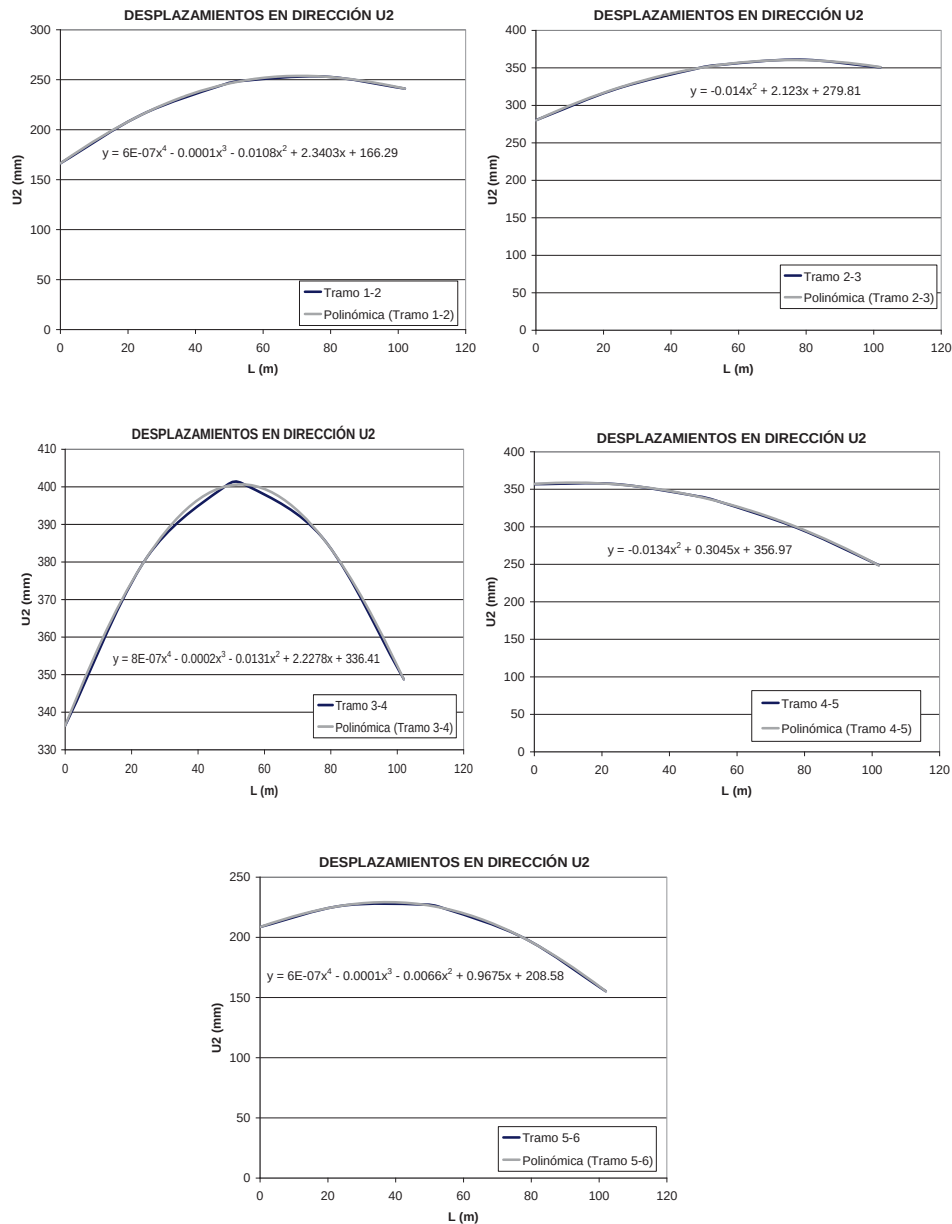


Figura 4-27: Ecuaciones encontradas para determinar las distribuciones de desplazamientos (U2) de los 5 claros del puente usando los valores medios.

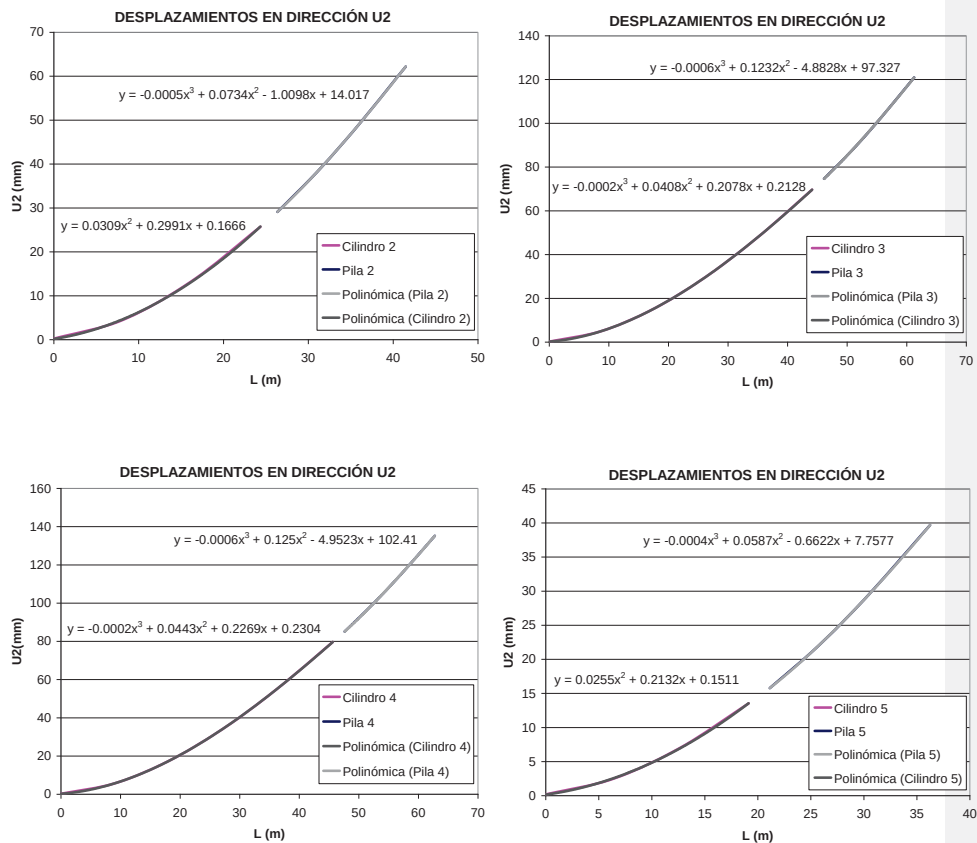


Figura 4-28: Ecuaciones encontradas para determinar las distribuciones de desplazamientos (U_2) de los cilindros y de las pilas del puente usando los valores medios.



4.3. Análisis estáticos no lineales (Pushover).

Se realizaron análisis estáticos no lineales (Pushover) para determinar la capacidad sísmica del puente. Se consideró que las articulaciones plásticas podrían presentarse únicamente en la base de los cilindros de acuerdo con los diagramas momento-curvatura anteriormente descritos. La distribución de desplazamientos en el puente siguió las formas (medias) anteriormente obtenidas. La Figura 4-29 muestra la distribución de fuerzas laterales usando los temblores de subducción, con esta distribución se realizó un análisis estático lineal, cuyos desplazamientos resultados de este análisis multiplicados por sus respectivos factores de escala (Tabla 4-2) generan distribuciones similares a las distribuciones medias de desplazamientos (U2), como se muestra en las Figuras 4-30 y 4-31, para la configuración obtenida con los temblores de subducción.

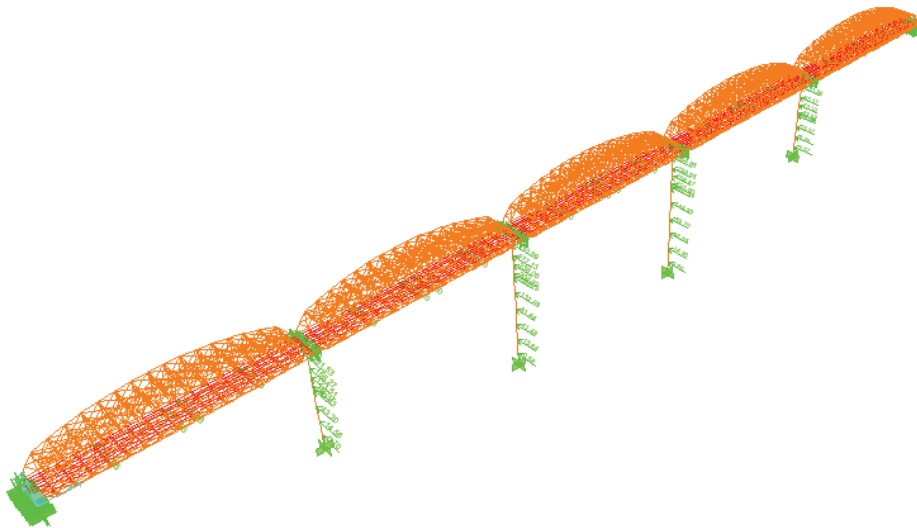


Figura 4-29: Distribución (U2) de fuerzas parabólicas, usando los temblores de subducción, para realizar el análisis estático no lineal.

La carga "PUSH" es la carga lateral aplicada al puente, cuya distribución (tanto de forma como de magnitud) es igual a la distribución de desplazamientos media de cada elemento (pilas, cilindros y calzada) respectivamente y FE, como ya se mencionó, es el factor de escala correspondiente por el cual se multiplican los desplazamientos (U2) obtenidos del análisis estático lineal con la carga "PUSH", para producir una distribución de desplazamientos similar a la distribución media.

Comentario [JM3]: No entiendo bien este párrafo. Por favor búsqueme el próximo miércoles para aclararlo

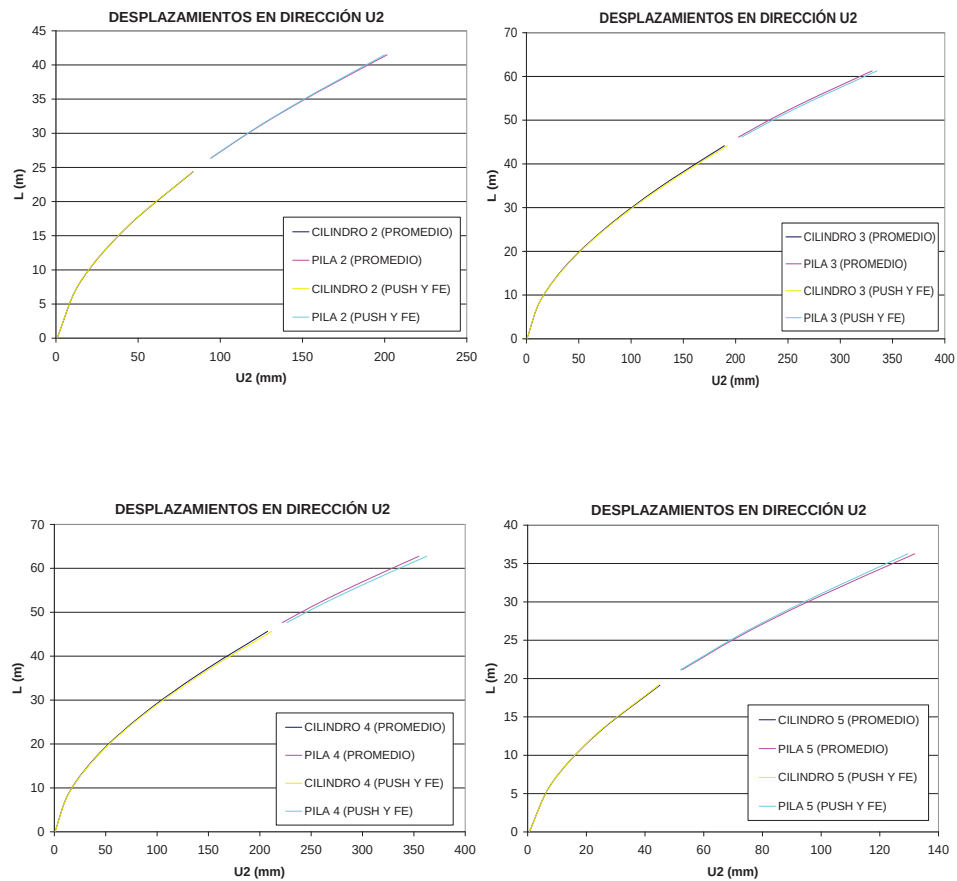


Figura 4-30: Distribuciones (U_2) de desplazamientos medias y distribuciones (U_2) obtenidas con la carga "PUSH" y multiplicadas por su respectivo factor de escala (FE) de los cilindros y pilas usando los temblores de subducción.

