



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

Facultad de Ingeniería Civil.



Capacidad y Demanda Sísmica del Puente Infiernillo II.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL.

Presentada por:

Eduardo Madrigal Ortiz.

Asesor:

Dr. José Manuel Jara Guerrero.

Morelia, Michoacán – México

Octubre del 2009.

*Vendita memoria que llevas en ti
todo aquello que, bueno o malo,
me ha servido para ser
quien ahora soy...*

E-Madrigal.

**ÍNDICE**

| | |
|---|----|
| OBJETIVO | D |
| INTRODUCCIÓN | E |
| 1. DESCRIPCIÓN DE ENFOQUES PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA. | |
| 1.1. INTRODUCCIÓN | 01 |
| 1.2. METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA | 01 |
| 1.2.1. Generalidades | 01 |
| 1.2.2. Clasificación de las metodologías | 02 |
| 1.3. CARACTERIZACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA | 04 |
| 2. DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE INFIERNILLO II | |
| 2.1. INTRODUCCIÓN | 05 |
| 2.2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE | 05 |
| 2.2.1. Ubicación | 05 |
| 2.2.2. Cimentación | 08 |
| 2.2.3. Subestructura | 08 |
| 2.2.4. El sistema de aislamiento | 10 |
| 2.2.5. La superestructura | 12 |
| 2.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO | 14 |
| 2.3.1. Modelo Elástico | 14 |
| 2.3.1.1. Hipótesis de comportamiento del modelo analítico | 15 |
| 2.3.1.2. Características dinámicas del modelo elástico en 3D | 16 |
| 2.3.2. Modelo Inelástico | 18 |
| 2.3.2.1. Hipótesis del modelo inelástico | 19 |
| 2.3.2.2. Modelo de los apoyos | 20 |
| 2.3.2.3. Tapas inferiores y superiores de los cilindros | 21 |
| 2.3.2.4. Modelo de los cilindros | 22 |
| 2.3.2.5. Modelo de las pilas | 22 |
| 2.3.2.6. Modelo del cabezal | 23 |
| 2.3.2.7. Los Aisladores | 23 |
| 2.3.2.8. Modelo de la calzada | 25 |



| | |
|--|----|
| 2.3.2.9. Las juntas de dilatación..... | 26 |
| 2.3.2.10. Masas aplicadas a los nodos del modelo..... | 26 |
| 2.3.2.11. Características dinámicas del modelo 2D..... | 29 |
| 3. ANÁLISIS NO LINEALES PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DEL PUENTE. | |
| 3.1. INTRODUCCIÓN..... | 30 |
| 3.1.1. El daño sísmico..... | 30 |
| 3.1.2. Cuantificación del daño..... | 31 |
| 3.1.2.1. Estados o grados de daño..... | 31 |
| 3.1.2.2. Índices de daño..... | 32 |
| 3.1.2.3. Relación entre estados de daño e índices de daño..... | 34 |
| 3.1.2.4. Otros parámetros para cuantificar el nivel de daño..... | 34 |
| 3.2. ESTIMACIÓN DEL DAÑO PARA EL PUENTE INFIERNILLO II..... | 36 |
| 3.2.1. Criterio adoptado..... | 36 |
| 3.2.2. Análisis dinámicos no lineales (ADNL)..... | 36 |
| 3.2.2.1. Registros sísmicos para el análisis..... | 37 |
| 3.2.3. Capacidad de los Cilindros..... | 38 |
| 3.2.3.1. Capacidad de desplazamientos..... | 39 |
| 3.2.3.1.1. Análisis Momento – Curvatura..... | 39 |
| 3.2.3.1.2. Historias de desplazamientos en el tiempo (sismos de subducción)..... | 40 |
| 3.2.3.1.3. Historias de desplazamientos en el tiempo (sismos de falla normal)..... | 51 |
| 3.2.3.2. Capacidad de disipación de Energía..... | 54 |
| 3.2.4. Índices de daño para los cilindros del puente (sismos de subducción)..... | 56 |
| 3.2.5. Índices de daño para los cilindros del puente (sismos de falla normal)..... | 64 |
| 3.2.6. Índices de daño para el puente completo (sismos de subducción)..... | 69 |
| 3.2.7. Índices de daño para el puente completo (sismos de falla normal)..... | 73 |
| 4. ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA. | |
| 4.1. INTRODUCCIÓN..... | 76 |
| 4.2. DEMANDA SÍSMICA PARA EL PUENTE INFIERNILLO II..... | 78 |
| 4.2.1. Fuentes sísmicas..... | 78 |
| 4.2.2. Criterio para estimar la demanda..... | 79 |
| 4.2.3. Aplicación del criterio adoptado..... | 80 |
| 4.2.3.1. Espectros para los sismos de subducción..... | 80 |
| 4.2.3.2. Espectros para los sismos de fallamiento normal..... | 89 |



5. APLICACIÓN DEL MODELO DE VULNERABILIDAD.

| | |
|---|------------|
| 5.1. INTRODUCCIÓN..... | 92 |
| 5.2. MODELO DE VULNERABILIDAD ADOPTADO..... | 93 |
| 5.3. FUNCIONES DE DENSIDAD..... | 94 |
| 5.3.1. Sismos de subducción..... | 94 |
| 5.3.2. Sismos de fallamiento normal..... | 97 |
| 5.4. CURVAS DE FRAGILIDAD..... | 100 |
| 5.4.1. Sismos de subducción..... | 101 |
| 5.4.2. Sismos de fallamiento normal..... | 104 |
| | |
| 6. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS. | |
| 6.1. CONCLUSIONES..... | 108 |
| | |
| REFERENCIAS..... | 110 |



OBJETIVO

Por un lado, determinar la capacidad del puente Infiernillo II a través de análisis no lineales que arrojen resultados lo más apegados al comportamiento real que tiene el puente, tomando en cuenta todos los aspectos posibles. En segundo término, estimar la demanda a la que, en caso de sismos, estará sometido y conjuntarla con la capacidad, de manera que se pueda evaluar la vulnerabilidad de forma cuantitativa a través de curvas de fragilidad. Con esto, obtener un parámetro bastante confiable para la predicción de daño ante la ocurrencia de sismos que pudieran afectar su funcionamiento o incluso llevarlo al colapso.

Todo el estudio está respaldado por la enorme importancia que tiene el puente, no solo para el Estado de Michoacán, sino dentro de la red carretera nacional.



INTRODUCCIÓN

El puente Infiernillo II forma parte de la Autopista Siglo XXI que va de Pátzcuaro a Lázaro Cárdenas. Su construcción representó una decisión importante en cuestiones ingenieriles, ya que, aunque no se tenía contemplado, se optó por construirlo en Mayo del año 2002 como solución a obstáculos en el trazo de la Autopista. Para la ingeniería mexicana, no solo representaba una obra que beneficiaría a la parte del Altiplano, el Bajío y el Sureste del país, sino que tiene una importancia primordial porque es uno de los primeros puentes en el territorio nacional al que se le instaló un sistema de aislamiento sísmico a base de aisladores multirrotacionales. Su importancia no termina ahí, sino que además hay que tener en cuenta la inversión que hizo el Gobierno Federal, a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Para el Estado de Michoacán, en el año 2002 se destinaron 517.10 millones de pesos en infraestructura carretera, incluyendo el puente Infiernillo II. Del total destinado en ese año para la entidad, la construcción del puente absorbió 195.70 millones de pesos, es decir, el 37.5 % del presupuesto anual. Finalmente, desde el inicio de la construcción, a su terminación, se contempló una inversión total de 421.6 millones de pesos.

Por lo explicado anteriormente, esta estructura merece especial interés en cuanto a su funcionamiento. El puente se ubica cerca de la falla de subducción que se da entre la placa oceánica y continental; en este lugar se han generado los movimientos sísmicos más intensos de la historia en México. Es por esto y por la importancia del puente, que se desarrolla esta investigación.

El estudio consiste en determinar la capacidad y la demanda sísmica del puente, de manera independiente; no sin antes elaborar un modelo analítico que cumpla con las características necesarias para arrojar resultados confiables. La capacidad se obtiene a través de análisis dinámicos no lineales (ADNL), en función de índices de daño para los cilindros y un promedio ponderado de los mismos para el puente. Se determinará la capacidad tomando en cuenta tanto los registros sísmicos pertenecientes a la fuente de subducción, como para los de fallamiento normal.

Por otro lado, se evalúa la demanda sísmica a la que probablemente estará sometido el puente ante la ocurrencia de un sismo. Esto se hará con la obtención de espectros de respuesta elásticos, tomando en cuenta también los registros de sismos ocurridos en la falla de subducción y en la falla normal. Se determinan las demandas de aceleraciones y desplazamientos para distintos periodos de retorno, los cuales representan límites para el funcionamiento del puente, es decir, un periodo de retorno para el estado de ocupación inmediata, de servicio, etc.

Una vez que se ha determinado la capacidad y la demanda, se evalúa la vulnerabilidad de la estructura a través de curvas de fragilidad, las cuales representan un método cuantitativo bastante aceptable que relaciona la capacidad y la demandad, de manera conjunta para distintos estados límite, de acuerdo a un criterio adoptado.

Finalmente, se discuten los resultados obtenidos y se puntualizan las conclusiones a las que se llega.

**CAPÍTULO 1 :****DESCRIPCIÓN DE ENFOQUES PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA.****1.1. INTRODUCCIÓN.**

La vulnerabilidad sísmica de una estructura es comúnmente utilizada para cuantificar la seguridad a que una estructura tiene ante la acción de temblores. La aplicación de esta definición está en función del efecto que se desea evaluar y la causa que lo provoca que, en este caso, es el sismo. La afectación o daño de una estructura, por su parte, depende de la acción (o demanda) sísmica y las propiedades sismorresistentes que tiene (o capacidad); de tal manera que no podemos desligar el conjunto capacidad – demanda si queremos hablar apropiadamente de la vulnerabilidad.

Esta parte del trabajo está enfocada a presentar únicamente las definiciones de las que depende una correcta “medición” de la vulnerabilidad sísmica y algunas de las distintas metodologías que existen para su evaluación.

Entre los diferentes enfoques propuestos, se han presentado estrategias en términos cualitativos así como en términos cuantitativos. La diferenciación entre técnicas cualitativas y cuantitativas se refieren a que las primeras no permiten de manera directa estimar los daños esperados para un nivel de acción determinada, sino que permiten calificar de manera relativa la mayor o menor predisposición de una estructura a sufrir daño, mientras que las segundas conducen a relaciones explícitas que permiten estimar de manera directa los daños esperados para los diferentes niveles de la acción sísmica.