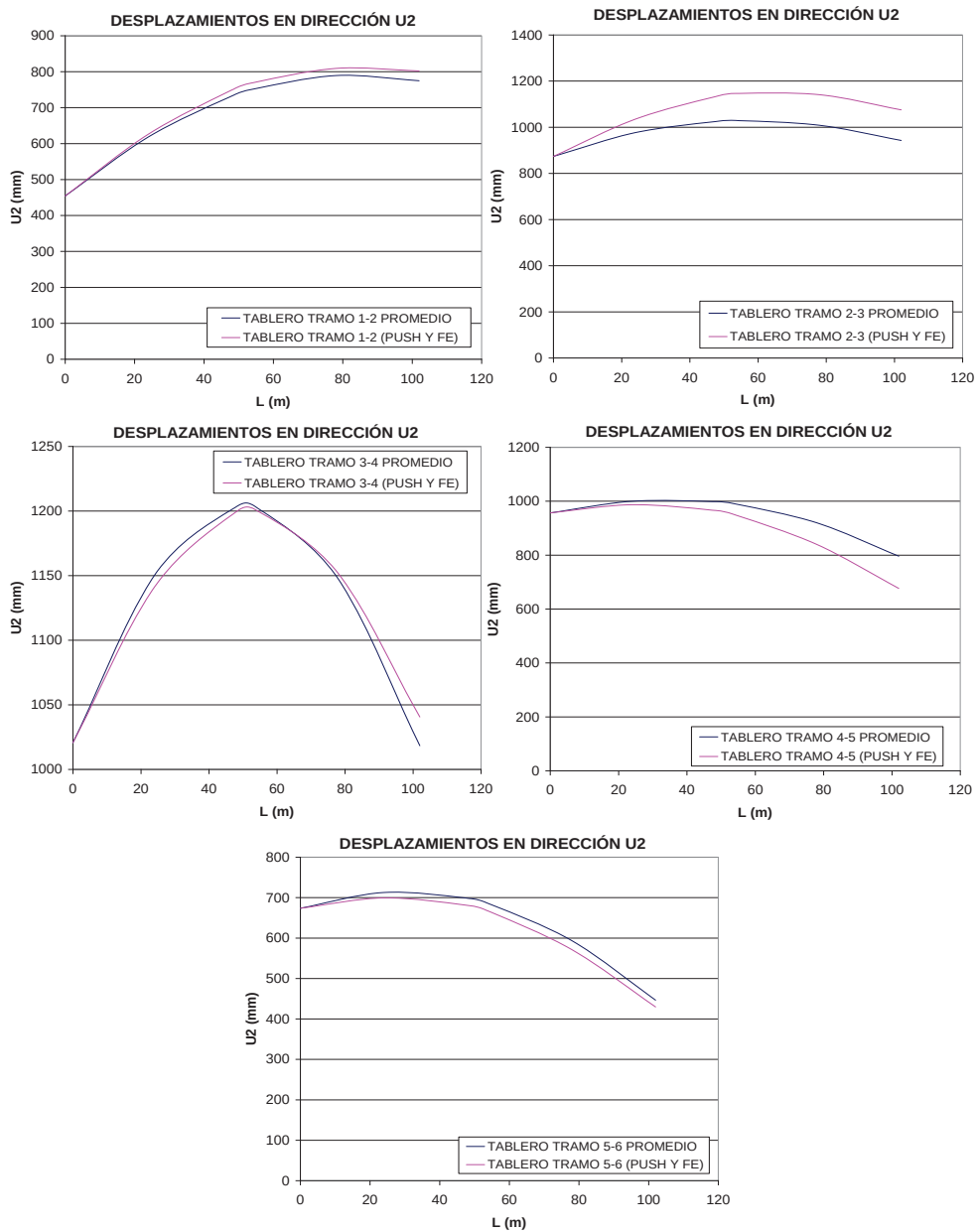


Figura 4-31: Distribuciones (U_2) de desplazamientos medias y distribuciones (U_2) obtenidas con la carga "PUSH" y multiplicadas por su respectivo factor de escala (FE) de los 5 claros usando los temblores de subducción.



La Figura 4-32 muestra las distribuciones de desplazamientos de los cilindros y las pilas para la configuración lateral obtenida con los temblores de fallamiento normal. El procedimiento fue el mismo que el descrito previamente para los eventos de subducción.

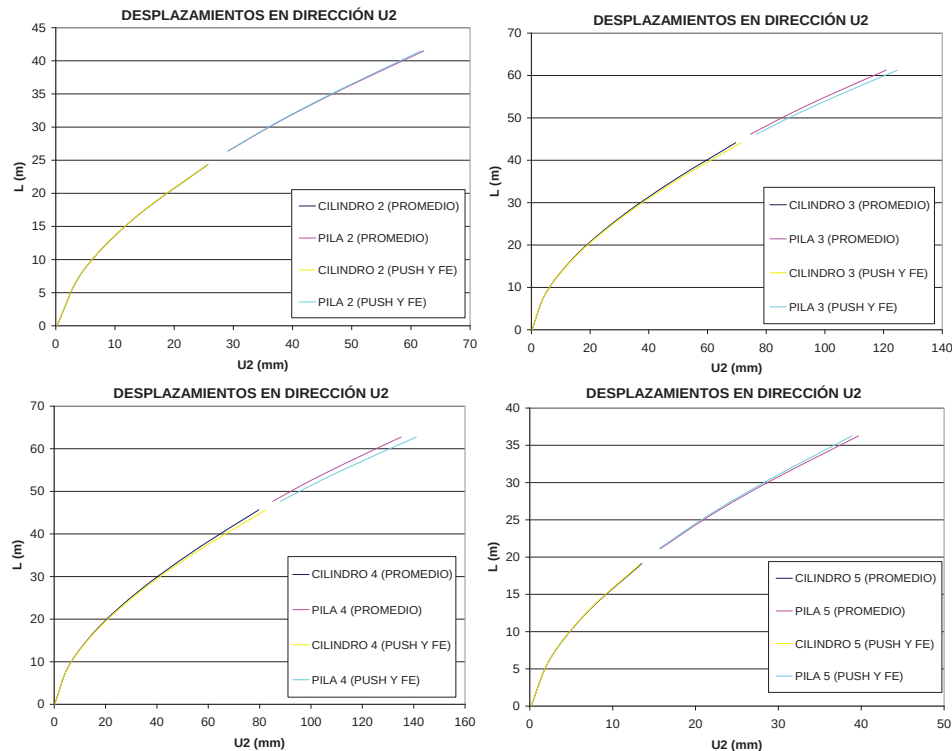


Figura 4-32: Distribuciones (U_2) de desplazamientos medias y distribuciones (U_2) obtenidas con la carga "PUSH" y multiplicadas por su respectivo factor de escala (FE) de los cilindros y pilas usando los temblores de fallamiento normal.

Al igual que para los temblores de subducción se observa, en la Figura 4-32 y en la Figura 4-33, que los desplazamientos obtenidos con la carga "PUSH" multiplicados por su respectivo factor de escala son muy parecidos a los desplazamientos medios. Con lo cual se aceptan estas distribuciones de fuerzas laterales de los dos tipos de sismos para someter al modelo a los análisis estático no lineales.

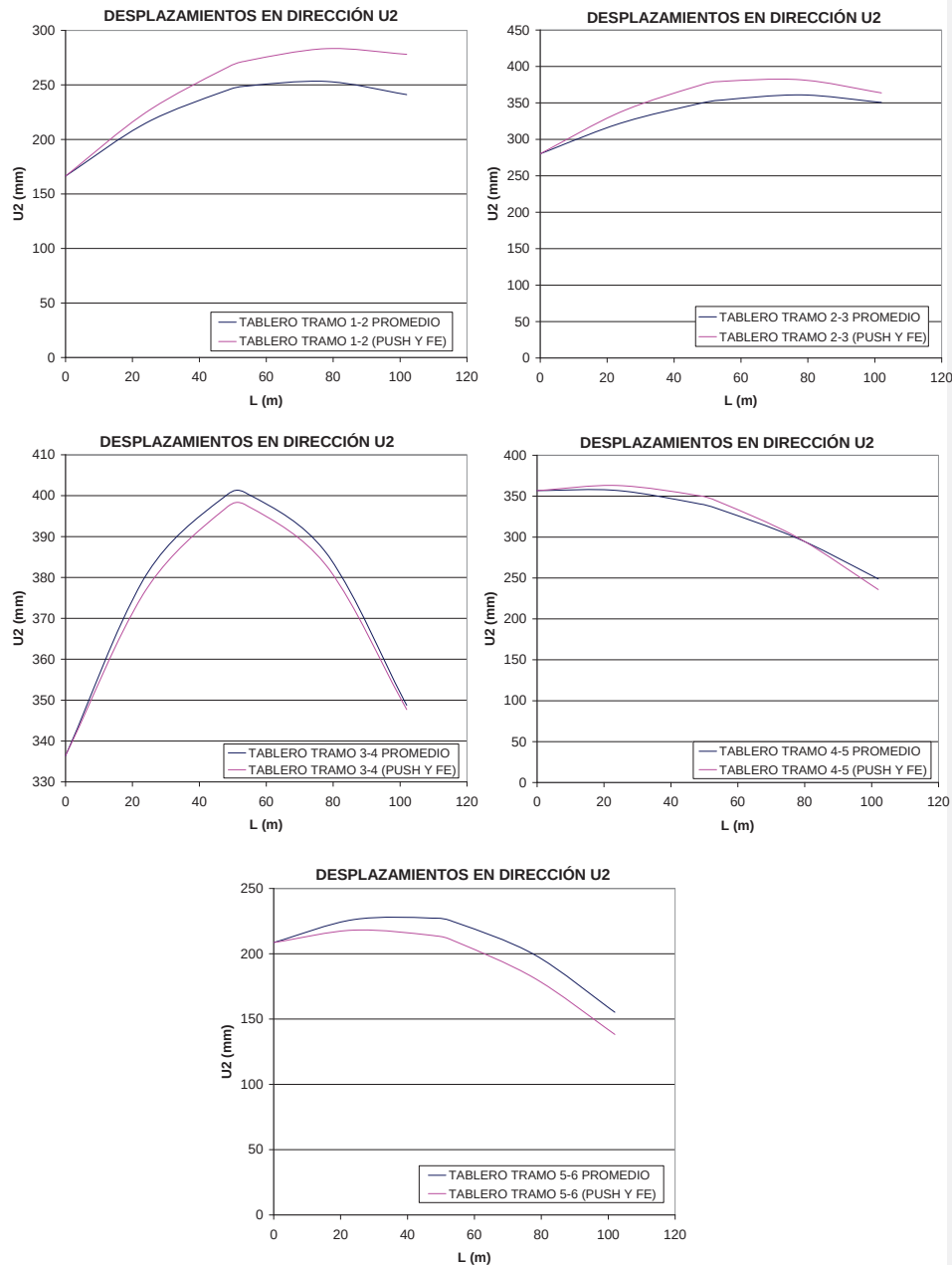


Figura 4-33: Distribuciones (U_2) de desplazamientos medias y distribuciones (U_2) obtenidas con la carga "PUSH" y multiplicadas por su respectivo factor de escala (FE) de los 5 claros usando los temblores de fallamiento normal.



Tabla 4-2: Factores de escala.

TEMBLORES		
	Subducción	F. Normal
No. del Cilindro-Pila	FE	
2	0.3834	0.3602
3	0.3254	0.3506
4	0.3297	0.3671
5	0.3805	0.3518
No. de claro	FE	
1	0.3594	0.3835
2	0.3266	0.3149
3	0.2856	0.2798
4	0.2868	0.3041
5	0.3594	0.3469

Los análisis pushover usando ambas distribuciones de fuerzas se muestran en la Figura 4-34, donde se aprecia que existe muy poca diferencia al usar una u otra distribución.

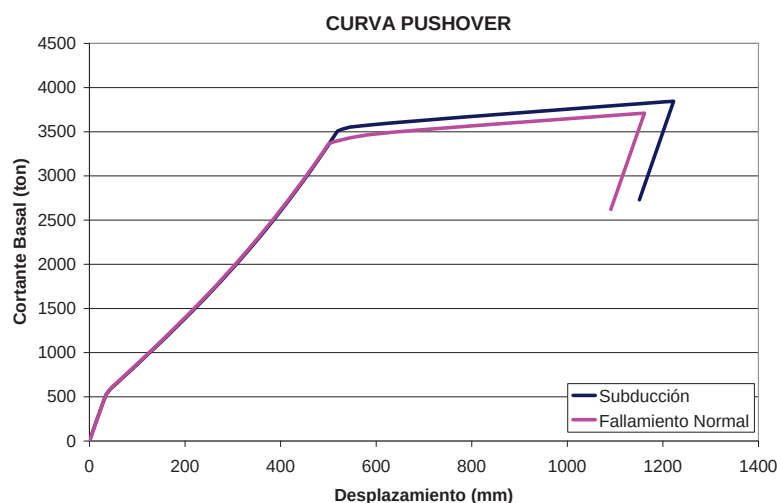


Figura 4-34: Curvas Pushover en dirección transversal (U2) usando las distribuciones de fuerzas obtenidas de los temblores de subducción y de los de fallamiento normal.

Los espectros de capacidad (curvas D-Sa, g) obtenidos de acuerdo al "ATC 40", se muestran en la Figura 4-35 y en la Tabla 4-3. Se muestran los valores tanto de desplazamiento en el centro del puente, como del cortante basal cuando los aisladores fluyen. Las Tablas 4-4 y 4-5 muestran los desplazamientos y cortantes

Comentario [JM14]: Debemos convertir la curva Push-Over a un S1GL para hacer correcta la comparación



basales en el centro del puente cuando los cilindros fluyen y cuando se generan sus valores últimos, respectivamente.

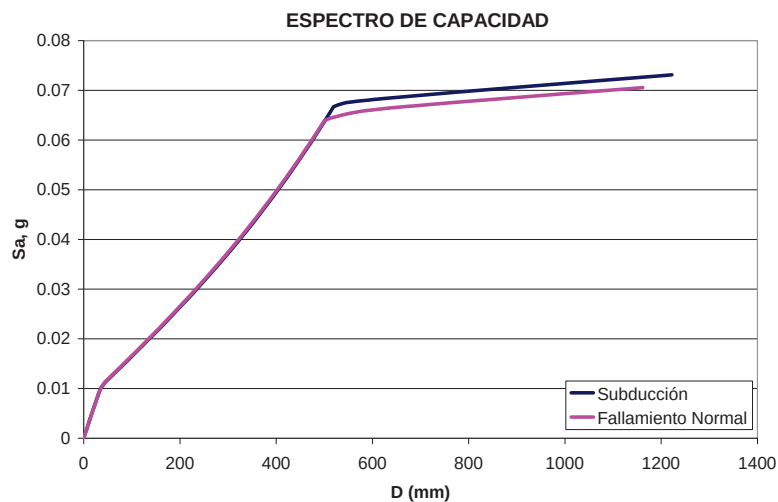


Figura 4-35: Espectros de capacidad en dirección transversal (U2) usando las distribuciones de fuerzas obtenidas de los temblores de subducción y de los de fallamiento normal.

Tabla 4-3: Cortante basal y desplazamiento en el centro del puente cuando los aisladores fluyen.

Aisladores (valores de fluencia)	
Temblores de subducción	
Desplazamiento (mm)	Cortante basal (ton)
35.122	525.848
Temblores de fallamiento normal	
35.050	522.948

Tabla 4-4: Cortante basal y desplazamiento en el centro del puente cuando los cilindros fluyen.

Cilindros (valores de fluencia)	
Temblores de subducción	
Desplazamiento (mm)	Cortante basal (ton)
519.178	3506.263
Temblores de fallamiento normal	
500.364	3362.343

**Tabla 4-5: Cortante basal y desplazamiento en el centro del puente cuando los cilindros llegan a su desplazamiento último.**

Cilindros (valores últimos)	
Temblores de subducción	
Desplazamiento (mm)	Cortante basal (ton)
1222.497	3844.801
Temblores de fallamiento normal	
1161.674	3709.574

La curva momento-rotación idealizada del cilindro 4 (eje más alto), considerando la zona de endurecimiento por deformación del acero (modelo de Park), está compuesta por los puntos mostrados en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6: Puntos de la curva idealizada momento-rotación del cilindro 4.