1.2. METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA.**1.2.1. Generalidades.**

Existe una gran variedad de métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, las cuales dependen principalmente de los siguientes aspectos (Caicedo et al., 1994):

1. Naturaleza y objetivo del estudio.
2. Información disponible.
3. Características del elemento que se pretende estudiar.
4. Metodología de evaluación empleada.
5. Resultado esperado.
6. Destinatario de esta información.

La selección de una determinada metodología está íntimamente relacionada con la escala del análisis y las características de los elementos bajo estudio; así por ejemplo, el estudio del riesgo sísmico de elementos particulares o aislados como edificios, puentes, presas, etc., generalmente se basa en evaluaciones *deterministas* de la vulnerabilidad, mientras que el estudio del riesgo sísmico de sistemas territoriales o categorías de elementos como tipos de edificios, líneas vitales, etc., generalmente se basa en enfoques *probabilistas* que permiten aplicaciones regionales del modelo a diferentes escalas, con la ventaja adicional que pueden organizarse y tratarse con sistemas de información geográfica.

Tomando en cuenta todo lo anterior, varios investigadores han desarrollado técnicas que tratan de abarcar todos los parámetros para alcanzar el objetivo general de predecir el daño de un sismo con la menor incertidumbre posible.



1.2.2. Clasificación de las metodologías.

Una de las técnicas más reconocidas para la evaluación de la vulnerabilidad, se debe a Corsanero y Petrini (1990), quienes las agrupan en función del tipo de resultado que producen como:

- A. *Métodos Directos*; permiten predecir directamente y en una sola etapa, el daño causado por un sismo. Destacan en este grupo los llamados métodos tipológicos y los métodos mecánicos.
- B. *Métodos Indirectos*; determinan un índice de vulnerabilidad como primer paso, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica.
- C. *Métodos Convencionales*; introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones ubicadas en áreas de igual sismicidad.
- D. *Métodos Híbridos*; combinan elementos de los métodos descritos anteriormente con juicios de los expertos.

Después de 4 años de que Corsanero y Petrini dieran a conocer su clasificación, Dolce (1994) la retoma como base y propone lo que será un nuevo criterio de clasificación producto de examinar separadamente las etapas fundamentales que comprende un análisis de vulnerabilidad. Considera tres tipos de métodos:

- A. *Métodos Estadísticos*; basados en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los datos de entrada.
- B. *Métodos Mecánicos*; en los cuales se estudian los principales parámetros que gobiernan el comportamiento dinámico de las estructuras como por ejemplo; desplazamientos de entrepiso, ductilidad, etc.
- C. *Métodos basados en Juicios de Expertos*; donde se evalúan cualitativa y cuantitativamente los factores que gobiernan la respuesta sísmica de las edificaciones.

De manera simplificada, la clasificación de Dolce se compone de:

Métodos Cuantitativos; establecen las probabilidades de daño o relaciones deterministas equivalentes en términos numéricos.

Métodos Cualitativos; recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media, alta o similares.

Es el mismo Dolce en 1994 quien presenta la clasificación propuesta por el Profesor Kappos, quien las agrupa en función de la fuente de información que prevalece, en tres tipos de metodologías:

- A. *Métodos empíricos*. Se caracterizan por un alto grado de subjetividad. Están basados en la experiencia sobre el comportamiento de tipos de edificaciones durante 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 implantar.

Los métodos empíricos, incluyen tanto los *métodos de categorización* como los *métodos de inspección y puntaje*.



- *Métodos de categorización o 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 relevantes. 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 bastante 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).
- B. *Métodos analíticos o teóricos.* Evalúan la vulnerabilidad 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.
- C. *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 discrepancias en los resultados, difíciles de interpretar y que en algunos casos puede dar origen a conclusiones erradas. En este sentido, para el análisis de la vulnerabilidad sísmica se recomienda combinar los métodos analíticos y empíricos, con algún método o técnica experimental que permita incrementar la confiabilidad del análisis de vulnerabilidad.

Haciendo una inspección cuidadosa de las técnicas anteriores, propuestas por distintos Investigadores, se puede notar que todas pueden clasificarse de manera simplificada como aquellas técnicas que arrojan resultados numéricos (*cuantitativas*), las que arrojan resultados un poco más objetivas (*cualitativas*) y aquellas en las que el resultado es una combinación de las dos anteriores (*combinadas o híbridas*).

A continuación se enlistan las metodologías para clasificarlas de manera simplificada:



Tabla 1.1: Clasificación simplificada de las metodologías.

| PROPUESTA | CUANTITATIVAS. | CUALITATIVAS. | HÍBRIDAS. |
|--|--|--|--|
| Corsanero y Petrini (1990) | <ul style="list-style-type: none"> • Indirectos. • Convencionales. | <ul style="list-style-type: none"> • Directos | <ul style="list-style-type: none"> • Híbridos. |
| Dolce (1994) | <ul style="list-style-type: none"> • Estadísticos. • Mecánicos | ----- | <ul style="list-style-type: none"> • Basados en juicio de expertos. |
| Kappos (Presentada por Dolce en 1994) | <ul style="list-style-type: none"> • Empíricos de Inspección y puntaje. • Analíticos o Teóricos. | <ul style="list-style-type: none"> • Empíricos de Caracterización o Categorización. | <ul style="list-style-type: none"> • Experimentales. |

1.3. CARACTERIZACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.

Aunque no hay una metodología estándar para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un estructura, se han propuesto distintos métodos (Caicedo et al. 1994), cuyo fin común es el de hacer una descripción global del daño que presentan las estructuras ante la presencia de la excitación sísmica. Los resultados de un estudio de vulnerabilidad dependen de la manera como se haga la descripción del daño y del movimiento sísmico. Estos parámetros suelen relacionarse mediante matrices, a través de funciones o curvas.

Los resultados del estudio pueden obtenerse analíticamente simulando la respuesta sísmica de las estructuras; lo cual nos conduce a la definición de *Vulnerabilidad Calculada*, o bien, mediante la observación de daños causados a estructuras en una región afectada por sismos, cuyo tratamiento estadístico basado es aspectos empíricos y subjetivos definen lo que es la *Vulnerabilidad Observada* (Barbat, 1998).

Estos estudios generalmente se basan en la comparación de la capacidad resistente de la estructura con la demanda. La *demanda* se refiere a la representación de la acción sísmica y la *capacidad* es la probabilidad que tiene la estructura de resistir la demanda sísmica, de acuerdo con un nivel de respuesta esperado, es decir, una medida de los daños esperados.

De esta manera, la *acción sísmica* y el *daño sísmico*, constituyen los elementos fundamentales para la caracterización de la vulnerabilidad sísmica y, por lo tanto, se tiene que entender su definición.

**CAPÍTULO 2 :****DESCRIPCIÓN y MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE
INFIERNILLO II.****2.1. INTRODUCCIÓN.**

En este capítulo se presenta la descripción completa del puente en estudio. Se describe la geométrica del puente en general y de los elementos particulares que forman parte del mismo. Con respecto a las armaduras de la superestructura, se mencionan solamente algunos de los elementos, ya que la descripción en detalle se presenta en Aguilar y Jara (2006).

En esta sección, se presenta también el modelo analítico del puente: por una parte, se da una breve explicación del modelo elástico realizado por Aguilar y Jara (2006) y por Galván (2008); por otro lado, se describe con detalle el modelo inelástico llevado a cabo en esta investigación, las limitaciones del mismo, las consideraciones hechas para el elaborar el modelo y las propiedades post-fluencia de los elementos modelados.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE.**2.2.1. Ubicación.**

La red carretera de la República Mexicana ha aumentado significativamente los kilómetros construidos de autopistas en los distintos corredores nacionales durante los últimos años. Es de especial interés el corredor carretero Manzanillo – Tampico con ramal a Lázaro Cárdenas y Ecuandureo, en el estado de Michoacán, debido a que abarca la actual autopista Siglo XXI, con longitud de 272 kilómetros. Esta autopista inicia en el entronque “Las Trojes” del kilómetro 48 de la carretera Morelia – Uruapan y concluye en el puerto internacional de Lázaro Cárdenas (Galván, 2008).

A lo largo del trazo geométrico de la autopista, se tuvieron que librar obstáculos como son: vías de ferrocarril, torres de la línea de energía eléctrica de la central hidroeléctrica de Infiernillo, ríos, entre otros. Es por esto que se construyeron 5 puentes de armadura metálica a lo largo del trayecto.

La Fig. 2.1 representa un croquis de la ubicación del puente y de algunos de los obstáculos que se tuvieron que librar con el mismo.



Fig. 2.1 *Obstáculos en el trazo de la Autopista.*

Es aún de mayor interés el tramo Nueva Italia – Infiernillo en el kilómetro 933+940 en la comunidad de Huiduri, del municipio de Arteaga, ya que es aquí donde se ubica el puente de mayor envergadura de los 5 construidos; el de mayor longitud, de claros más largos y el primer puente del territorio nacional al que se le colocaron estudiados aisladores sísmicos es el puente Infiernillo II.

Inicialmente no se tenía planeada la construcción del puente, sino que para librar los distintos obstáculos que se tenían presentes en el trazo geométrico de la autopista, se había determinado que se construiría una gran bóveda, dos túneles y complicadas obras para la estabilización de grandes taludes; tanto en corte como en terraplén. Estas acciones significarían grandes inversiones económicas y de tiempo; tiempo que ya se había perdido en problemas legales y sociales que se habían presentado anteriormente al inicio de la construcción de la autopista.

Es por lo anterior que se optó por modificar el trazo geométrico de la autopista y se concibió la construcción del puente en estudio, logrando grandes ahorros de tiempo y dinero al evitar la realización de las complicadas y variadas obras anteriormente mencionadas.



Fig. 2.2 *Modificación del trazo geométrico de la Autopista e identificación del puente Infiernillo II.*

Al ver los beneficios que el puente traería para los usuarios provenientes de la Zona del Altiplano, del Bajío y para los del Norte del país, al permitir el flujo comercial y turístico en la zona; impulsando el crecimiento y desarrollo del

Puerto de Lázaro Cárdenas, se decidió iniciar la construcción en el año 2000 y tuvo final en Mayo del 2003, aunque no de manera definitiva, ya que posteriormente se le harían algunas adecuaciones estructurales.