M (ton-m)	θ (rad)
0	0
64850	0.00195
67700	0.012657
13600.095	0.012657
13600.095	0.016557

De acuerdo con la mecánica de materiales, el desplazamiento idealizado de fluencia de una pila en la formación de la articulación plástica está dada por:

$$\Delta_Y^{pil} = \frac{L^2}{3} \times \phi_Y \dots \dots \dots (4.1)$$

Donde ϕ_Y es la curvatura idealizada de fluencia definida por una representación elastoplástica perfecta de la curva M - ϕ de la sección transversal.

$$\phi_Y = \frac{\theta_Y}{L_p} \dots \dots \dots (4.2)$$

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} \quad (\text{mm, MPa}) \dots \dots \dots (4.3)$$

Donde θ_Y es la rotación idealizada de fluencia, L_p es la longitud de la articulación plástica (la cual según Priestley se obtiene con la ecuación 4.3), f_{ye} es el esfuerzo de fluencia esperado y d_{bl} es el diámetro de la varilla longitudinal.

Al sustituir los valores (cilindro 4) en las ecuaciones 4.2 y 4.3 se obtiene que $L_p = 5753.37$ mm y $\phi_Y = 3.389 \times 10^{-7}$ rad/mm, con lo que de la ecuación 4.1 se



obtiene el valor de $\Delta_Y^{cil} = 526.255$ mm, el cual es muy similar al obtenido de la curva "Pushover" de la Tabla 4-4, $\Delta_Y^{cil} = 519.178$ mm.

Según la mecánica de materiales Δ_U^{pil} se obtiene con la ecuación 4.4.

$$\Delta_U^{pil} = \Delta_Y^{pil} + \Delta_p \dots\dots\dots (4.4)$$

Donde Δ_p es la capacidad plástica idealizada de desplazamiento debida a la rotación de la articulación plástica.

$$\Delta_p = \theta_p \times \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \dots\dots\dots (4.5)$$

Donde θ_p es la capacidad de rotación plástica.

$$\theta_p = \theta_U - \theta_Y \dots\dots\dots (4.6)$$

Al emplear las ecuaciones anteriores se obtiene que $\Delta_U^{cil} = 1226.234$ mm, cuyo valor, al igual que en el desplazamiento de fluencia, es muy similar al obtenido de la curva "Pushover", ver Tabla 4-5, $\Delta_U^{cil} = 1222.497$ mm.

4.3.1 Colisión con topes sísmicos.

Es importante localizar en el espectro de capacidad el desplazamiento para el cual la calzada colisiona con los topes sísmicos, la separación libre entre estos elementos es (Figura 4-36):

$$\text{Sep}_{\text{libre}} = 1500 - (700 + 475.5) = 324.5 \text{ mm}$$

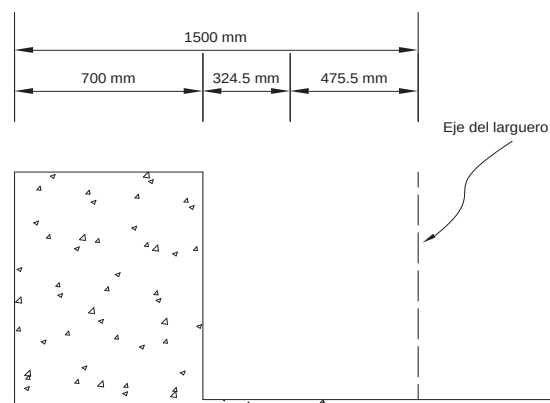


Figura 4-36: Separación entre tope y calzada.



De acuerdo con el análisis estático no lineal efectuado, cuando los cilindros llegan a su desplazamiento último para temblores de subducción, el desplazamiento relativo de los aisladores tiene un valor muy cercano a la separación libre entre tope y calzada, como lo muestra la Tabla 4-7.

Tabla 4-7: Desplazamientos relativos U2 de los aisladores del paso del “Pushover” asociado al desplazamiento último de los cilindros (subducción).

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE UN EJE LONGITUDINAL DE AISLADORES U2 (mm)										
	EST IZQ	PILA1		PILA2		PILA3		PILA4		EST DER
No. Paso	1	1	2	1	2	1	2	1	2	1
180	194.776	236.417	314.439	303.172	322.238	321.208	300.674	307.135	216.189	183.455

Esto significa, que la calzada colisionaría con los topes sísmicos cuando los cilindros alcanzan su desplazamiento último.

Es importante resaltar que los espectros de capacidad se desarrollaron hasta llevar a los cilindros hasta su desplazamiento último, sin importar que se excediera la capacidad de los aisladores (desplazamiento de diseño de 85 mm), ya que ésta capacidad se sobrepasó antes de que los cilindros entraran a su comportamiento inelástico; se hizo esta consideración debido a la incertidumbre que se tiene sobre el valor “real” del desplazamiento último de estos apoyos.



CAPÍTULO 5

5. APLICACIÓN DEL MODELO DE VULNERABILIDAD

En este capítulo se determinan curvas de fragilidad para obtener la vulnerabilidad sísmica del puente. Las curvas se calculan utilizando los modelos de capacidad y demanda expuestos en capítulos anteriores, tanto para los temblores de subducción como para los de fallamiento normal.

5.1. Modelo de capacidad y de demanda.

Para desarrollar las curvas de fragilidad se definieron primeramente los estados límite en función de la ductilidad de curvatura de los cilindros de acuerdo con la Tabla 5-1, que fue propuesta por Nielson (2005) y concuerdan satisfactoriamente con los valores utilizados por Padgett (2005).

Tabla 5-1: Estados límite en función de la ductilidad de curvatura.

Componente	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Pila de concreto 	1	1.58	3.22	6.84

Una vez determinado el espectro de capacidad para los temblores de subducción, y de acuerdo con los estados límite anteriormente mencionados, se generaron espectros de demanda ADRS (valores medios) de subducción para los distintos estados límite. A cada estado límite corresponde una aceleración máxima del terreno (A_{max}) distinta, como se señala en la figura. Así mismo, como función del desplazamiento del puente, se calcularon los amortiguamientos equivalentes de cada uno de los modelos estudiados. Los periodos de retorno (T_r) para cada valor de A_{max} , fueron obtenidos del estudio de Jara y Jara 2007.

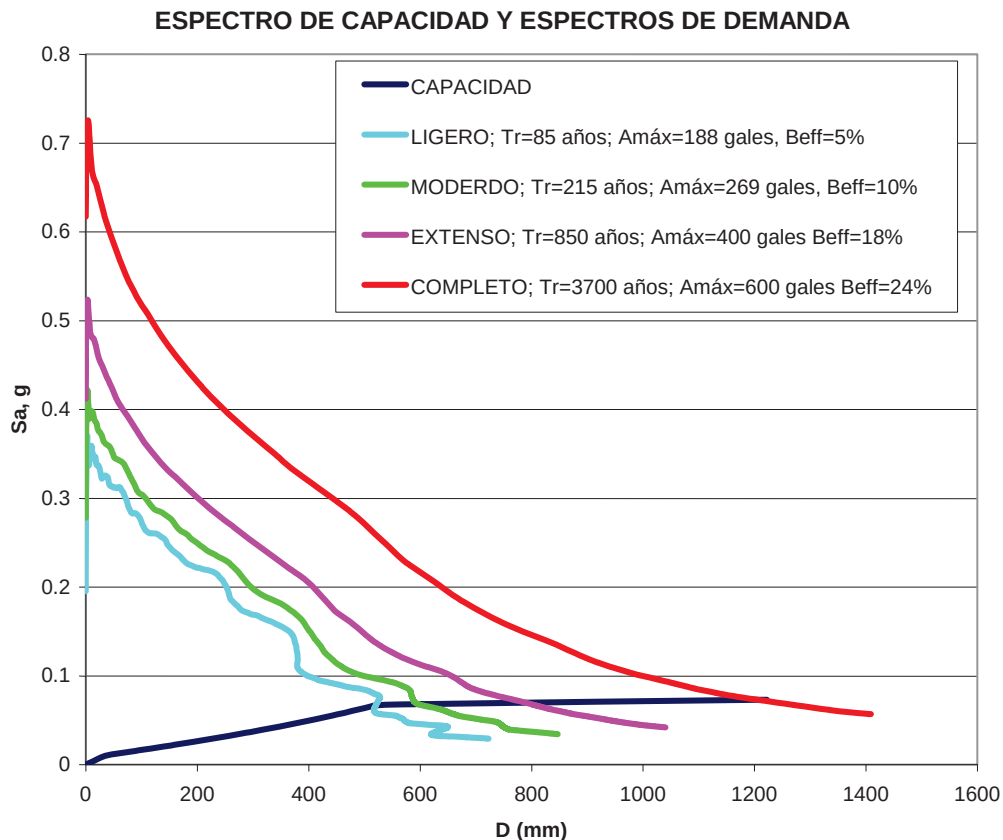


Figura 5-1: Espectros de capacidad y demanda (modelos de subducción) para distintos estados límite de comportamiento.

Se observa en la Figura 5.1 que los cilindros entran en el intervalo inelástico cuando se presenta una $Amáx$ de 188 gales (correspondiente en la figura a $D = 0$ mm y por lo tanto a $T = 0$ seg) asociada a un Tr de 85 años, lo que produce el estado límite ligero y que el puente colapsa cuando se alcanza una $Amáx$ de 600 gales asociada a un Tr de 3700 años, valor muy cercano al valor determinista obtenido con la ley de atenuación de Sánchez y Jara (2001), de 619 gales.

El aumento de porcentaje de amortiguamiento ($Beff$) se debe a la disipación de energía debida a la incursión de los cilindros en la zona plástica de comportamiento. Al iniciar la etapa inelástica del espectro de capacidad el porcentaje de amortiguamiento es el amortiguamiento inherente del puente ($Bo = 5\%$) y al incrementarse los desplazamientos, el amortiguamiento aumenta. Los aisladores incrementan también su amortiguamiento el cual, de acuerdo al modelo de capacidad realizado (ATC 40), es de $Beff = 10\%$.

Se determinó también el valor de $Amáx$ necesario para que los aisladores alcancen su desplazamiento de diseño (85 mm), tal como lo muestra la Figura 5-2, la cual, al igual que la figura anterior, corresponde a los modelos de subducción.

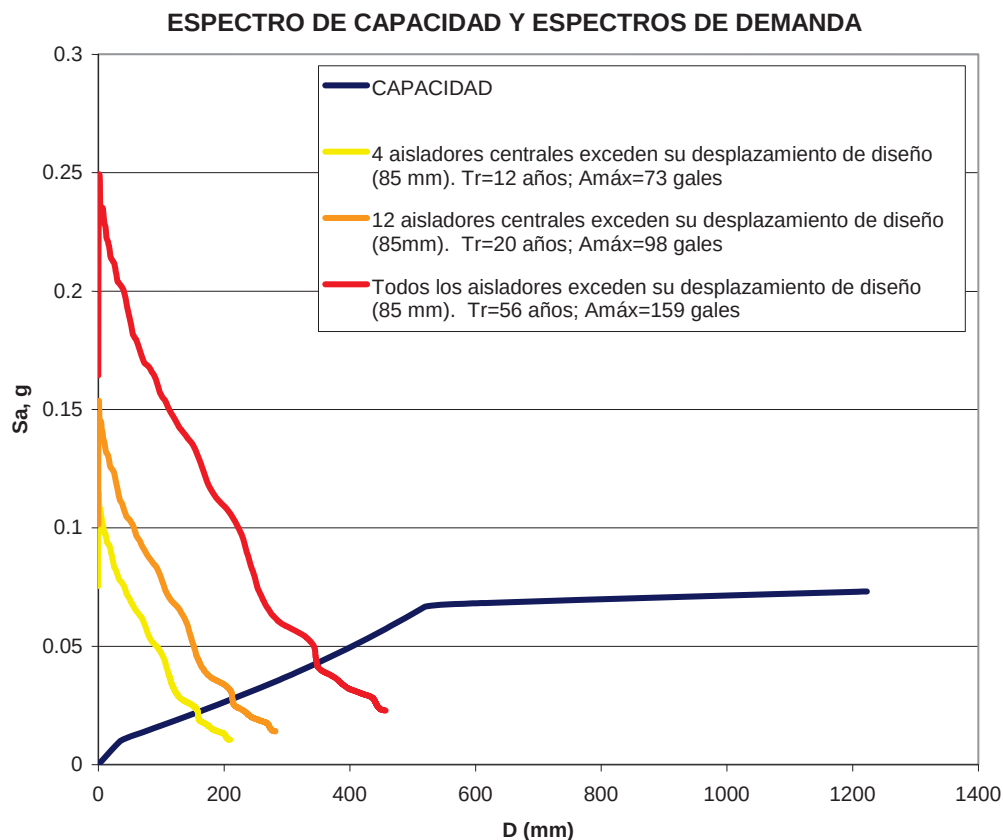


Figura 5-2: Espectro de capacidad y espectros de demanda (modelos de subducción) para producir los desplazamientos de diseño (85 mm) de 4, 12 y de los 20 aisladores.

De acuerdo con la Figura 5-2 se requiere tan solo una aceleración máxima del terreno de 73 gales (asociada a un periodo de retorno de 12 años), para que los cuatro aisladores centrales del puente excedan su desplazamiento de diseño, mientras que la Amáx necesaria para que todos los aisladores excedan ese desplazamiento es de 159 gales (periodo de retorno de 56 años).

Con estos valores de aceleración, se obtuvieron los espectros ADRS (valores medios) para los modelos de capacidad y de demanda obtenidos de los temblores de fallamiento normal (Figura 5-3). Se observa que con los mismos valores de Amáx, se producen menores respuestas en el puente que las obtenidas para los los temblores de subducción, ya que para que todos los aisladores excedan su desplazamiento de diseño se necesita ahora una Amáx de 400 gales (Tr de 850 años) y la Amáx asociada a un periodo de retorno de 3700 años (600 gales) produce el estado límite moderado. Es por esto, que se puede concluir que la fuente sísmica de subducción genera mayores daños que la de fallamiento normal. Todos los espectros ADRS para este caso se realizaron con un porcentaje de amortiguamiento crítico efectivo (Beff) del 10 %, asociado al sistema de



aislamiento, ya que para los casos mostrados, la estructura se mantiene prácticamente en el intervalo de comportamiento elástico.