La *ubicación geográfica* del puente tiene las coordenadas 18.417479° latitud, -101.89782° longitud, una elevación alrededor de los 210 msnm; cerca del embalse de la presa hidroeléctrica el Infiernillo. Se ubica en una zona altamente sísmica, ya que está a tan sólo 112 km del puerto de Lázaro Cárdenas y, por lo tanto, de la fuente sísmica de subducción del Pacífico Mexicano (Fig. 2.3), lugar donde han ocurrido grandes movimientos telúricos que han dado lugar a verdaderas catástrofes en las ciudades relativamente cercanas. Es precisamente la cercanía del puente a ese lugar, que lo convierte en una estructura con probabilidad muy alta de verse sometido a movimientos telúricos durante su vida útil.



Fig. 2.3 *Ubicación del puente respecto a la falla de subducción.*

Como se comentó anteriormente, este es el puente más largo entre los que se construyeron de forma similar; cuenta con una longitud total de 525 m distribuidos en 5 claros de 105 m cada uno. Estos claros fueron resueltos con armaduras metálicas formadas por arcos y sistemas de piso de acero estructural. En la Fig. 2.4 se muestra de manera esquemática la geometría del puente.

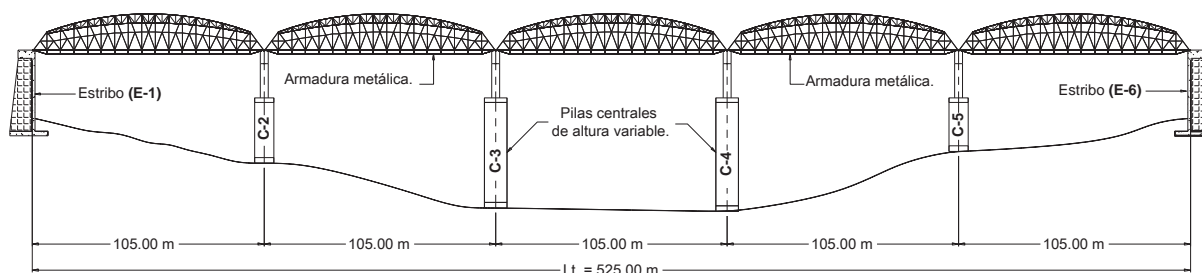


Fig. 2.4 *Geometría general del puente.*

2.2.2. Cimentación.

La cimentación consta de 15 pilotes perimetrales y 9 centrales de 90 cm de diámetro (Fig. 2.5) sobre los cuales recaen los apoyos centrales del puente. En los extremos del mismo se cuenta con estribos de sección variable, formados por una corona de concreto reforzado y bancos de apoyo, sobre los que descansa uno de los lados de la armadura de los claros extremos.

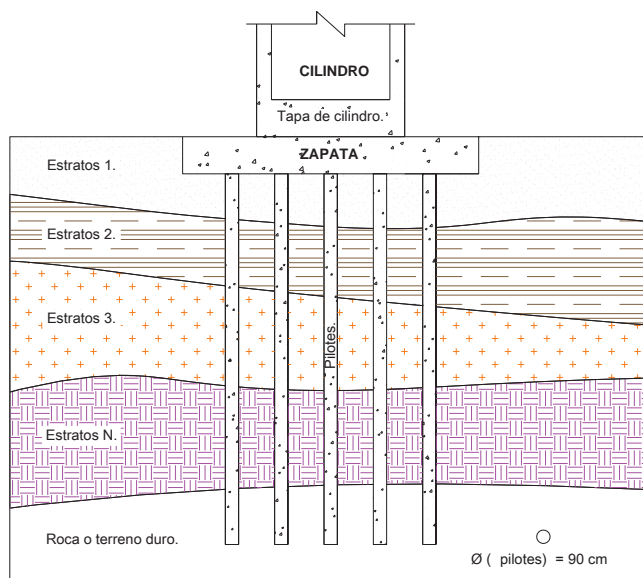


Fig. 2.5 Esquema de la cimentación de la estructura.

La utilización de pilotes como sistema de cimentación permite asentar el peso del puente sobre roca sana, o bien, sobre suelo bastante duro. Este hecho hace que la interacción suelo-estructura sea despreciable, lo que no ocurre en suelos más deformables en los que su flexibilidad puede modificar el periodo y amortiguamiento de la estructura.

2.2.3. Subestructura.

La subestructura está constituida por estribos en los extremos del puente y cuatro pilas centrales huecas de concreto reforzado que descansan sobre cuatro cilindros del mismo material. Los cilindros tienen una tapa inferior sólida, una tapa superior sólida. El extremo superior de las pilas se conecta con el cabezal sólido donde se apoya la superestructura. Sobre el cabezal se construyeron además topes sísmicos también de concreto reforzado.

Las tapas superior e inferior son circulares con un diámetro de 8.50 m para los 2 apoyos de menor altura (Ver Fig. 2.4). Para los apoyos más altos (c-3 y c-4 de la Fig. 2.4), el diámetro de sus tapas es de 10.00 m.

Los cilindros tienen altura variable. Los 2 cilindros extremos (los de menor altura) tienen un diámetro exterior de 8.50 m y un espesor de 1.00 m. Los cilindros de mayor altura se construyeron con un diámetro externo de 10.00 m y una pared con espesor de 1.20 m.

En la siguiente Fig. 2.6 se muestra la geometría de las tapas y de los cilindros, para cada apoyo del puente.

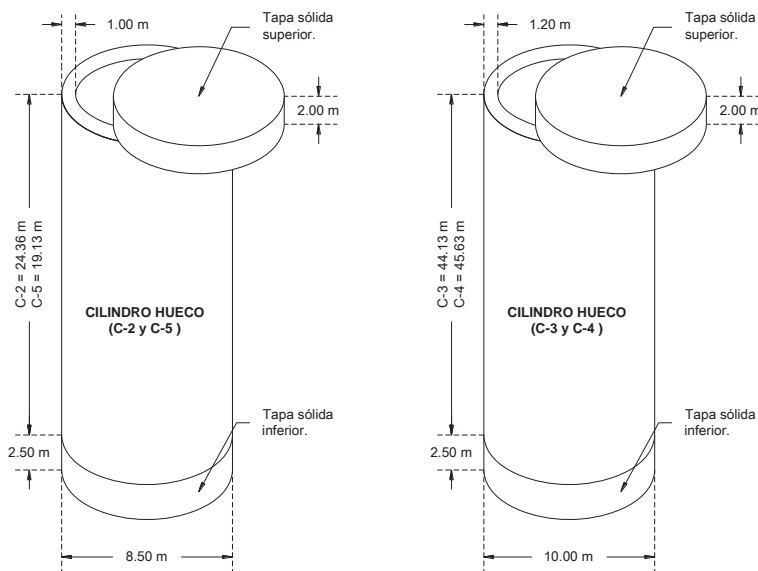


Fig. 2.6 Geometría de tapas y cilindros.

Las pilas, que descansan sobre las tapas superiores de los cilindros, se construyeron huecas con dimensiones de 8.50 m en la dirección transversal del puente, 3.50 m en dirección longitudinal y altura de 15.12 m. Estas dimensiones son las mismas para cada apoyo y los espesores de sus paredes se muestran en la Fig. 2.7

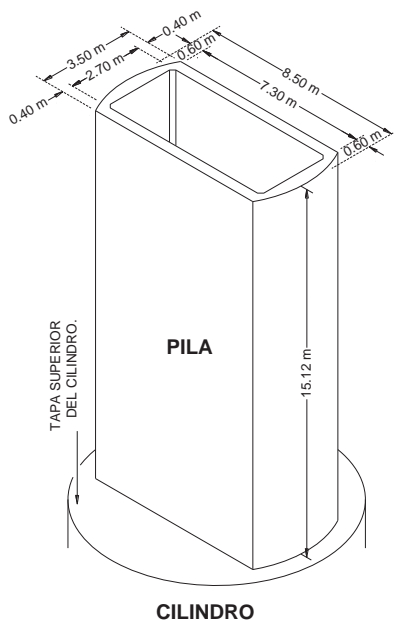


Fig. 2.7 Geometría de las pilas del puente.

El cabezal se encuentra en la parte superior de cada pila. Se trata de un elemento macizo de concreto reforzado del tipo cabeza de martillo cuyas dimensiones se muestran en la Fig. 2.8. Los cabezales también son iguales en cada apoyo.

Los topes sísmicos (Fig. 2.8) descansan sobre los cabezales y tienen todos ellos las mismas dimensiones de 0.90 x 0.70 x 3.50 m.

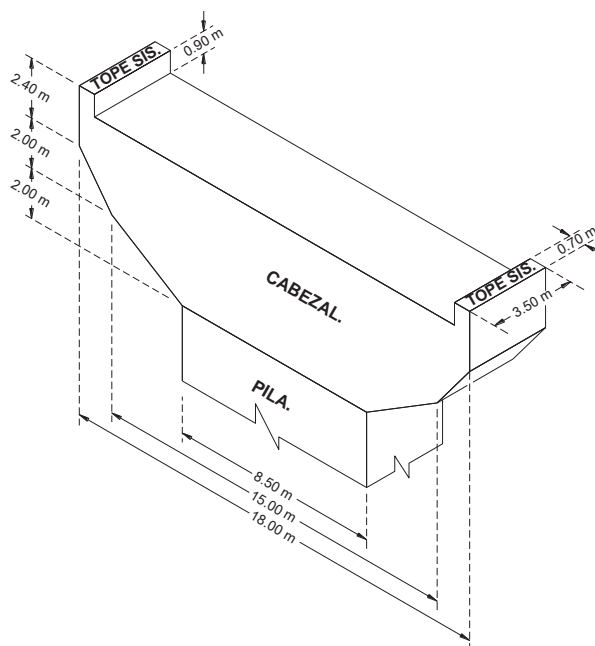


Fig. 2.8 Geometría del cabezal y los topes sísmicos.

2.2.4. El sistema de aislamiento.

Ya explicaba anteriormente las características del puente en cuanto a su cercanía al lugar donde se producen movimientos de subducción entre las placas: la costa. Es esta cercanía la que genera peligrosidad sísmica de la estructura en estudio y es por esto que los diseñadores del puente decidieron instalarle aisladores sísmicos.

Los aisladores sísmicos son una de las alternativas de protección contra temblores en las que en los últimos años se ha alcanzado un progreso considerable (Naeim, F. y Kelly, J.M., 1999). Se utilizan como dispositivos de protección de estructuras (puentes, edificios, tanques, etc.) contra los efectos de un sismo. En forma general, los dispositivos de protección sísmica se clasifican en dos grandes categorías:

- De protección pasiva.
- De protección activa.

Con los de protección pasiva, se busca concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía y/o disminuir la demanda sísmica mediante la flexibilización de la estructura.

Las principales alternativas que se tienen en la actualidad son los disipadores de energía, los aisladores de base y los osciladores resonantes. Para el puente en cuestión se eligió la segunda alternativa, ya que los aisladores son fáciles de instalar: se colocan entre la superestructura y el cabezal de las pilas con lo que se aísla (desacopla) el movimiento del terreno (base de la pila) del de la superestructura (Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M., 1996). La falta de acoplamiento reduce el nivel de aceleración en las pilas, sin embargo se genera un incremento en la flexibilidad del puente, por lo que se requiere que en el diseño se tome en cuenta este efecto, ya que se incrementa la magnitud de los desplazamientos de la estructura (Fig. 2.9)

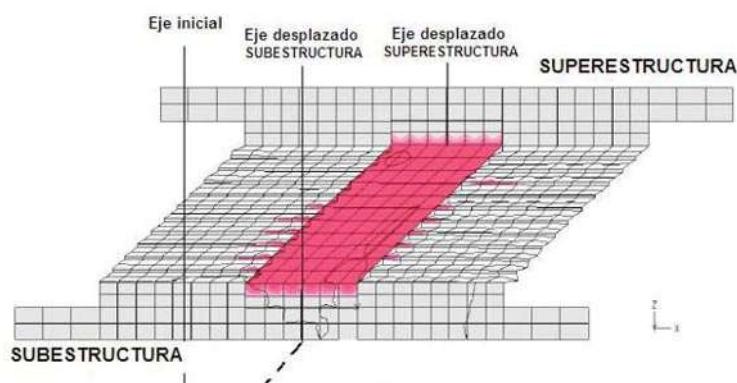


Figura. 2.9 Incremento de la flexibilidad debido al sistema de aislamiento.

Así, el cambio de periodo y el aumento de amortiguamiento (Fig. 2.10) son la base del aislamiento sísmico cuya eficiencia dependerá principalmente de la elección apropiada del aislador que proporcione la capacidad de movimiento y el amortiguamiento adicional necesario. Entre los aisladores sísmicos más conocidos y utilizados en el mundo destacan dos: los aisladores de hule con núcleo de plomo y los aisladores a base de fricción. Los primeros están compuestos por un apoyo elastomérico y un núcleo de plomo en el centro, el cual, al deformarse plásticamente, disipa energía; proveen en una sola unidad las características combinadas de soporte a carga vertical, flexibilidad horizontal y amortiguamiento hysterético. De pruebas experimentales, se encontró que el comportamiento hysterético de estos apoyos bajo cargas cíclicas, puede ser representado por un modelo bilineal, donde se tiene una rigidez inicial alta, seguida de una rigidez menor en la post fluencia.

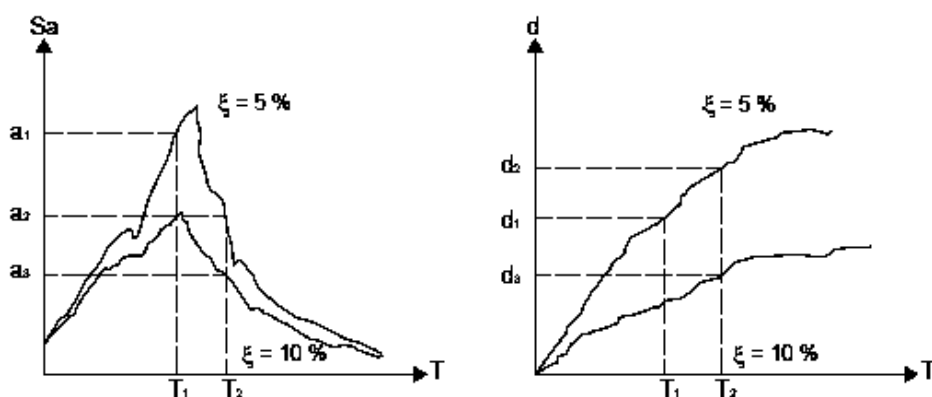


Figura. 2.10 Respuestas para un sistema con y sin aislamiento sísmico.

Por lo que respecta a los aisladores sísmicos provistos de un mecanismo friccionante, una opción la representan los sistemas multirotacionales deslizantes, desarrollados con base en investigaciones realizadas en la mesa vibradora del Centro Nacional de Investigación en Ingeniería Sísmica, de los Estados Unidos de América. Estos sistemas están formados por un juego de apoyos multirotacionales deslizantes y un dispositivo de amortiguamiento (Fig. 2.11), el cual no requiere mantenimiento. El sistema multirotacional transforma la energía cinética de la masa de la superestructura del puente en calor y energía (potencial) de un resorte. Esto se realiza a través del dispositivo de amortiguamiento que une la superestructura con la subestructura. El aislador puede orientarse en cualquier dirección y permitir diferentes niveles de disipación de energía sísmica. La disipación se logra por fricción ajustando la presión interna aplicada a las placas en contacto.

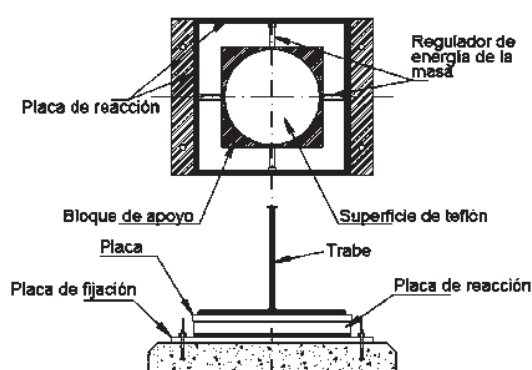


Figura. 2.11 Aisladores instalados en el puente Infiernillo II.

Respecto a los dispositivos de protección activa, estos son sistemas que reducen los movimientos de la estructura inducidos por un sismo, aplicando fuerzas cuya magnitud se define con ayuda de sensores previamente instalados en la misma. Estos sensores se conectan a una computadora que envía señales a unos dispositivos (generalmente hidráulicos) que aplican las fuerzas a la estructura con la finalidad de contrarrestar el movimiento sísmico.

Debido a las ventajas, desventajas y necesidades que se tienen para este puente, se decidió instalarle aisladores multirotacionales con disipadores de energía como el mostrado en la Fig. 2.10 anterior.

2.2.5. La superestructura.

En cada claro del puente, la superestructura está compuesta por una armadura metálica, un sistema de piso y juntas de dilatación.

Las armaduras están hechas a base de arcos simplemente apoyados del tipo Camel Back de 102 m de longitud, 6.5 m de gálibo, contravientos superiores e inferiores y barandales.

La estructuración de la armadura sufrió una pequeña modificación respecto a lo que se tenía inicialmente, ya que se le agregaron dos perfiles metálicos rectangulares del tipo placa, con el fin de reducir la vibración originada por el viento y el paso de vehículos. Con esto, se modificaron las propiedades dinámicas de la estructura de manera marginal (alrededor de 0.2 %). En la Fig. 2.12, se muestran de manera general, las partes

que conforman la superestructura y la modificación estructural realizada. Los elementos que conforman la armadura son de geometría y dimensiones variadas. Van desde perfiles específicos para los contravientos, diagonales, cuerdas (superiores e inferiores), hasta para las armaduras de contravientos inferiores (Aguilar y Jara, 2006).

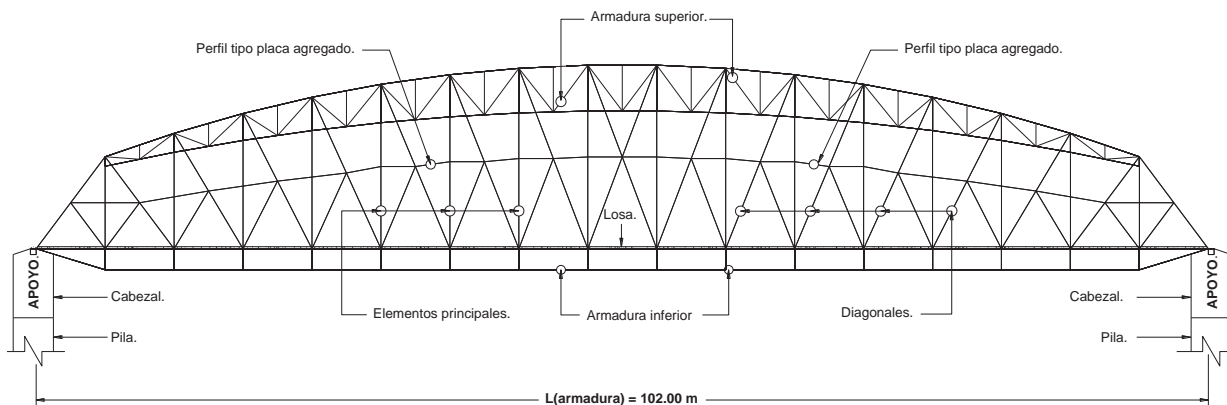


Figura. 2.12 Elementos que componen la superestructura del puente.

El sistema de piso, está formado por una losa de concreto reforzado de 18 cm de espesor, apoyada sobre lámina metálica de la marca Romsa (Hernández, 2005), la cual a su vez descansa sobre la armadura y contravientos inferiores, Fig. 2.13.

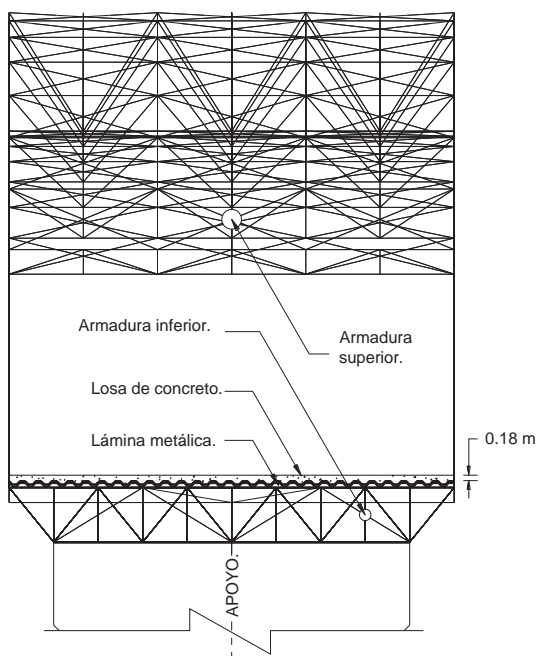


Figura. 2.13 Esquema del sistema de piso usado.