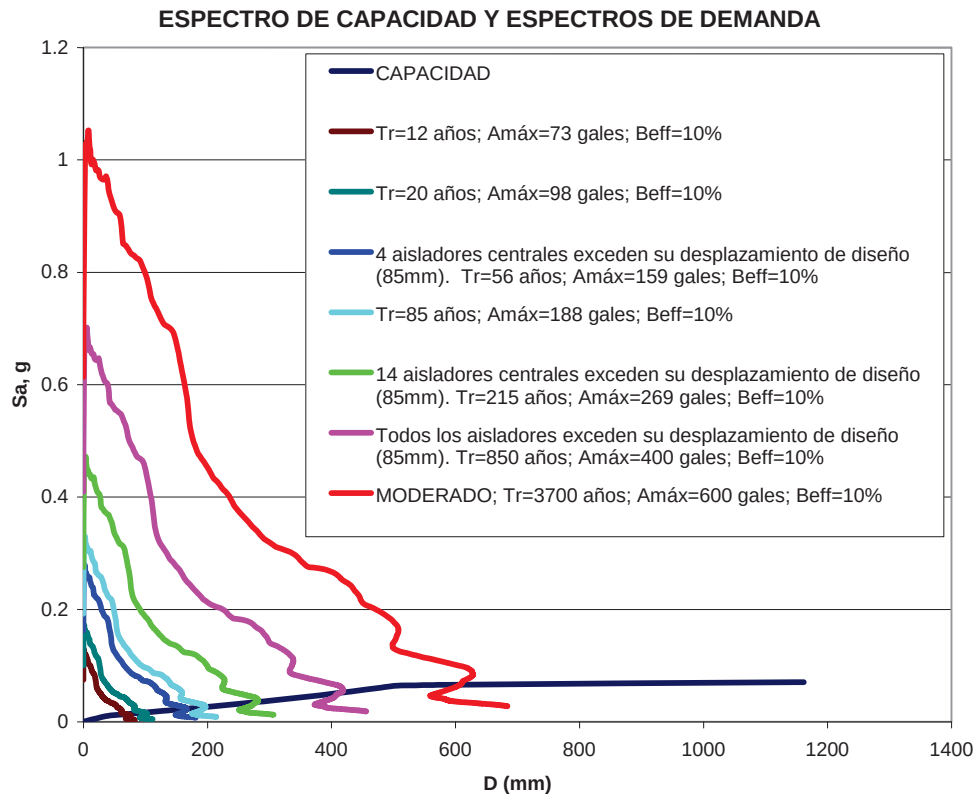


Figura 5-3: Espectros de capacidad y demanda (modelos de fallamiento normal) para distintos estados límite de comportamiento.

5.2. Funciones de densidad.

Se obtuvieron también las funciones de densidad de probabilidad asociadas a los estados límite anteriores para ambos modelos (subducción y fallamiento normal), adoptando una distribución log-normal.

5.2.1. Modelos de subducción.

Las funciones de densidad de desplazamientos totales (al nivel de la losa) para los modelos de subducción se presentan en la Figura 5-4. Se obtuvo la desviación estándar de la demanda con base en el método de máxima verosimilitud, para el conjunto de los 116 acelerogramas correspondiente al periodo de cada estado límite de comportamiento. La desviación estándar de la capacidad se consideró de 0.3. De esta manera, la desviación estándar conjunta varió de 1.18 a 1.29 dependiendo del estado límite seleccionado. La mediana de la densidad se calculó con base en el valor medio de la densidad, obtenido como la intersección de los



espectros de capacidad y demanda. Los valores de los parámetros de las densidades que se muestran a continuación se comentan con más detalle en el inciso 5.3 correspondiente a la obtención de las curvas de fragilidad.

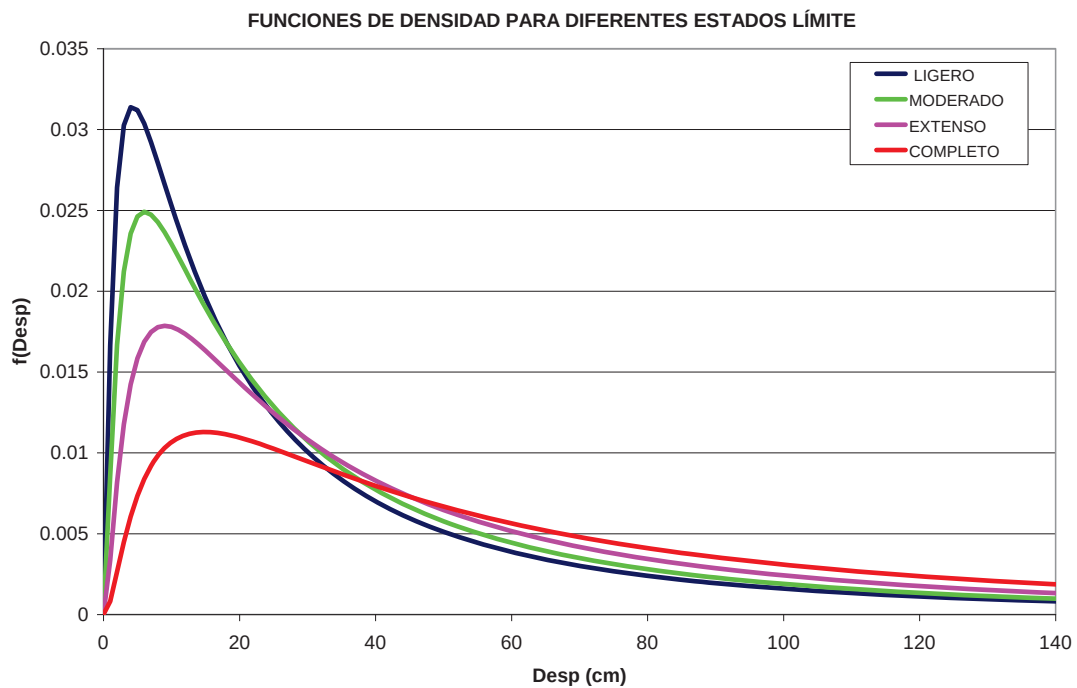
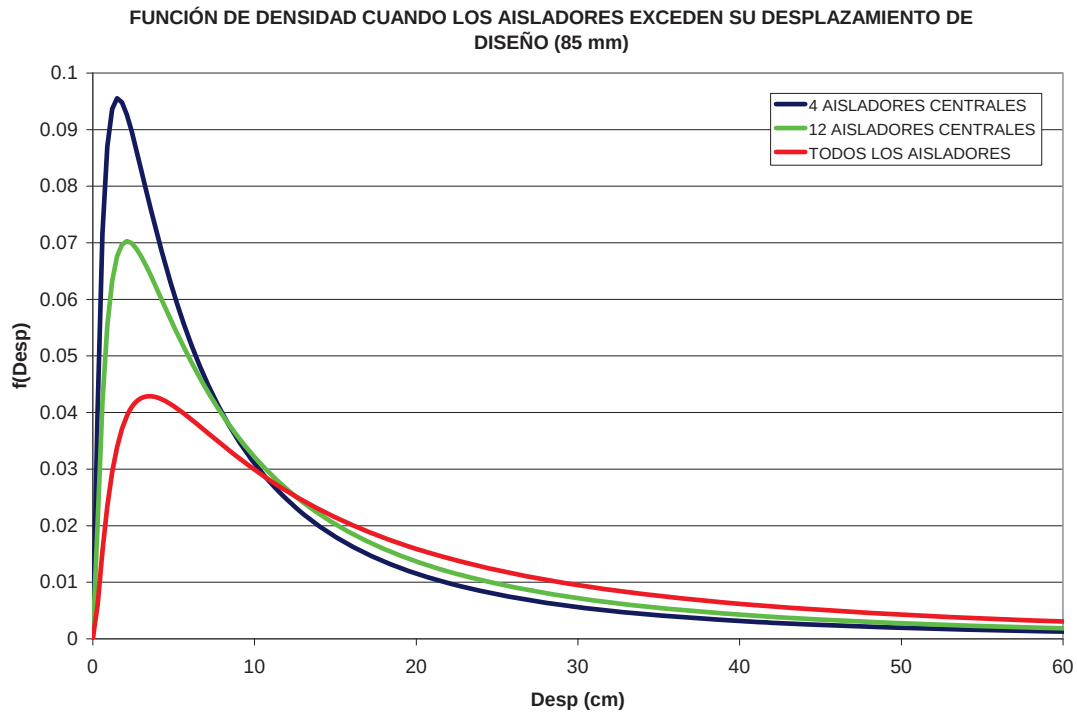


Figura 5-4: Funciones de densidad asociadas a los diferentes estados límite.



Se determinaron también las funciones de probabilidad de desplazamientos del puente y aceleraciones máximas del suelo, para una desviación estándar conjunta de demanda y capacidad de 0.6, de acuerdo con lo propuesto por Dutta y Mander (1998). Las Figuras 5-5 y 5-6 muestran las densidades de desplazamiento y aceleración máxima del suelo, respectivamente.

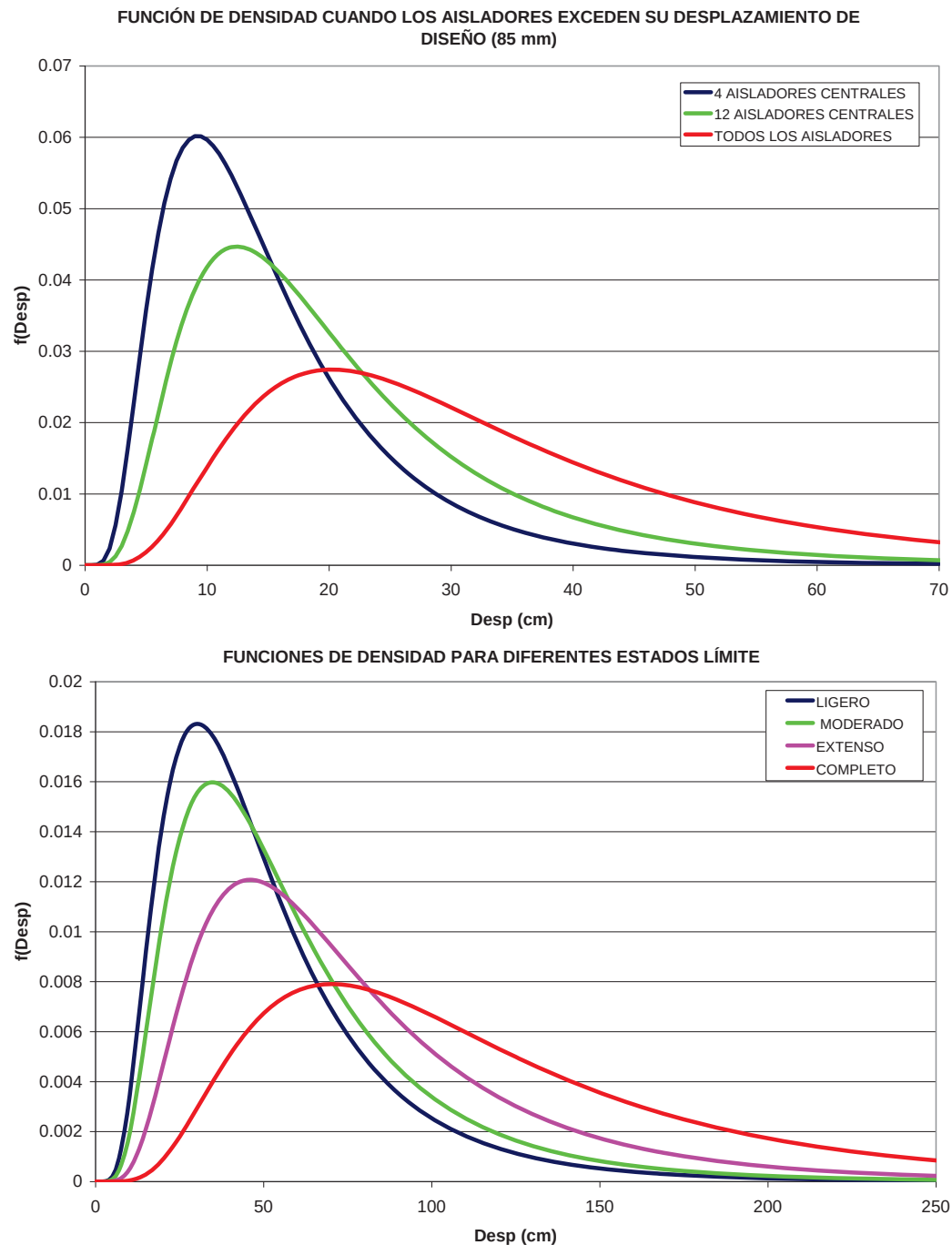


Figura 5-5: Funciones de densidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{In AD} = 0.6$).