Las juntas de dilatación constan de almohadillas de neopreno o hule, contienen elementos de acero que sirven para sujetarlas o como mecanismos de prevención de desplazamientos excesivos. 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 sí.

La Fig. 2.14, muestra el tipo de dispositivos usados en el puente infiernillo II.



Figura. 2.14 *Juntas de dilatación instaladas en la calzada.*

El mecanismo que tienen estas juntas ayuda a impedir un desplazamiento excesivo entre calzadas cuando estas tienden a separarse. La rigidez y resistencia que aportan las juntas en desplazamientos pequeños es de poca magnitud, ya que 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.

2.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO.

A continuación se hace una breve descripción del modelo elástico y una explicación completa del modelo de investigación inelástico. Se describen algunas consideraciones hechas al llevar a cabo el modelo inelástico calibrado a partir del modelo elástico, las limitaciones que se tienen y sus ventajas.

2.3.1. Modelo Elástico.

Cuando hablamos de un modelo matemático de alguna estructura, comúnmente nos referimos a la forma, tanto en estructuración como de los elementos, en que la “simulamos”. La forma estructural o las propiedades de los elementos deben ser tales que la respuesta obtenida de la simulación sea lo más cercana posible a la real. La respuesta real (por ejemplo para puentes) se obtiene de mediciones de vibraciones ambientales o de temblores con equipo colocado

directamente en la estructura. En el primer caso la instrumentación del puente es sólo durante la medición y en el segundo caso la instrumentación se deja por un periodo mayor que permita registrar eventos sísmicos. Por otro lado, la respuesta simulada se obtiene por lo general de modelos hechos en programas computacionales a partir de la respuesta real.

Aguilar y Jara (2006) llevaron a cabo un modelo elástico del puente Infiernillo II. El modelo fue hecho en tres dimensiones (3D) con el programa Sap2000. Este modelo consta de elementos barra en su mayoría, ya que representa de forma adecuada el comportamiento de la estructura y reduce el tiempo empleado en el análisis, a la vez que permite una aproximación bastante aceptable.

Galván (2008) realizó una investigación sobre el modelo 3D mencionado anteriormente del que obtuvo los distintos modos de vibrar de la estructura con y sin aisladores, la capacidad del puente usando un análisis estático no lineal (Pushover) y otras características. Un resultado importante de este trabajo fue determinar que los aisladores sísmicos que tiene el puente en cuestión, no incrementan de manera importante el periodo fundamental de vibrar, ya que se obtiene tan sólo un 20% de aumento en el primer modo de vibrar.

2.3.1.1. Hipótesis de comportamiento del modelo analítico.

Las consideraciones hechas sobre este modelo elástico son:

- Todos los elementos estructurales del puente tienen comportamiento elástico.
- Los aisladores tienen comportamiento bilineal con rigidez efectiva obtenida como se muestra en la Fig. 2.15.

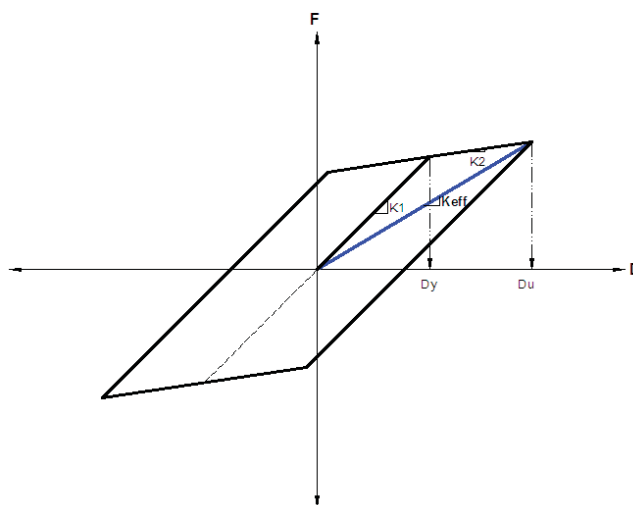


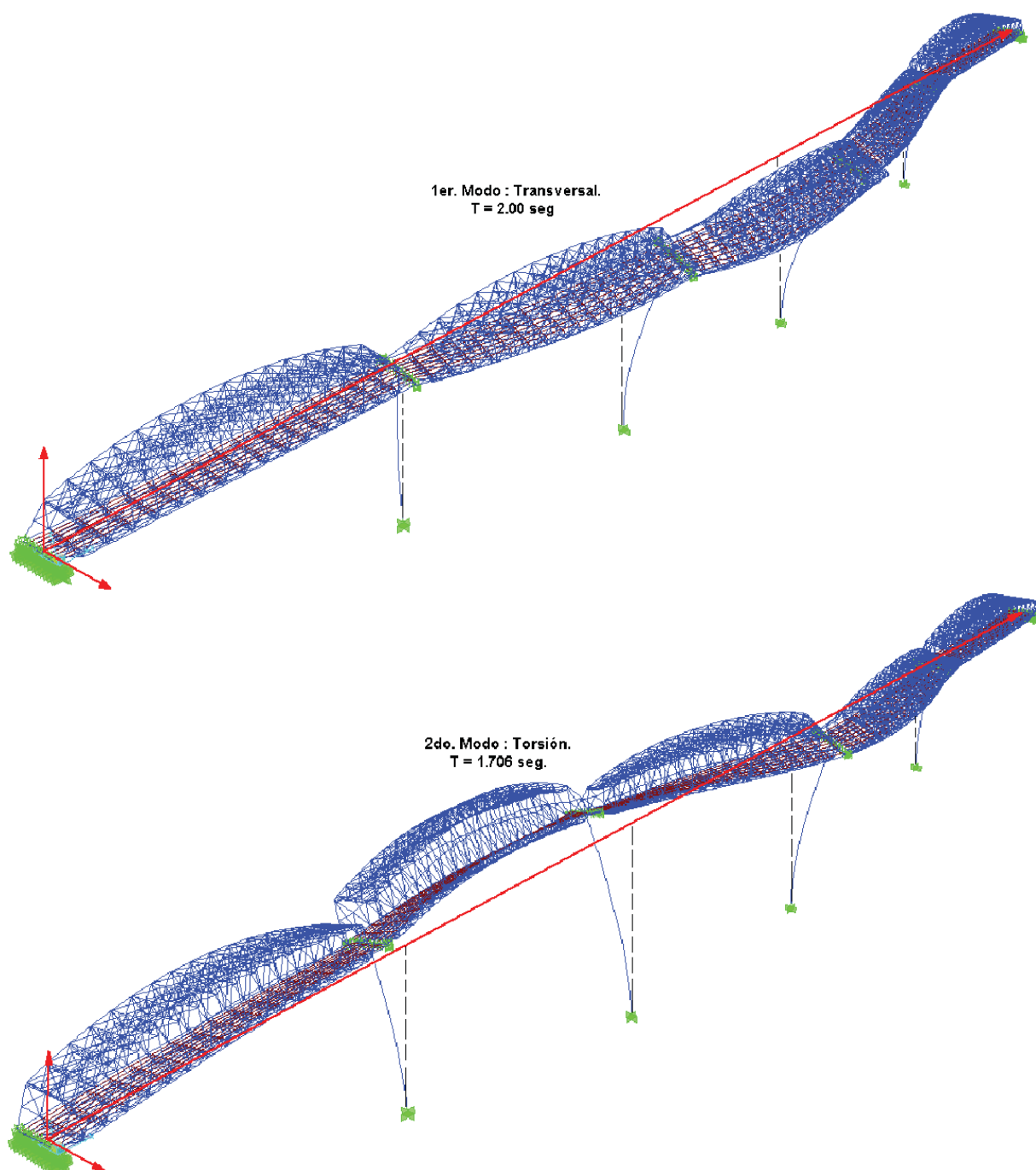
Figura. 2.15 Rigidez efectiva del comportamiento bilineal.

- En el análisis Pushover, los únicos elementos con comportamiento no lineal (articulaciones plásticas), son los cilindros en su extremo inferior y el sistema de aislamiento.

2.3.1.2. Características dinámicas del modelo elástico en 3D.

La rigidez de los aisladores tiene una enorme influencia en las propiedades dinámicas del puente fundamentalmente por el lugar donde estos se ubican y que conectan en serie la pila con la superestructura del puente.

Las formas modales del puente aislado (Fig. 2.16) son:



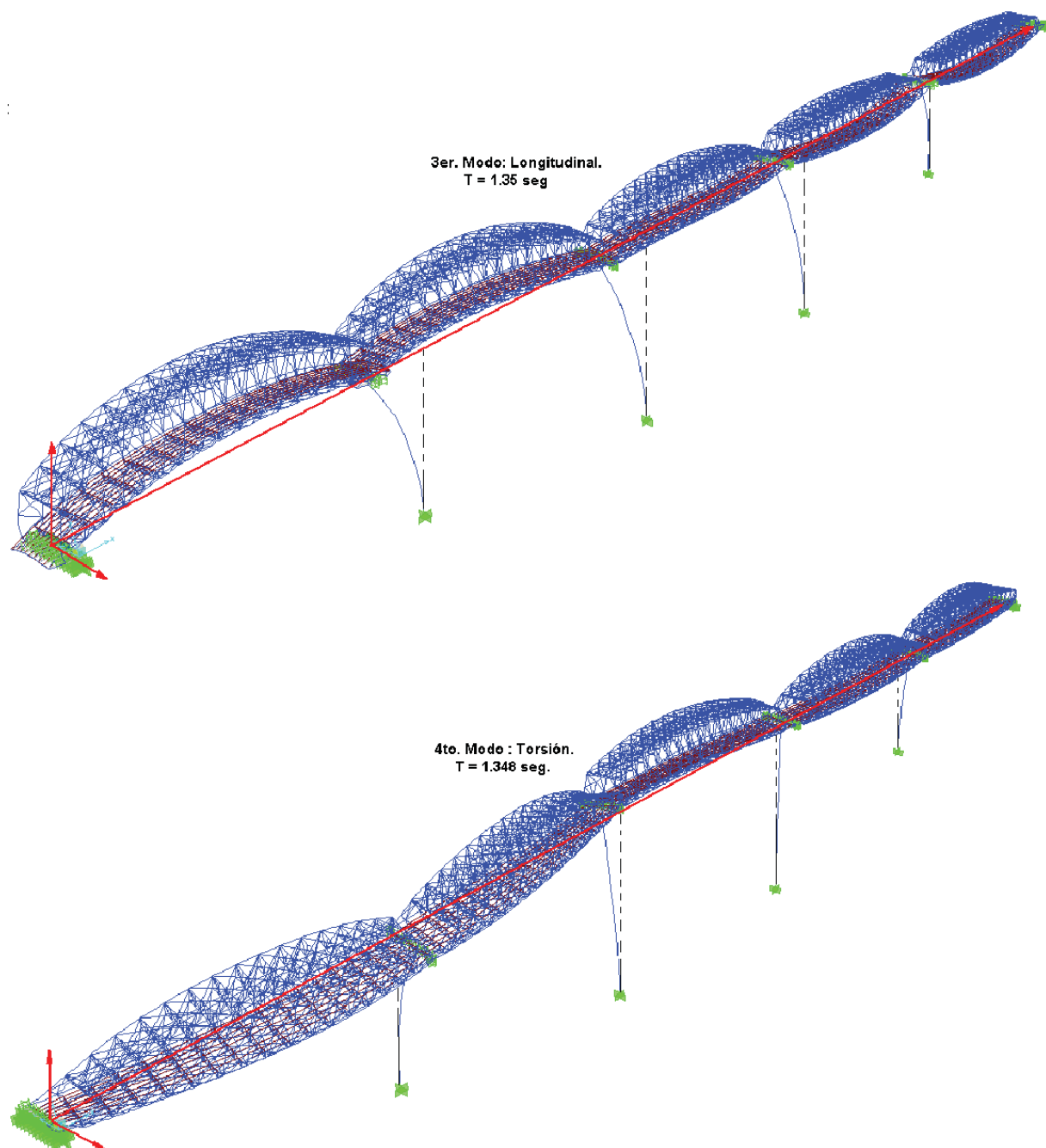


Figura. 2.16 Formas modales y periodos del modelo elástico 3D.

Con la obtención de los modos de vibrar anteriores, se observa que uno de ellos es longitudinal; se trata del tercer modo de vibrar. El periodo de este modo será muy importante para el establecimiento propio de las consideraciones hechas al llevar a cabo el modelo inelástico que a continuación se describe.

2.3.2. Modelo Inelástico.

Algunas características de los elementos estructurales tales como la geometría no cambian entre un modelo elástico y uno inelástico, sin embargo, para el modelo no lineal, hay que considerar más factores que en el modelo lineal no se tienen; tal es el caso de la rigidez pos-fluencia de los elementos, los momentos y cargas de fluencia, las degradaciones de rigidez y de resistencia, el endurecimiento por deformación, los efectos $P-\Delta$, entre otros. En la siguiente figura (Fig. 2.17), se muestran algunas consideraciones que se pueden tener en cuenta en un modelo inelástico:

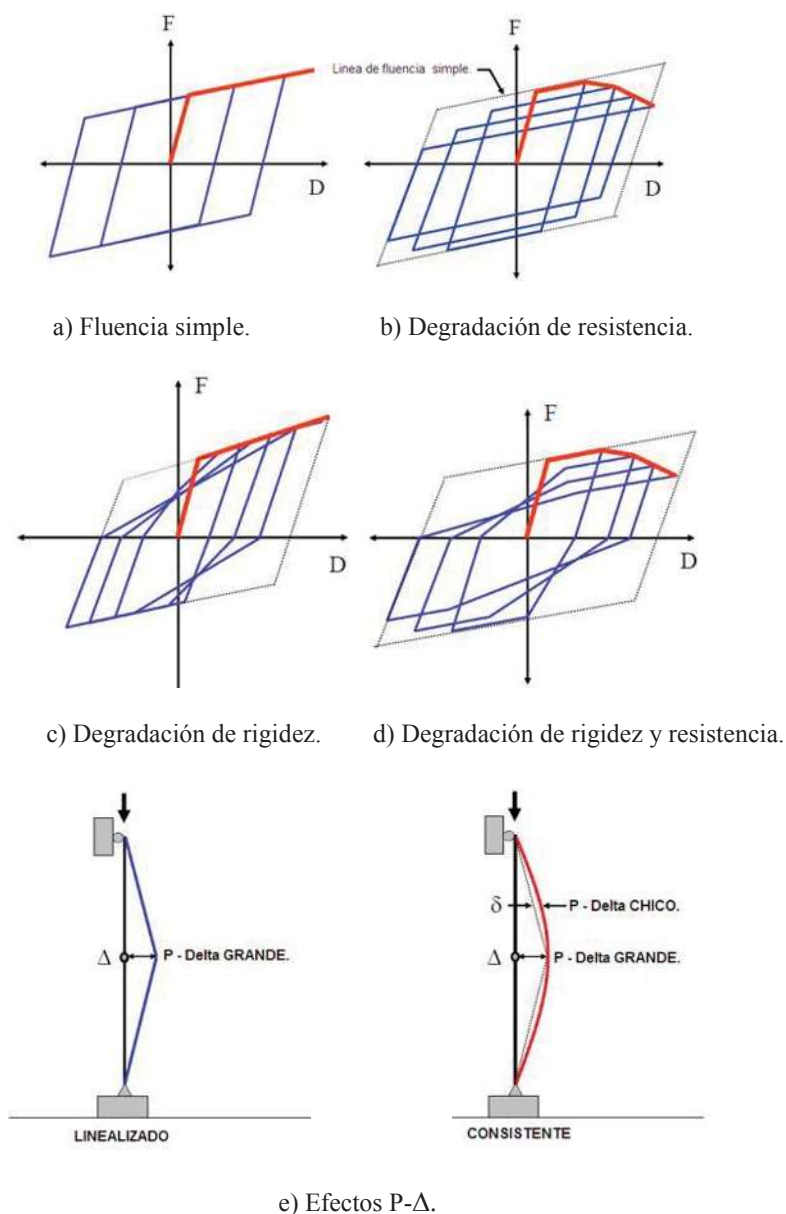


Figura. 2.17 Efectos que se pueden tomar en cuenta en un análisis no lineal.

Con el creciente desarrollo de software para análisis estructural es posible realizar modelos no lineales tridimensionales (3D) o bidimensionales (2D). La elección de un modelo 3D o 2D depende de varios factores, entre los que destacan (Quantification of Building Seismic Performance, ATC-63, 2008):

- La configuración estructural que se tenga, ya que define en gran medida los grados de libertad que se presentan.
- La configuración en planta y elevación.
- El sistema de diseño que prevalece.
- El impacto que se tenga en la respuesta estructural de los elementos y de todo el sistema por fallas estructurales fuera del plano.

En la mayoría de las aplicaciones prevalece el análisis bidimensional. Sin embargo, en plantas estructurales irregulares pueden presentarse torsiones que en modelos bidimensionales no es posible incorporar.

Para la mayoría de las estructuras (en especial puentes de mediana longitud), un modelo inelástico bidimensional es suficiente para estimar adecuadamente su respuesta sísmica.

2.3.2.1. Hipótesis del modelo inelástico.

Considerando lo anterior, se utilizó un modelo 2D para el puente Infiernillo II. El modelo se realizó con el programa DRAIN 2DX V1.10 (Prakash, Powell y Campbell, 1993), el cual se adapta a los objetivos de esta investigación y ha sido usado extensivamente en todo el mundo para realizar análisis no lineales. A continuación se especifican algunas de las consideraciones hechas para el modelo inelástico:

- Debido a la baja probabilidad de que el puente este ocupado por carga viva significativa a la hora de ocurrir un sismo, esta se desprecia en los análisis.
- Debido a la localización del puente, el efecto vertical del movimiento sísmico no se consideró significativo, siendo de interés únicamente el movimiento horizontal en el plano.
- La masa de la subestructura se concentró en los nodos superiores de los aisladores sobre los que descansa el puente (Fig. 2.18).

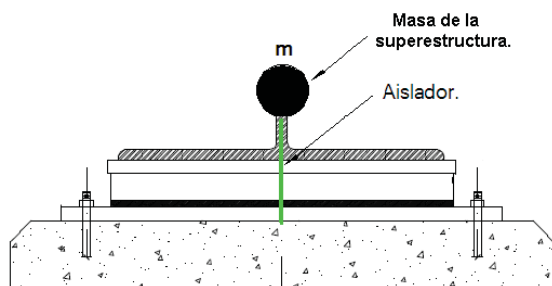


Figura. 2.18 Consideración sobre la masa de la superestructura para el modelo inelástico.

- La masa de los componentes (tapa, cilindro, pila, etc.) de cada elemento (apoyo), se distribuyó de manera que la mitad de su masa total se localizara en el apoyo superior y la otra mitad en el apoyo inferior, Fig. 2.19. Esta masa se desplaza en traslación en la dirección de acción del sismo.

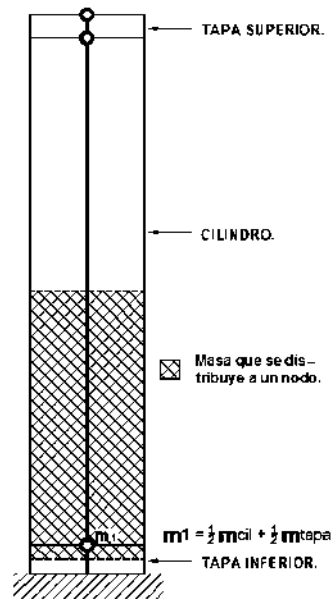


Figura. 2.19 Distribución de la masa de los elementos a los nodos del modelo.

- Todos los componentes de concreto se modelaron como elementos Viga-Columna con distintas propiedades, de acuerdo con su comportamiento estructural.
- El concreto empleado es de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con $E = 14\,000 \sqrt{250} = 221\,359.40 \text{ kg/cm}^2$, según los planos constructivos del puente. Para el acero estructural de las juntas, se consideró un acero $f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ con $E = 2\,040\,000.00 \text{ kg/cm}^2$.
- Los nodos que unen uno o más componentes (tapas, cilindros, pilas, etc.), se consideran como uniones rígidas.
- El modelo 2D se calibrará para el 3er modo de vibrar del puente obtenido del modelo elástico en 3D, correspondiente al primer modo longitudinal ($T = 1.35 \text{ s}$).

A continuación se describen las propiedades de los elementos del modelo inelástico para el puente Infiernillo II y algunas de las consideraciones realizadas.