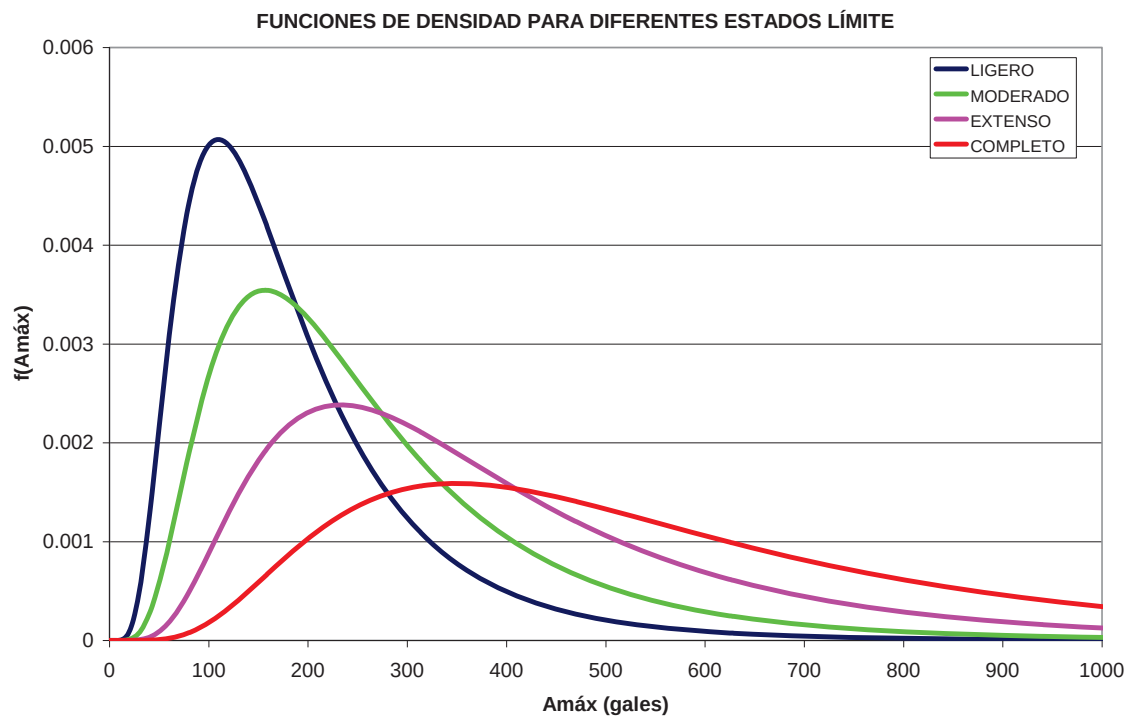
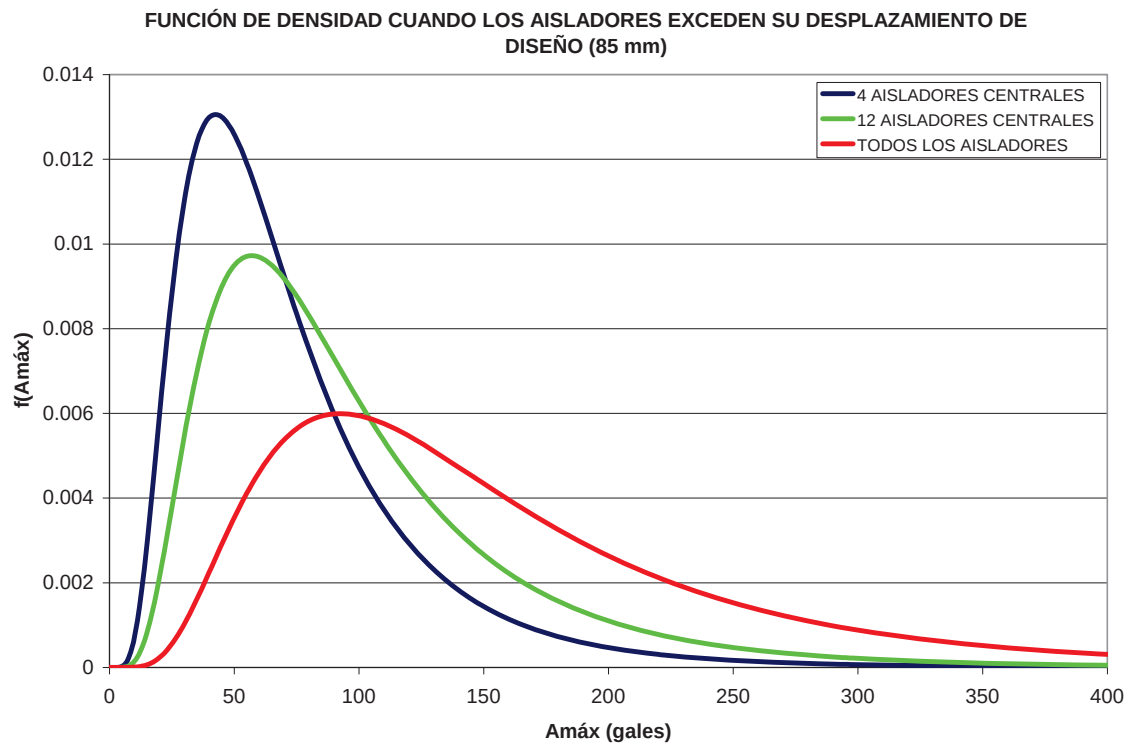


Figura 5-6: Funciones de densidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).



5.2.2. Modelos de fallamiento normal.

Las funciones de densidad de desplazamientos para los modelos de fallamiento normal se presentan en la Figura 5-7. Se calcularon de forma similar a las funciones de densidad de la figura 5-4 (subducción) con $\sigma_{n AD}$ oscilando entre 0.96 y 1.0.

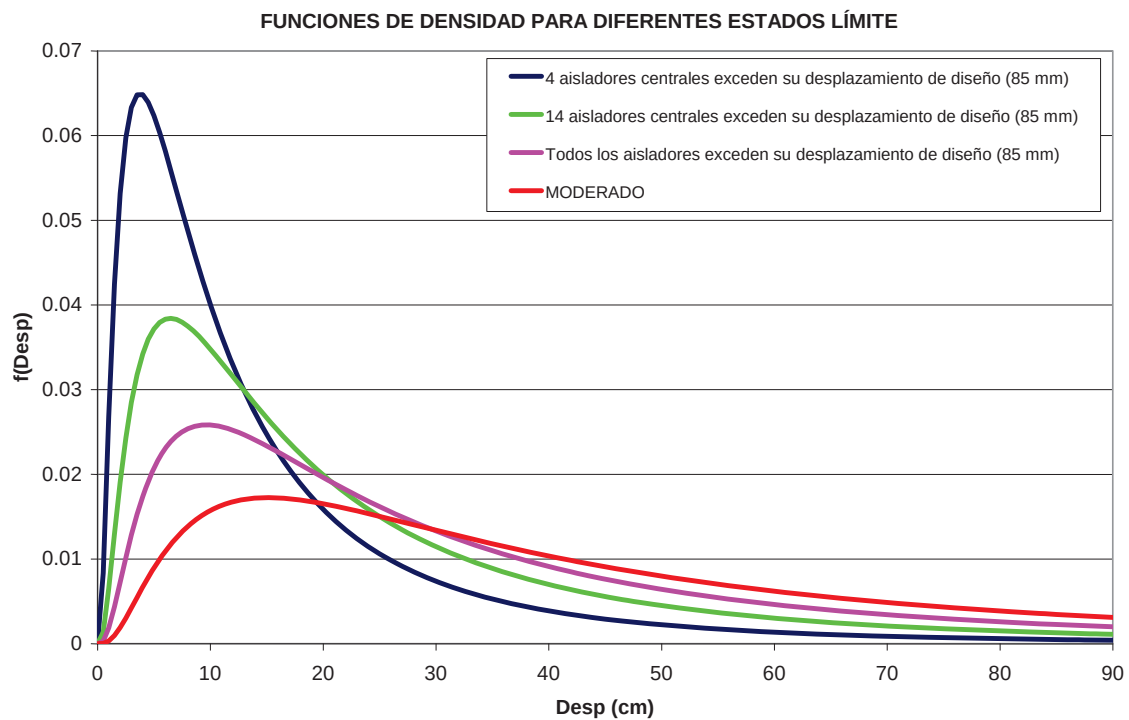


Figura 5-7: Funciones de densidad asociadas a los diferentes estados límite para la fuente sísmica de fallamiento normal.

Al igual que para los modelos de subducción se determinaron también las funciones de densidad de desplazamiento y de aceleración máxima del suelo, para una desviación estandar conjunta de $\sigma_{n AD} = 0.6$, las cuales se presentan en la Figura 5-8.

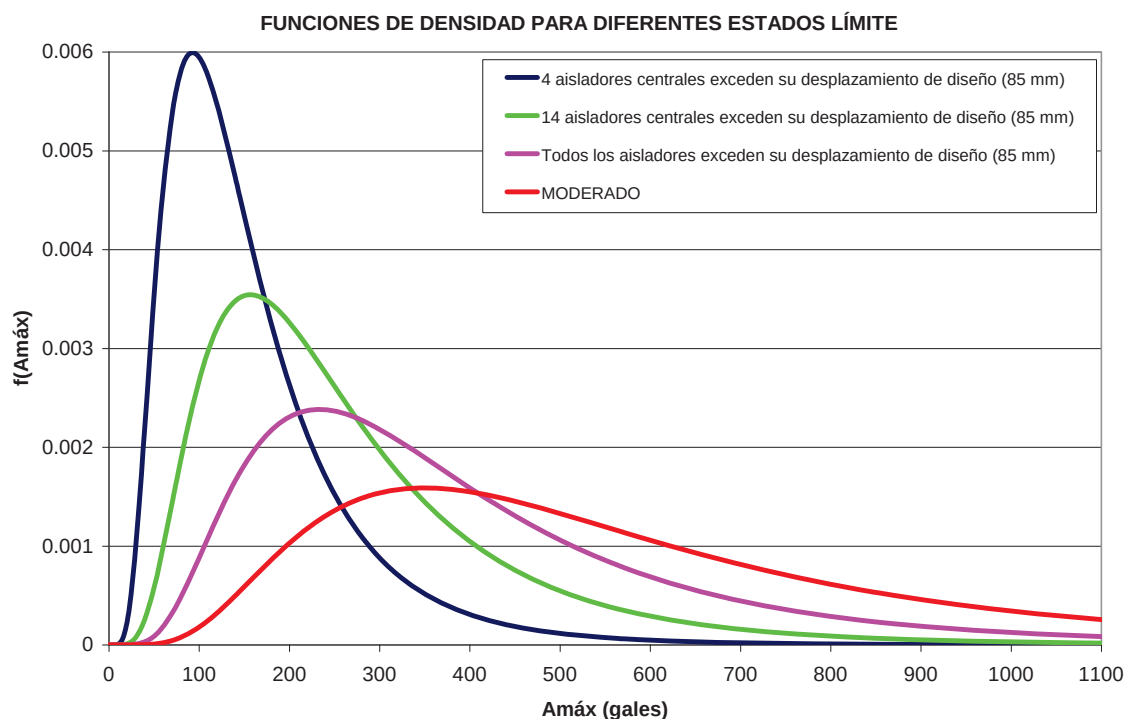
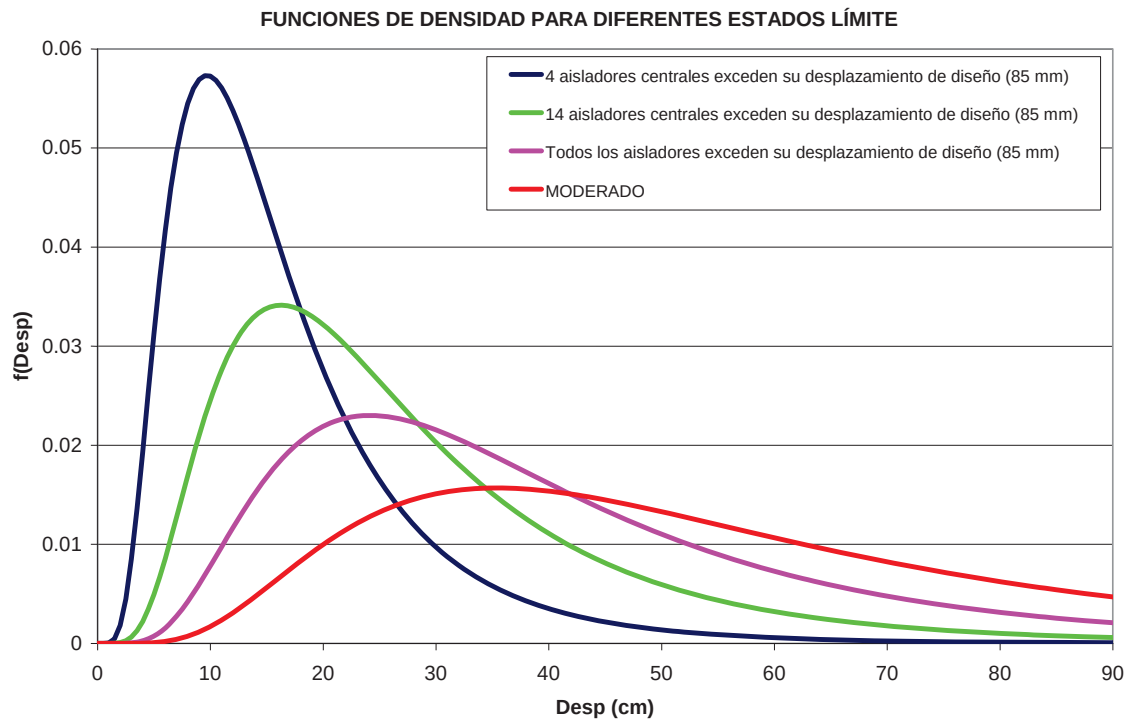


Figura 5-8: Funciones de densidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).



5.3. Curvas de fragilidad.

Se presentan a continuación curvas de fragilidad para la aceleración máxima del suelo, $A_{máx}$, obtenidas del punto de desempeño de cada estado límite, y para los desplazamientos totales del puente. Como se había comentado anteriormente, al considerar la demanda y la capacidad como variables aleatorias distribuidas en forma lognormal, de acuerdo con el teorema del límite central, la probabilidad conjunta se distribuye también en forma lognormal. Llamando a esta variable aleatoria en estudio como AD , (aceleración máxima del suelo ó desplazamiento total del puente), la distribución conjunta tiene una desviación estándar de,

$$\sigma_{\ln AD} = \sqrt{\sigma_{\ln D}^2 + \sigma_{\ln C}^2}$$

De manera que la densidad de probabilidad acumulada de la variable AD está dada por,

$$F(AD) = \Phi \left[\frac{1}{\sigma_{\ln AD}} \ln \left(\frac{AD}{AD_i} \right) \right] \dots\dots\dots (5.1)$$

Donde:

- $F(AD)$ = Densidad lognormal acumulada de la variable AD
- Φ = Operador de la densidad lognormal acumulada
- $\sigma_{\ln AD}$ = Desviación estándar de demanda y capacidad, AD
- AD_i = Aceleración ó desplazamiento objetivo AD_i asociado a cierto nivel de daño i .

5.3.1. Modelos de subducción.

De acuerdo con el periodo de cada estado límite seleccionado y el conjunto de 116 valores espectrales, se determinó con el método de máxima verosimilitud el valor de $\sigma_{\ln AD}$. Por su parte, el valor de AD_i (mediana de la densidad de desplazamientos) se obtuvo a partir del valor medio de esta variable obtenido como la intersección de las curvas de capacidad y demanda. Los valores de los parámetros se muestran en las Tablas 5-2 y 5-3.

Tabla 5-2: Parámetros de las curvas de fragilidad cuando los aisladores exceden su desplazamiento de diseño (85 mm).

DESPLAZAMIENTOS (cm)			
Beff=10 %			
Parámetros	4 aisladores	12 aisladores	20 aisladores
AD_i	7.284	9.879	16.170
$\sigma_{\ln AD}$	1.246	1.241	1.237



Tabla 5-3: Parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite.

DESPLAZAMIENTOS (cm)				
	Beff=5 %	Beff=10 %	Beff=18 %	Beff=24 %
Parámetros	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
AD_i	22.626	27.809	38.285	60.100
$\sigma_{ln AD}$	1.291	1.235	1.203	1.180

Si se considera que $\sigma_{ln AD} = 0.6$ (Dutta y Mander, 1998), el parámetro AD_i para la densidad de desplazamientos adquiere los valores indicados en las Tablas 5-4 y 5-5, y lo indicado en las Tablas 5-6 y 5-7 para la aceleración máxima del suelo.

Tabla 5-4: Parámetros de las curvas de fragilidad cuando los aisladores exceden su desplazamiento de diseño (85 mm) ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).

DESPLAZAMIENTOS (cm)			
Beff=10 %			
Parámetros	4 aisladores	12 aisladores	20 aisladores
AD_i	13.225	17.818	29.024
$\sigma_{ln AD}$	0.6	0.6	0.6

Tabla 5-5: Parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).

DESPLAZAMIENTOS (cm)				
	Beff=5 %	Beff=10 %	Beff=18 %	Beff=24 %
Parámetros	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
AD_i	43.466	49.827	65.934	100.737
$\sigma_{ln AD}$	0.6	0.6	0.6	0.6

Tabla 5-6: Parámetros de las curvas de fragilidad cuando los aisladores exceden su desplazamiento de diseño (85 mm) ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).

Amáx (gales)			
Beff=10 %			
Parámetros	4 aisladores	12 aisladores	20 aisladores
AD_i	60.975	81.856	132.808
$\sigma_{ln AD}$	0.6	0.6	0.6



Tabla 5-7: Parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ($\sigma_{In AD} = 0.6$).

Amáx (gales)				
	Beff=5 %	Beff=10 %	Beff=18 %	Beff=24 %
Parámetros	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
AD_i	157.031	224.688	334.108	501.162
$\sigma_{In AD}$	0.6	0.6	0.6	0.6

La Figura 5-9 muestra las curvas de fragilidad de desplazamiento relativo del aislador cuando los 4 aisladores centrales exceden su desplazamiento de diseño (85 mm), para $\sigma_{In AD} = 0.6$ y para $\sigma_{In AD} = 1.246$, respectivamente. Es claro que, para valores menores que 12 cm, la mayor dispersión (línea gruesa) origina que la probabilidad de excedencia sea mayor para un mismo valor de desplazamiento del sistema de aislamiento. Para desplazamientos relativos mayores no existe una diferencia apreciable en las probabilidades asociadas.

Con los parámetros de las tablas anteriores se determinaron las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite. Las Figuras 5-10 (parámetros de las Tablas 5-2 y 5-3), 5-11 (parámetros de las Tablas 5-4 y 5-5) y 5-12 (parámetros de las Tablas 5-6 y 5-7).

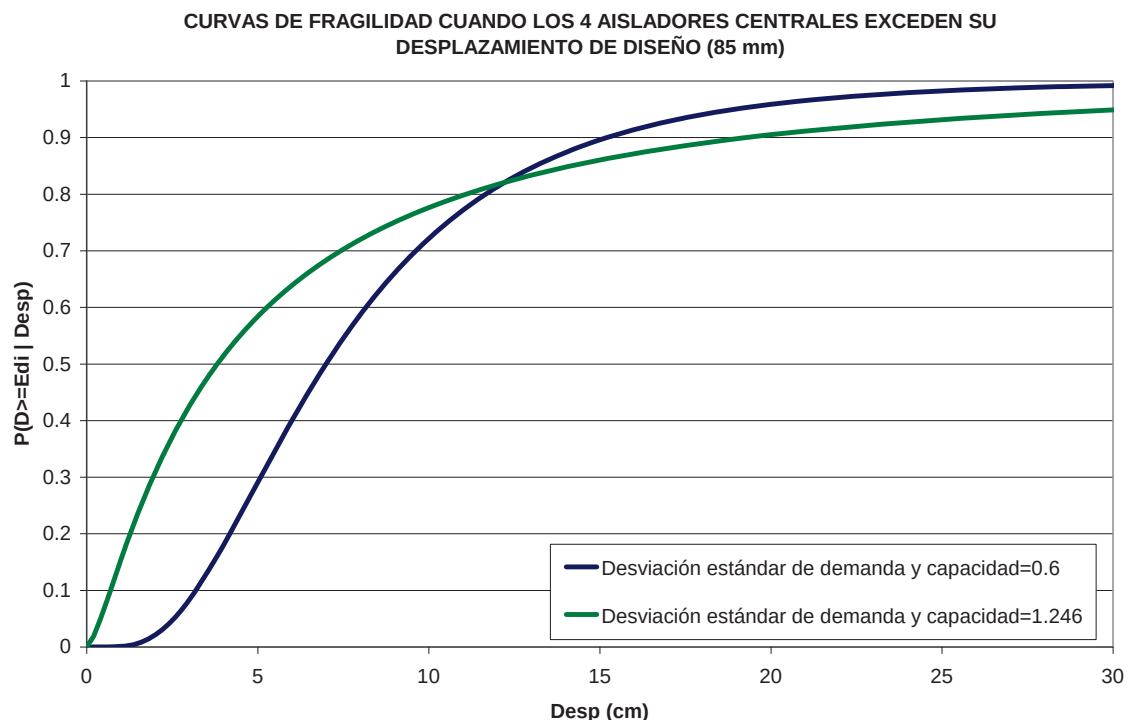


Figura 5-9: Curvas de fragilidad cuando los 4 aisladores centrales exceden su desplazamiento de diseño (85 mm) asociadas a 2 diferentes $\sigma_{In AD}$.

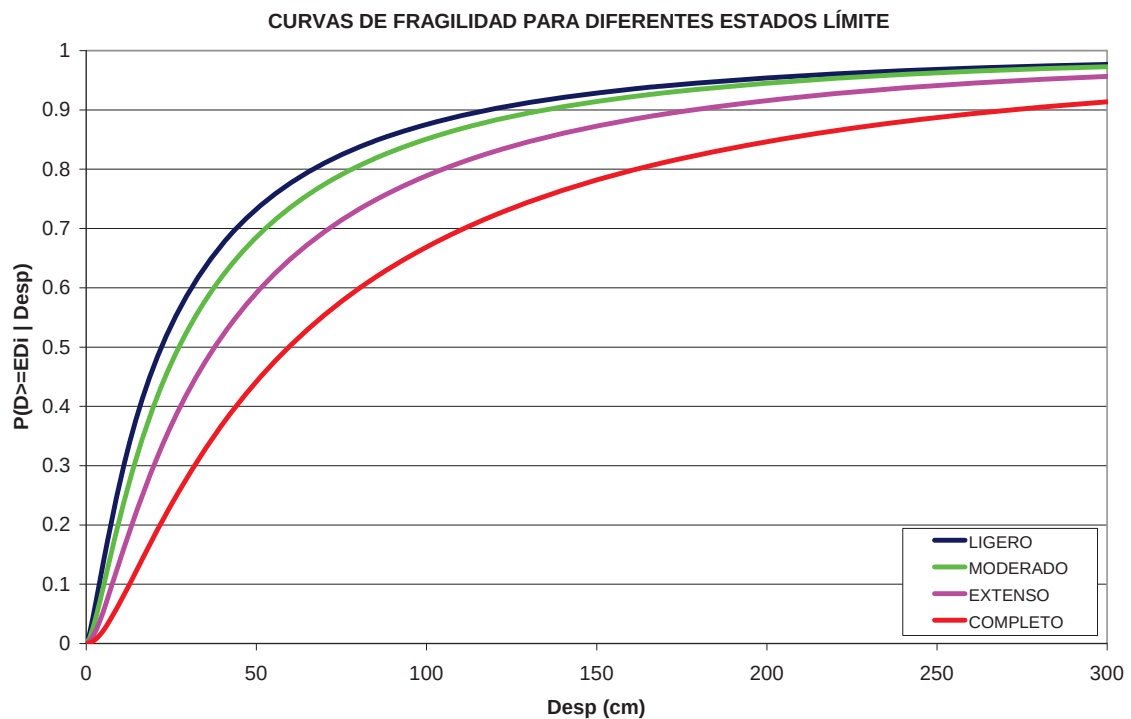
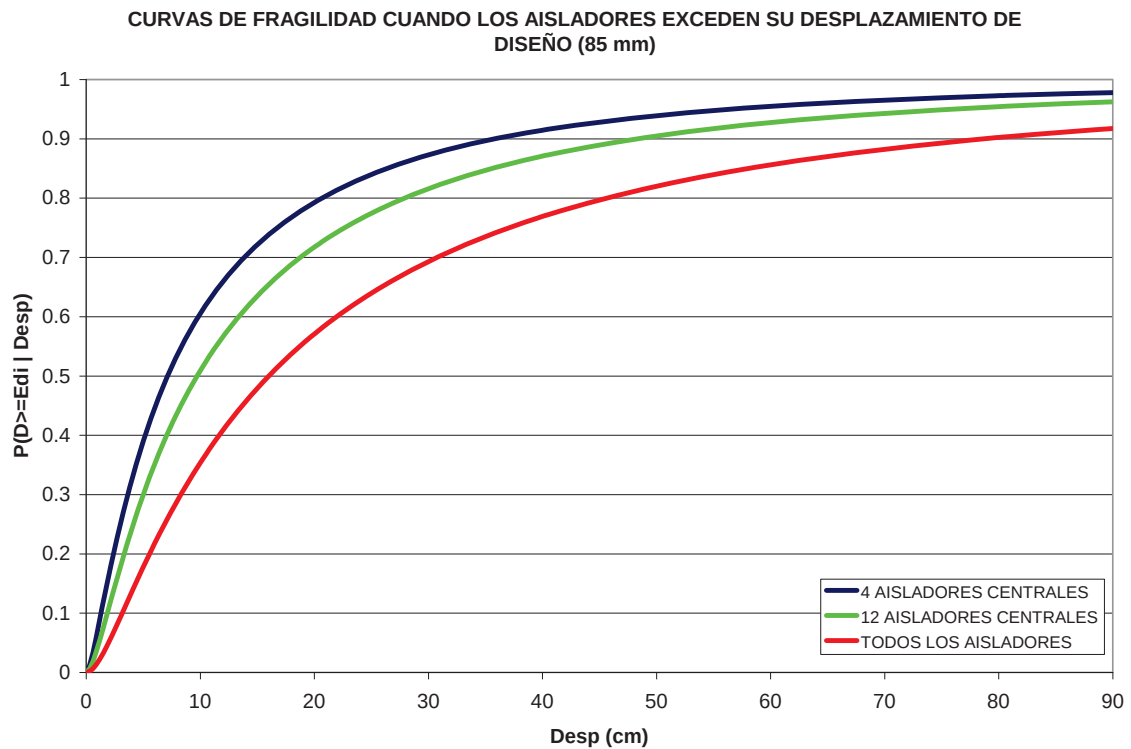


Figura 5-10: Curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados límite.

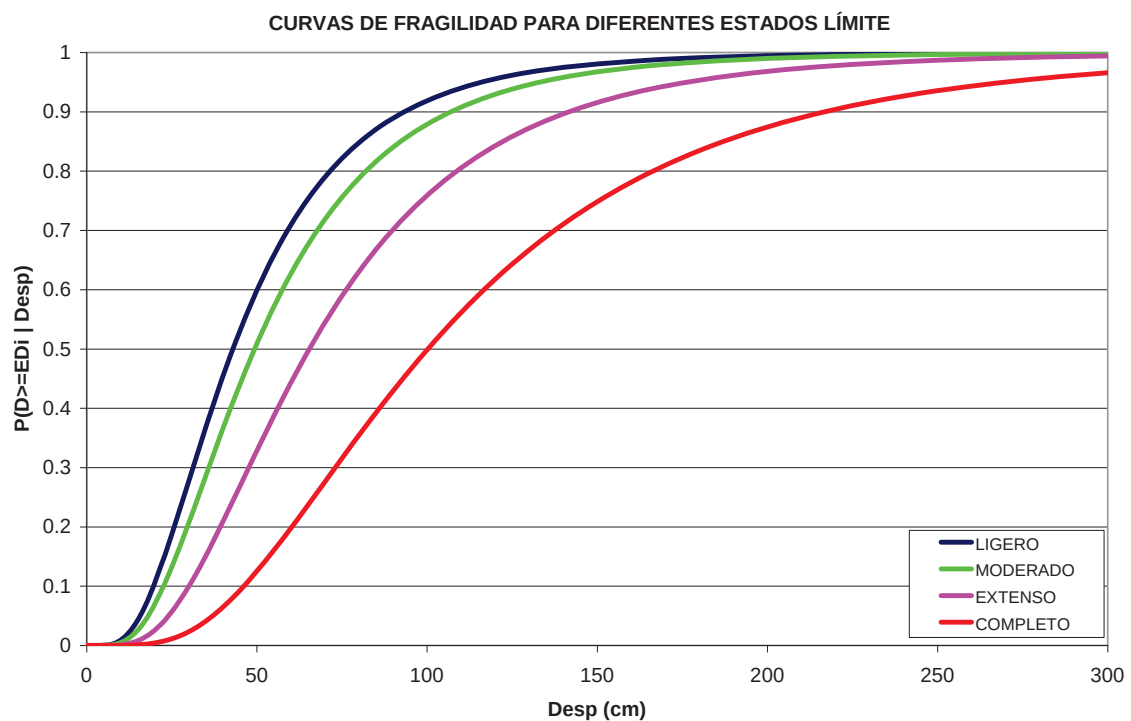
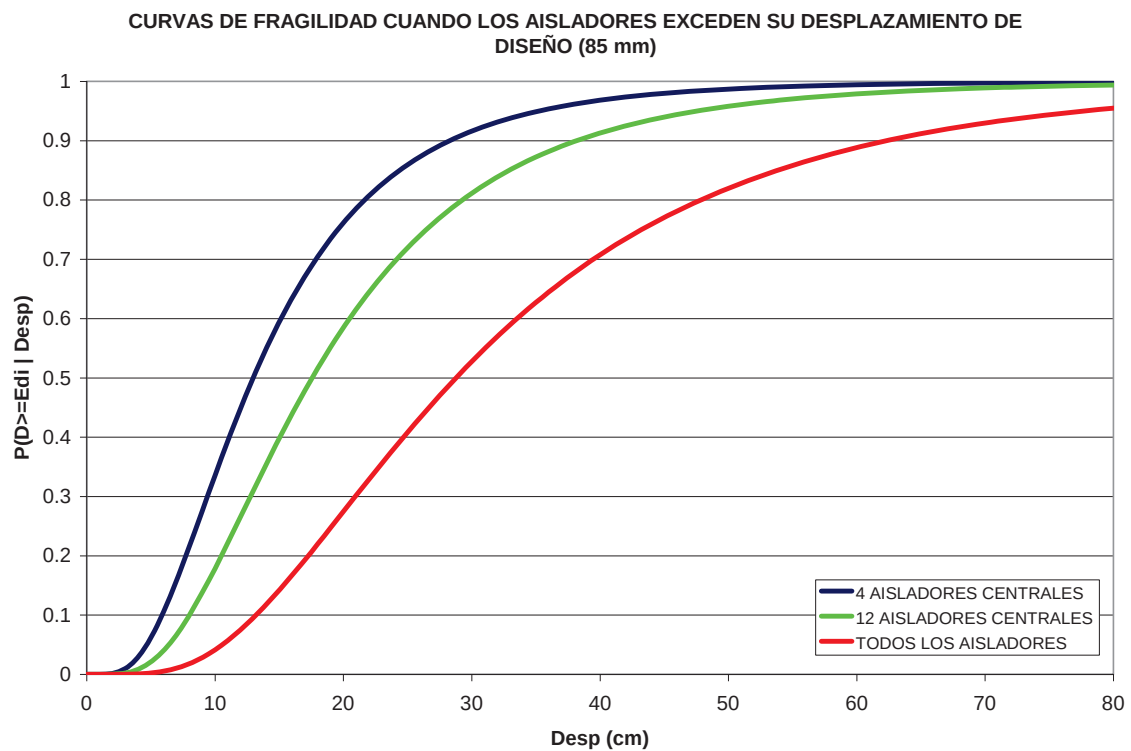


Figura 5-11: Curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).