2.3.2.2. Modelo de los apoyos.

El puente se localiza en un sitio de terreno duro y la cimentación consta zapatas y pilotes de concreto reforzado penetrando distintos estratos hasta llegar a la roca, por lo que se considera que la interacción suelo-estructura es despreciable. De acuerdo con lo anterior, los apoyos de las pilas del puente se consideran empotrados.

Para los apoyos en los estribos, se tienen juntas de dilatación que permiten al movimiento de la calzada, por lo que únicamente se empotró la junta y se conectó a la calzada. Esto se muestra en la Fig. 2.20.

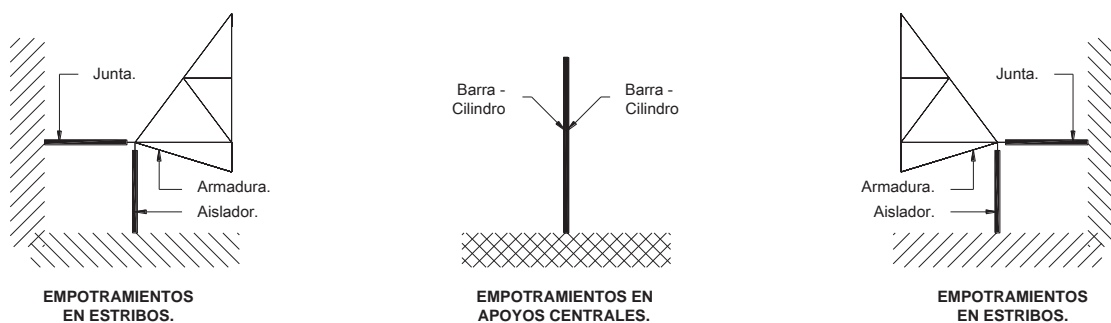


Figura. 2.120 Modelo de los apoyos; tanto en los estribos, como en las pilas centrales.

2.3.2.3. Tapas inferiores y superiores de los cilindros.

Para los cilindros C-2 y C-5, las tapas inferiores como superiores, son elementos circulares sólidos de concreto reforzado que tienen un diámetro de 8.50 m. Las tapas inferiores tienen una altura de 2.50 m y sobre estas pasa el armado longitudinal del cilindro compuesto por 214 varillas No. 10. Por su parte, las tapas superiores tienen una altura de 2.00 m.

Los cilindros C-3 y C-4 tienen tapas de 10.00 m de diámetro, con alturas de 2.50 m y 2.00 m para las tapas inferiores y superiores, respectivamente. Sobre las tapas inferiores pasa el armado longitudinal de este cilindro correspondiente a 251 varillas No.10.

Se obtuvieron las propiedades geométricas que se muestran en la Fig. 2.21 y son requeridas como parte del archivo de datos del modelo analítico para el programa DRAIN-2DX.

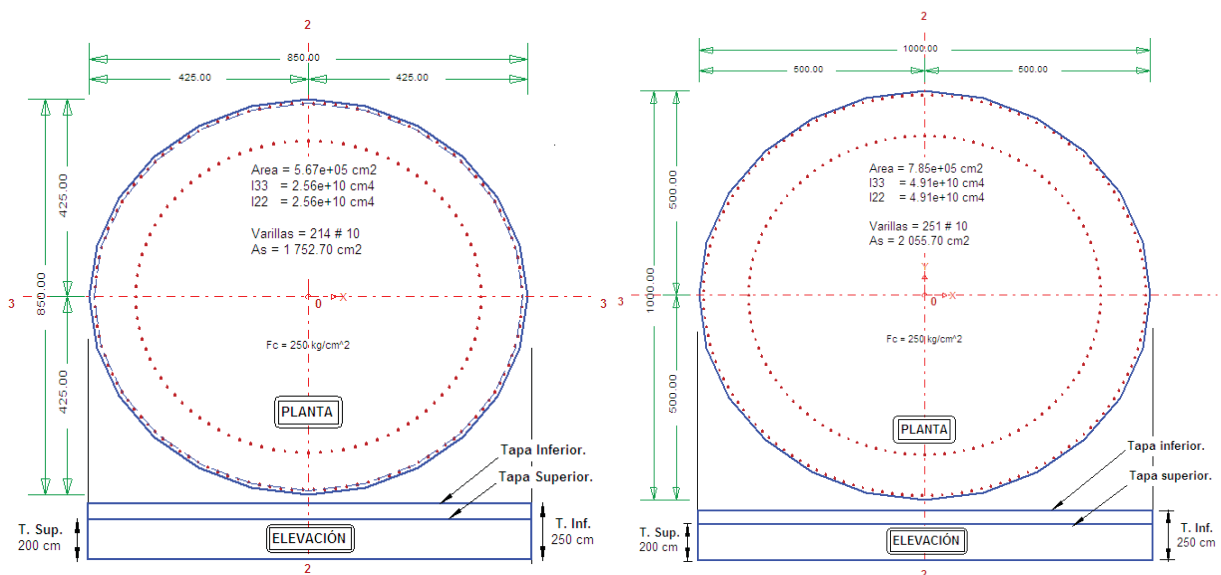


Figura. 2.21 Propiedades geométricas de las tapas de los cilindros, requeridas por el programa DRAIN-2DX.

2.3.2.4. Modelo de los cilindros.

Los cilindros son elementos huecos de concreto reforzado colados en sitio y tienen las propiedades geométricas en su sección transversal que se muestran en la Fig. 2.22 siguiente:

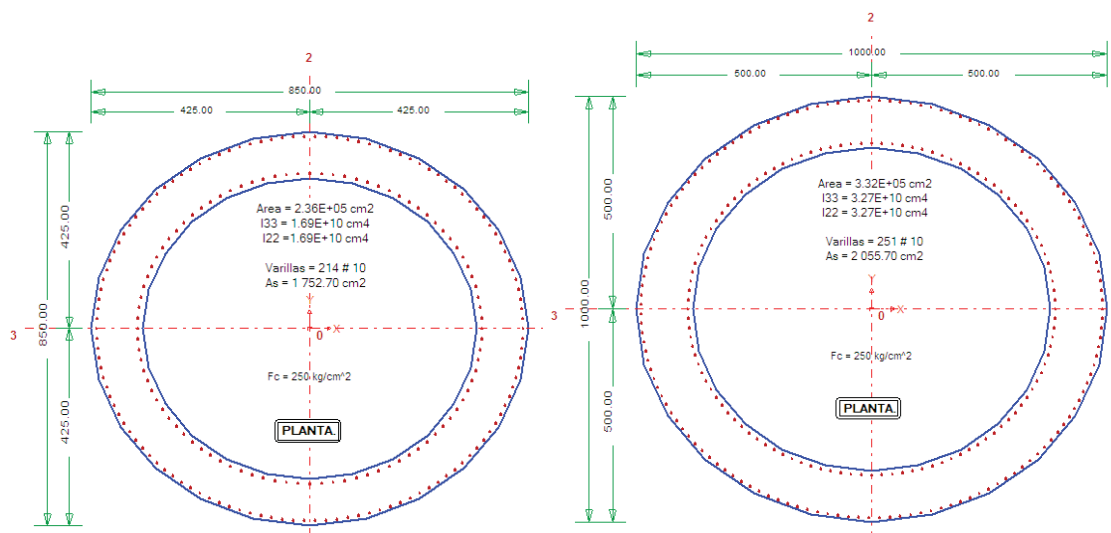


Figura. 2.22 Propiedades geométricas de los cilindros.

2.3.2.5. Modelo de las pilas.

La geometría de las pilas es igual para todos los apoyos del puente. Las elevaciones y espesores se presentaron anteriormente. En la Fig. 2.23, se muestra el armado de las pilas y las propiedades que se introdujeron al modelo. Cabe mencionar que el momento de inercia que se utilizó en el modelo de marco plano es el I33, debido a que la flexión del modelo 2D se da en el plano longitudinal del puente. En la figura se muestra que incluso se tomaron en cuenta los chaflanes interiores y las curvas externas de la pila. La geometría de esta y otras partes del puente se tomó de planos constructivos obtenidos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT.

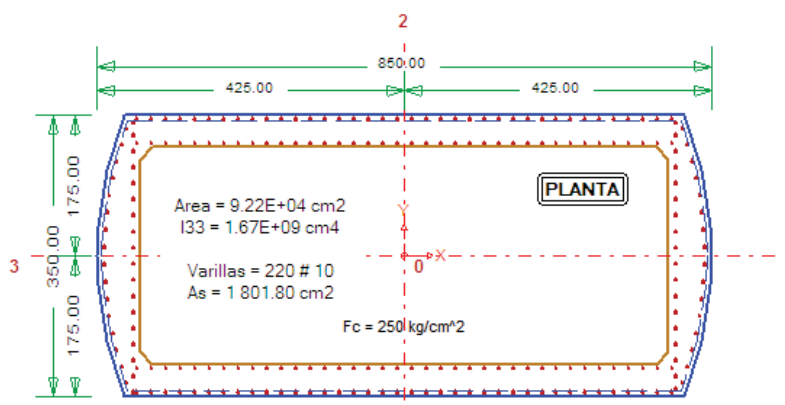


Figura. 2.23 Propiedades geométricas de las pilas.

2.3.2.6. Modelo del cabezal.

Una geometría tan compleja como la del cabezal tipo cabeza de martillo que se tiene en este puente es difícil de simular en la mayoría de los programas de análisis, por lo que se usa una forma geométrica simple que tenga propiedades equivalentes a la geometría real (Fig. 2.24). El programa DRAIN 2DX sólo requiere introducir el área y la inercia de la sección. Se consideró un área de $1200 \times 350 \text{ cm} = 4.2\text{E}+05 \text{ cm}^2$ y una inercia de $\frac{1200(350)^3}{12} = 4.29\text{E}+09 \text{ cm}^4$. Se considera la inercia alrededor del eje del cabezal, transversal al puente.