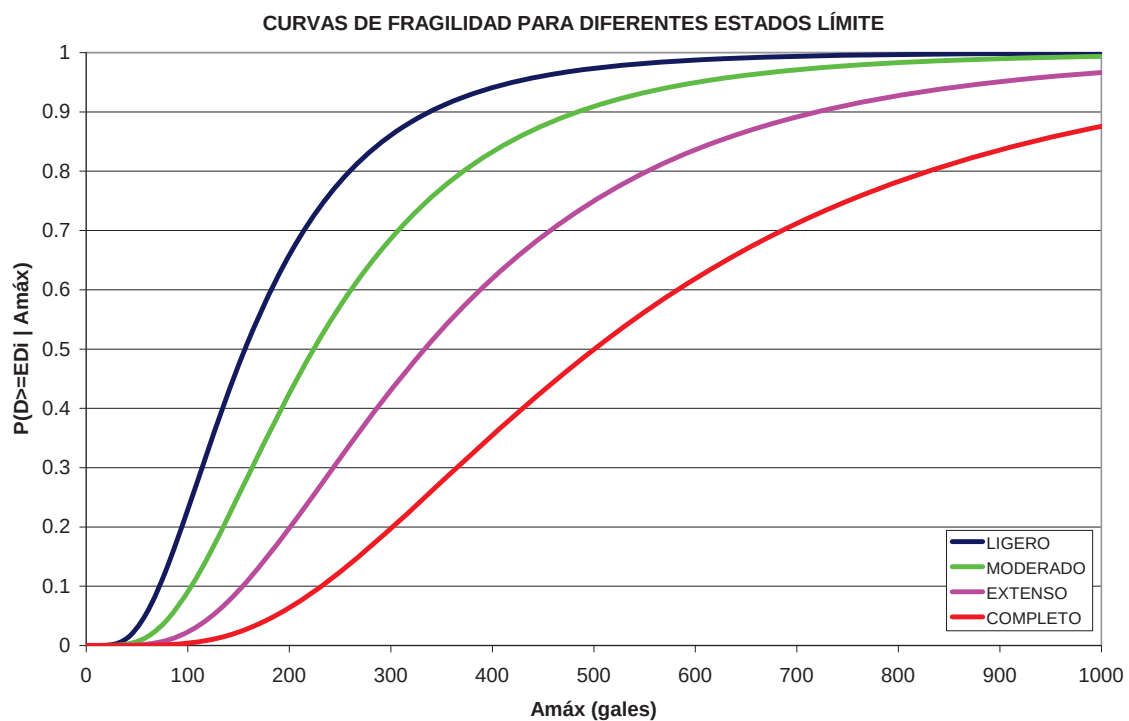
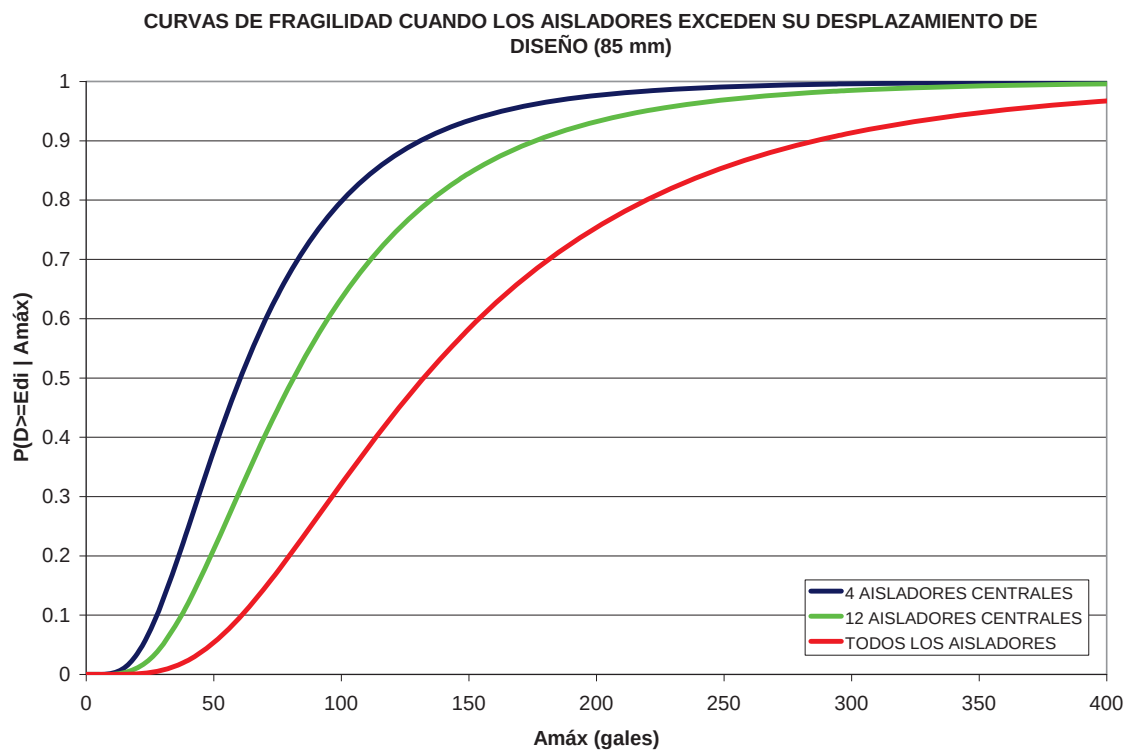


Figura 5-12: Curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{ln AD} = 0.6$).



Las curvas anteriores muestran claramente la influencia de la dispersión en las probabilidades asociadas a los diferentes estados límite. Cuando la dispersión es menor, las curvas de fragilidad se alejan una de otra haciendo mucho más claro la distinción entre un estado de comportamiento y otro. Por ejemplo, para un desplazamiento máximo de 50 cm, la probabilidad de excedencia de los diferentes estados límite varía entre 0.4 y 0.72 para la mayor dispersión y entre 0.1 y 0.6 para la menor dispersión.

5.3.2. Modelos de fallamiento normal.

De manera similar se determinaron las curvas de fragilidad usando los modelos de fallamiento normal, con los parámetros de la densidad de desplazamientos de $\sigma_{InC}=0.3$ y σ_{InD} determinado con el modelo de demanda, que se presentan en la tabla 5-8. En las Tablas 5-9 y 5-10, por su parte, se muestran los parámetros de la densidad de desplazamientos y de la densidad de la aceleración máxima del suelo, respectivamente, con $\sigma_{InAD} = 0.6$.

Tabla 5-8: Parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite.

DESPLAZAMIENTOS (cm)				
	Beff=10 %	Beff=10 %	Beff=10 %	Beff=10 %
Parámetros	4 aisladores	14 aisladores	20 aisladores	Moderado
AD_i	10.126	17.127	25.473	38.215
σ_{InAD}	0.996	0.989	0.986	0.963

Tabla 5-9: Parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ($\sigma_{InAD} = 0.6$).

DESPLAZAMIENTOS (cm)				
	Beff=10 %	Beff=10 %	Beff=10 %	Beff=10 %
Parámetros	4 aisladores	14 aisladores	20 aisladores	Moderado
AD_i	13.88362758	23.32011785	34.60596319	50.7510348
σ_{InAD}	0.6	0.6	0.6	0.6

Tabla 5-10: Parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ($\sigma_{InAD} = 0.6$).

Amáx (gales)				
	Beff=10 %	Beff=10 %	Beff=10 %	Beff=10 %
Parámetros	4 aisladores	14 aisladores	20 aisladores	Moderado
AD_i	132.808	224.688	334.108	501.162
σ_{InAD}	0.6	0.6	0.6	0.6



Las curvas de fragilidad obtenidas para este tipo de temblores se presentan en las Figuras 5-13 (parámetros de la Tabla 5-8), 5-14 (parámetros de la Tabla 5-9) y 5-15 (parámetros de la Tabla 5-10).

En la Figura 5-16 se presentan las curvas de fragilidad de desplazamientos relativos del aislador, cuando los 4 aisladores centrales exceden su desplazamiento de diseño.

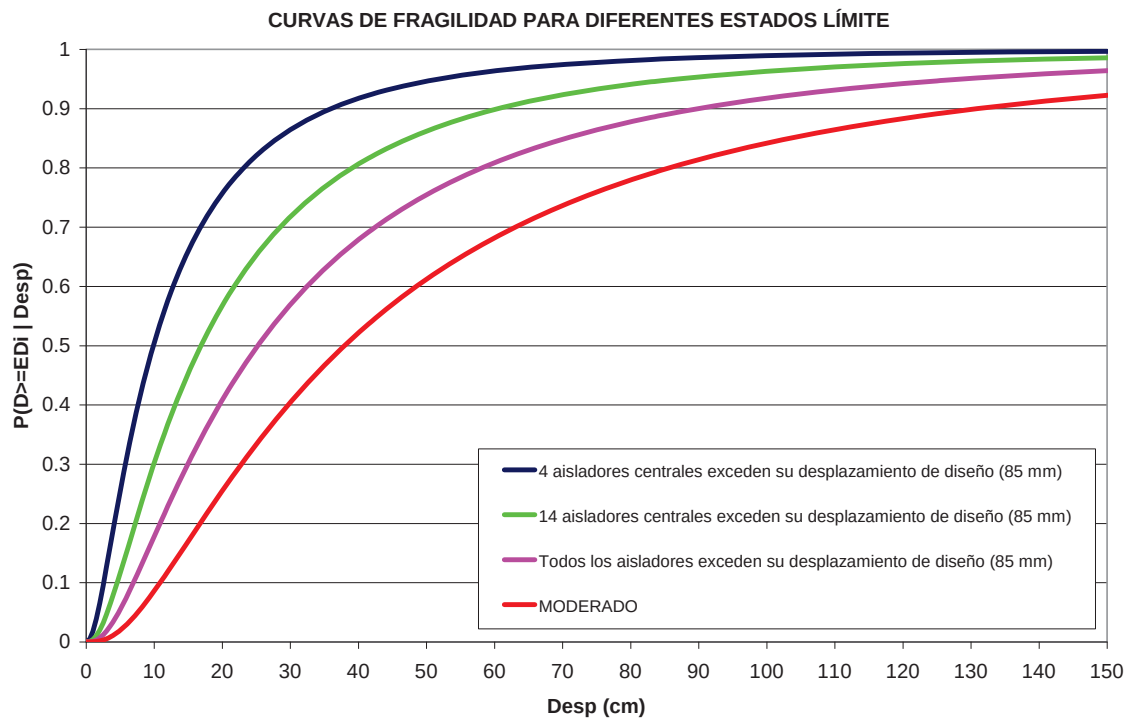


Figura 5-13: Curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados límite.

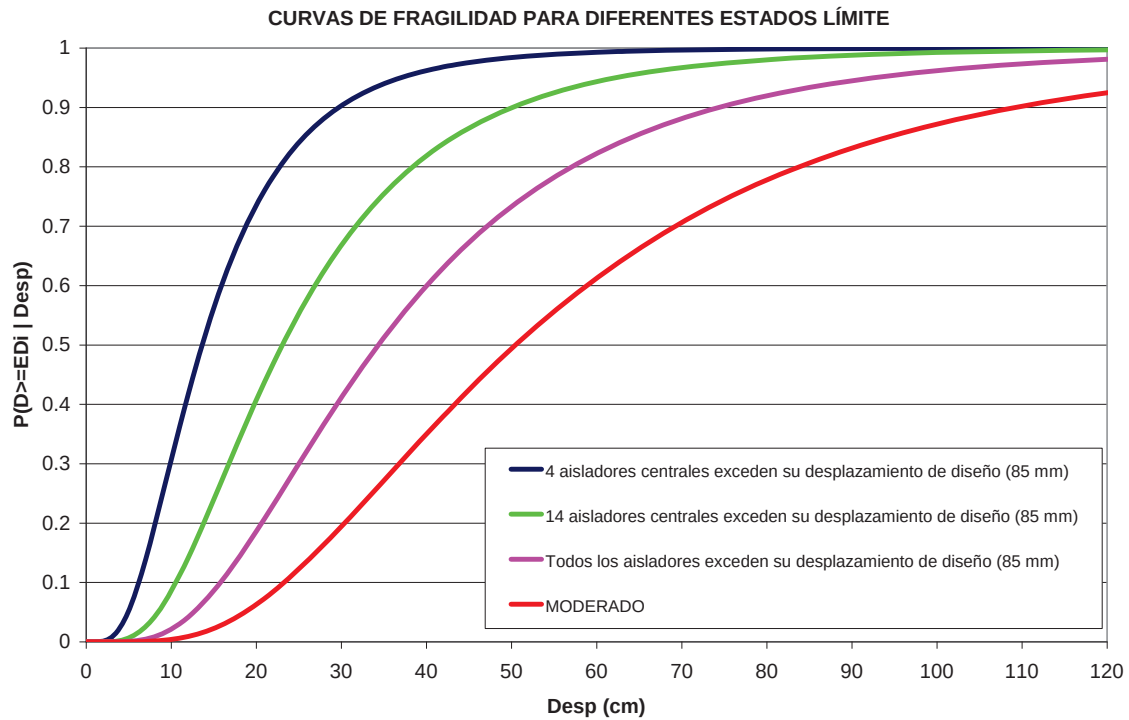


Figura 5-14: Curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{In AD} = 0.6$).

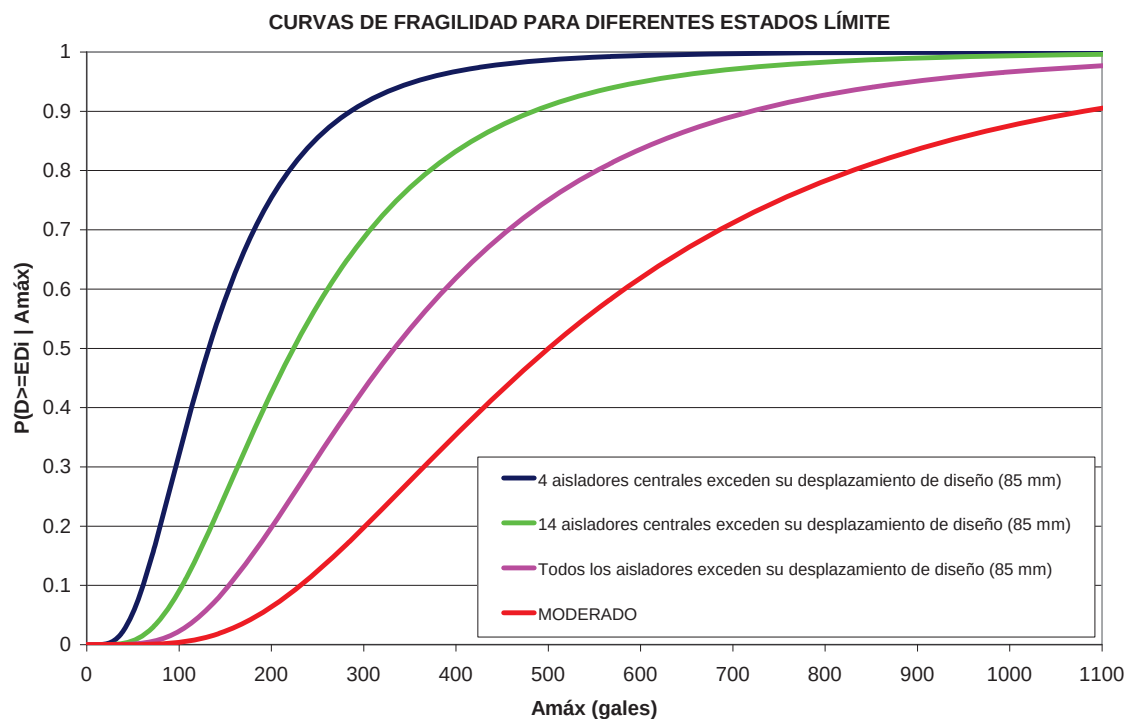


Figura 5-15: Curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados límite ($\sigma_{In AD} = 0.6$).

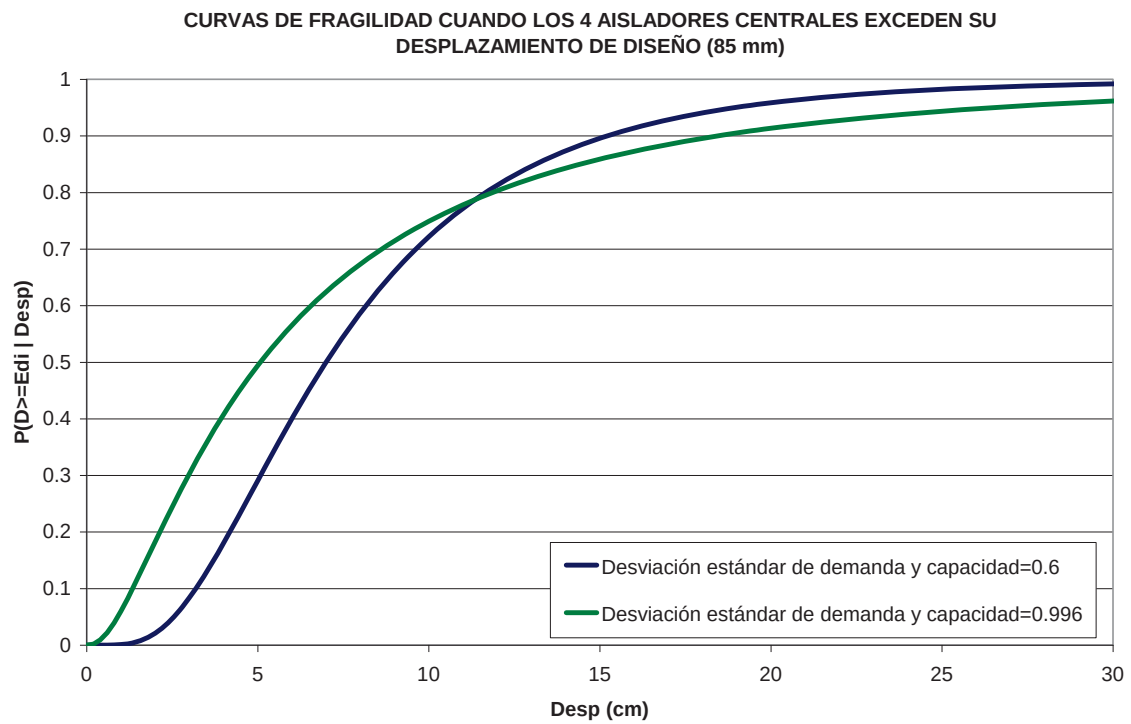


Figura 5-16: Curvas de fragilidad cuando los 4 aisladores centrales exceden su desplazamiento de diseño (85 mm) asociadas a dos diferentes de $\sigma_{In AD}$.



CAPÍTULO 6

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1. Conclusiones.

Como resultado del estudio realizado se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El modelo de la losa del puente con elementos finitos tipo shell, produjo un incremento del periodo con respecto al modelo como diafragma rígido, presentando ahora su primer modo de vibrar en dirección transversal. El periodo fundamental con un modelo que incluye los cinco claros del puente es 2.52 seg, mientras que si se analiza únicamente un solo tramo (tramo central) el periodo se reduce ligeramente a 2.36 seg.
- Si se considera que los aisladores ya fluyeron, asignándoles su rigidez de postfluencia desde un inicio, el periodo fundamental del puente se incrementa de 2.52 seg a 2.98 seg, teniendo así un aumento bastante moderado de periodo de 1.18 veces.
- La incorporación del sistema de aislamiento sísmico incrementó el periodo fundamental del puente tan solo 1.2 veces el periodo del puente sin aislar, lo cual es muy poco tomando en cuenta que este debería de aumentar al menos 3 veces el periodo de la estructura.
- En los modelos de vulnerabilidad, se determinó la aceleración máxima del suelo correspondiente a la formación de cada estado límite, a partir del espectro ADRS (temblores de subducción) obtenido de los valores medios del estudio determinista y del espectro de capacidad. Se concluyó que el puente presentaría un estado límite ligero al ocurrir una aceleración máxima del suelo de 188 gales (asociada a un $T_r = 85$ años), ya que con esta $A_{máx}$ los cilindros del puente comienzan a fluir.



- Los cilindros desarrollan su desplazamiento último cuando se presenta una Amáx de 600 gales (asociada a un $T_r = 3700$ años), valor muy cercano al determinado con la ley de atenuación determinista de Sánchez y Jara (2001) que es de 619 gales. Es para esta aceleración que también se presentaría el punto la colisión de la cazada con los topes sísmicos.
- Al escalar el espectro ADRS (fallamiento normal) para cada Amáx obtenida con los modelos de la fuente de subducción, se generan daños esperados menores. De esta manera, la Amáx de 600 gales que produce el estado límite de falla para eventos de subducción, genera únicamente daño moderado si la fuente sísmica fuera de fallamiento normal.
- Es muy notorio que el sistema de aislamiento alcanza su desplazamiento de diseño de 85 mm para temblores con periodo de retorno pequeño. El periodo de retorno para que los primeros aisladores alcancen este desplazamiento es de 12 años, mientras que este valor se incrementa a 56 años para alcanzar el desplazamiento de diseño de todos ellos.

6.2. Estudios a futuro.

Algunos estudios a futuro que complementarían los resultados anteriores son los siguientes:

- Obtener la capacidad del puente usando análisis no lineal paso a paso en la historia del tiempo, en vez de análisis "pushover".
- Obtener curvas de fragilidad, con simulaciones como las de Monte Carlo, que amplíen las conclusiones anteriores.



REFERENCIAS

REFERENCIAS.

- Aguilar, I. (2006), "COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN PUENTE CON AISLADORES DE BASE HISTERÉTICOS" Tesis de Maestría presentada en la UMSNH.
- ATC 40, "SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS", Chapter 8 Nonlinear Static Analysis Procedures.
- AYALA, D. (2000), "ESTABLISHING CORRELATION BETWEEN VULNERABILITY AND DAMAGE SURVEY FOR CHURCHES", 12WCEE, Department of Architecture and Civil Engineering of Bath.
- Banerjee, S., y Shinozuka, M. (2007) "NONLINEAR STATIC PROCEDURE FOR SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF BRIDGES", Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Irvine, Irvine, CA, 92697.
- BMDSF (1999), "BASE MEXICANA DE DATOS DE SISMOS FUERTES", catálogo de acelerogramas 1960-1999. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.
- Caltrans (2004), "SEISMIC DESIGN CRITERIA", Version 1.3.
- CSiCol V8, "Integrated software for analysis and design of simple and complex reinforced concrete columns"
- DiPasquale, E. y Cakmak A. S. (1990). "Seismic damage assessment using linear models". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9(4), pp. 194-197, Princeton, NJ, USA.
- Dutta, A., and Mander, J. (1998), "SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS OF HIGHWAY BRIDGES", INCEDE-MCEER Workshop on Earthquake Engineering frontiers in transportation systems, Tokyo.



- EUROCODE (1998), "EUROCÓDIGO".
- García, D., Singh, S., Herráiz, M., Ordaz, M., y Pacheco, J. (2005), "INSLAB EARTHQUAKES OF CENTRAL MEXICO: PEAK GROUND-MOTION PARAMETERS AND RESPONSE SPECTRA". Vol 95. No.6, pp 2272-2282.
- Gómez, C., Oller, S., y Barbat A. (2000), "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE WARTH EN AUSTRIA", Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería, Universidad Politécnica de Barcelona. España.
- Gómez Soberón, C., Oller S. y Barbat A. H. (2002) "Assessment of the seismic vulnerability of bridges using simple models". Monographs of Seismic Engineering (en prensa).
- Hurtado, J. E. (1998). "Stochastic dynamics of hysteretic structures". Monograph series in earthquake engineering, CIMNE IS-25.
- Hwang, H., Jernigan, J., and Lin, Y. (2000), "EVALUATION OF SEISMIC DAMAGE TO MEMPHIS BRIDGES AND HIGHWAY SYSTEMS", JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING Vol 5, No. 4 ASCE.
- Jara, M., Jara, J.M., y Casas, J. (2006), "PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS CON DISPOSITIVOS DE CONTROL", Primera edición.
- Kasperski, A., Matarazzo, J., Santos, J. Wang, G., and Yiu, C. (2006), "SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENTS OF BRIDGES IN AREAS OF LOW TO MODERATE SEISMIC ACTIVITY", Fifth National Seismic Conference on Bridges & Highways, San Francisco, CA, No. A31.
- Mander, J. (1999), "FRAGILITY CURVE DEVELOPMENT FOR ASSESSING THE SEISMIC VULNERABILITY OF HIGHWAY BRIDGES", University at Buffalo, State University of New York.
- Mackie, k., and Stojadinovic, B. (2006), "SEISMIC VULNERABILITY OF TYPICAL MULTIPLE-SPAN CALIFORNIA HIGHWAY BRIDGES", Fifth National Seismic Conference on Bridges & Highways, San Francisco, CA., No. A28.
- Nielson, B.G. (2005), "ANALYTICAL FRAGILITY CURVES FOR HIGHWAY BRIDGES IN MODERATE SEISMIC ZONES", Tesis Doctoral presentada en el instituto de Tecnología de Georgia, pp 1-373.
- NTC (2004), "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO".
- Oliver, J., Cervera M., Oller S. y Lubliner J. (1990). "Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete". Second International Conference on *Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, 2, pp. 945-958, Viena.



- Padgett, J. (2005), "RETROFITTED BRIDGE FRAGILITY CURVES FOR ASSESSING THE CONSEQUENCES OF AN EARTHQUAKE EVENT", Mid-America Earthquake Center, pp 1-31.
- Panza, G. F., Romanelli F. y Vaccari F. (2001) "Effects on bridge seismic response of asynchronous motion at the base of the bridge piers". International Center of Theoretical Physics (ICTP), Report 5/1,2,3F, Trieste, Italy.
- Press, W. H., Teulosky S. A., Vetterling W. T. y Flannery B. P. (1992). "*Numerical recipes in Fortran 77. The art of scientific computing. Volume I*". Cambridge University Press.
- Sánchez, A.R., y Jara J.M. (2001). "LEYES DE ATENUACIÓN PARA EL ESTADO DE MICHOACÁN", Revista de la Coordinación de Investigación Científica ISSN 0188-9176, UMSNH, No. 27, pp 91-106, Agosto de 2001.
- Werner, S., Taylor, C., Moore II, J., Mander, J., Jernigan, J., and Hwang, H. "NEW DEVELOPMENTS IN SEISMIC RISK ANALYSIS FOR HIGHWAY BRIDGES".