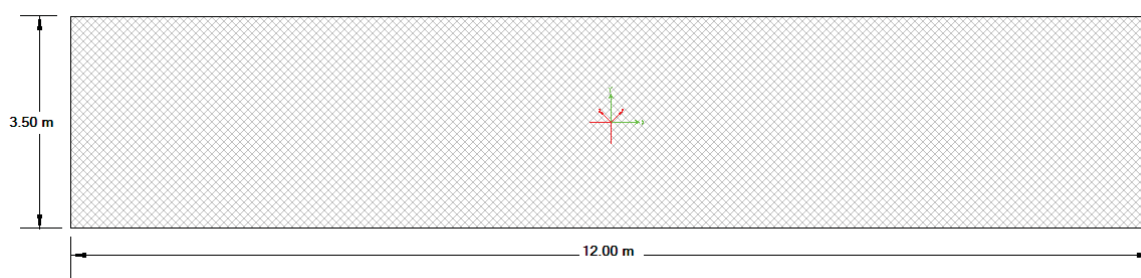


Figura. 2.24 *Propiedades geométricas de la sección equivalente del cabezal.*

2.3.2.7. Los Aisladores.

Se mencionó anteriormente que el comportamiento histerético de estos apoyos bajo cargas cíclicas obtenido con pruebas experimentales puede ser representado por un modelo bilineal con una rigidez inicial alta, seguida de una rigidez menor en la post-fluencia. En la figura siguiente se tienen los lazos histeréticos para los aisladores multirrotacionales que se instalaron en el puente.

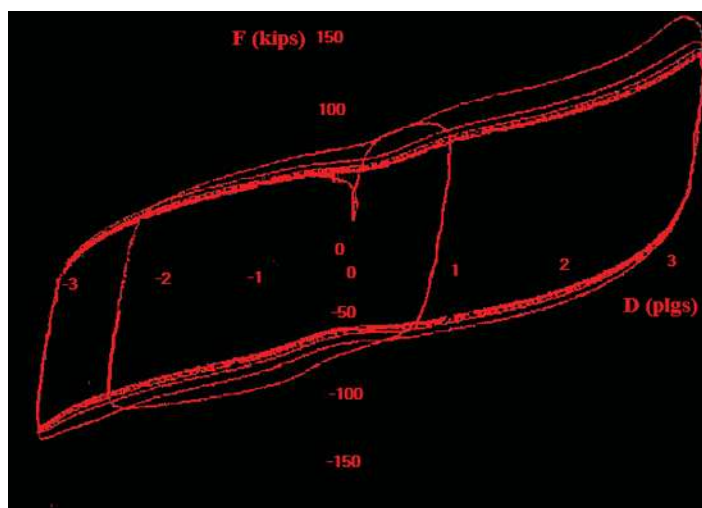


Figura. 2.25 *Comportamiento histerético de los aisladores del puente.*

Del diagrama anterior se hizo la representación bilineal de comportamiento histerético, obteniéndose los puntos mostrados en la Fig. 2.26.

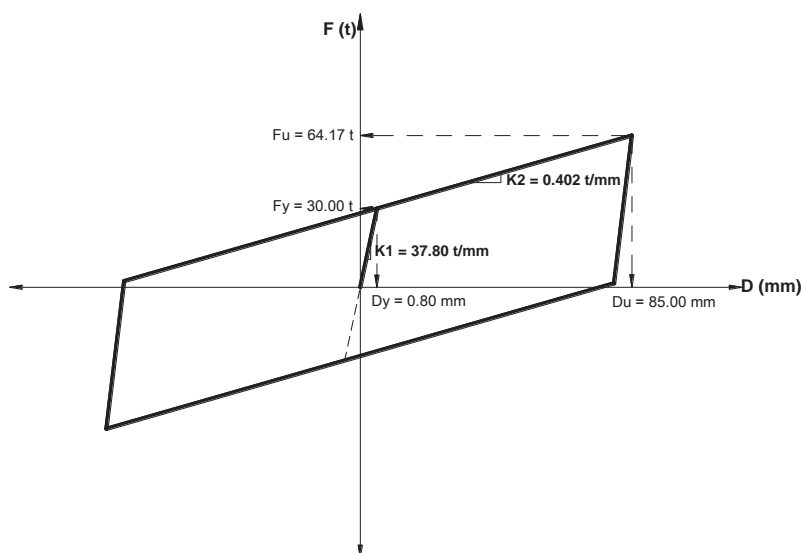
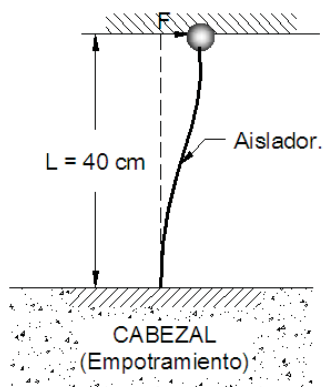


Figura. 2.26 Comportamiento bilineal de los aisladores.

Con la información anterior, se modelaron los aisladores con elementos barra del tipo Viga – Columna de comportamiento Viga (flexión únicamente), que con una relación bilineal, representan adecuadamente el aislador. El material usado para la barra que representará los aisladores fue concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, obteniendo los siguientes parámetros para la barra modelada:

- Ya que el aislador se colocará anclado sobre el cabezal de cada apoyo, se tiene una barra empotrada en la base y libre en su extremo superior (debido al libre movimiento que permiten las juntas de dilatación). De acuerdo con esto,



$$K_1 = \frac{F_y}{D_y} = \frac{30\,200 (2_{\text{Aisladores}})}{0.08} = 758\,000 \text{ kg/cm}$$

$$I = \frac{K_1 L^3}{12E} = \frac{758\,000 * 40^3}{12 * 221\,359.4} = 18\,262.9 \text{ cm}^4$$

$$h = [12I]^{1/4} = [12 * 18\,262.9]^{1/4} = 21.64 \text{ cm}$$

$$A = h^2 = 21.64^2 = 468.14 \text{ cm}^2$$

$$M_y = \frac{6EI}{L^2} = \frac{6 * 221\,359.4 * 18\,262.9}{40^2} = 1.212E + 06 \text{ kg - cm}$$

2.3.2.8. Modelo de la calzada.

Para modelar la calzada debe considerarse que el puente se compone de claros simplemente apoyados. La calzada de cada tramo se flexiona longitudinalmente en forma independiente, de manera que esta se modeló con un elemento viga – columna de comportamiento viga.

Las propiedades de este elemento son iguales para cada claro y debe considerarse tanto la rigidez que aporta la armadura, como la rigidez propia de la calzada, para así obtener una rigidez equivalente del elemento con el que se modela.

Para obtener las propiedades de esta barra, se aplicó una carga al centro de un claro en el modelo elástico tridimensional y se determinó la rigidez equivalente del conjunto de la armadura y la calzada (Fig. 2.27).

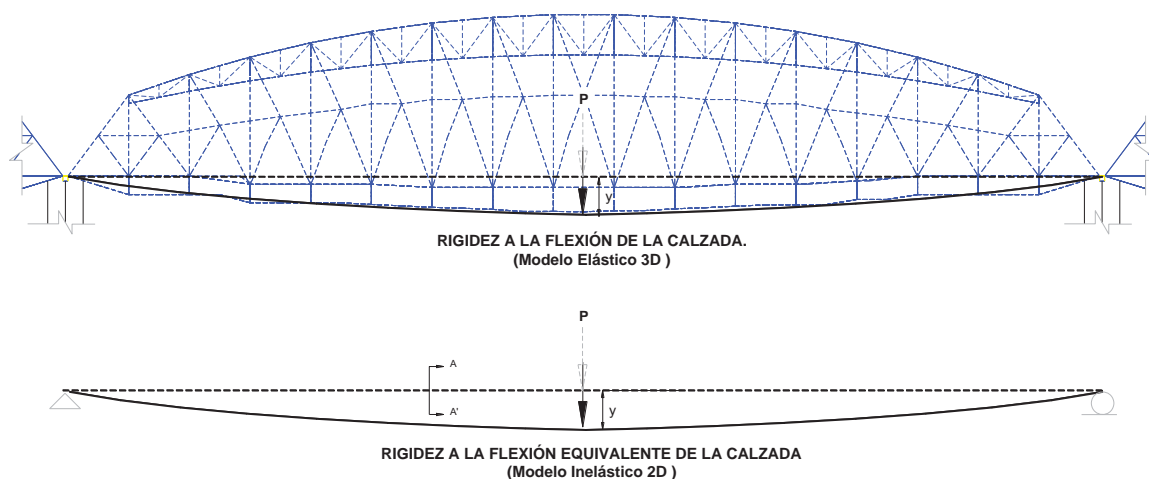


Figura. 2.27 Determinación de la rigidez conjunta de la superestructura.

Las propiedades del elemento que representa la calzada son las siguientes:

| | |
|--|--|
| $I_{\text{Calc.}} = 4.99E + 06 \text{ cm}^4$ $b_{\text{propuesta}} = \text{Ancho de calzada} = 1\ 200 \text{ cm}$ $h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 4.99E + 06}{1200}} = 37 \text{ cm}$ | |
|--|--|

2.3.2.9. Las juntas de dilatación.

El elemento usado para modelar las juntas de dilatación fue el del tipo Link (tipo 9), el cual tiene un funcionamiento (Fig. 2.28) que describe de manera precisa el comportamiento de las juntas mencionado anteriormente.

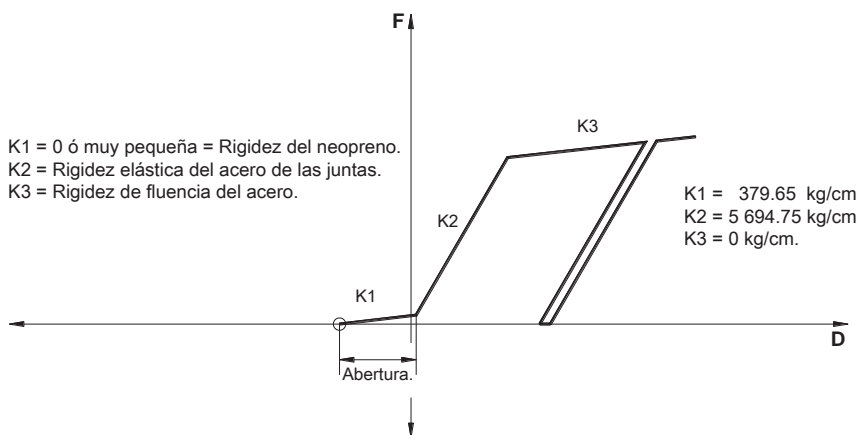


Figura. 2.28 Comportamiento de las juntas de dilatación.

La rigidez K_1 de la figura anterior se obtuvo de la rigidez promedio del neopreno de cada junta, de acuerdo a las propiedades típicas de este material, tomando en cuenta el espesor y la longitud de las juntas; así también para las rigideces K_2 y K_3 del acero estructural.

2.3.2.10. Masas aplicadas a los nodos del modelo.

Hasta aquí se han determinado todas las propiedades de los elementos que intervienen en el modelo. Finalmente y de manera esquemática, el modelo 2D del puente queda como se muestra en las siguientes figuras:

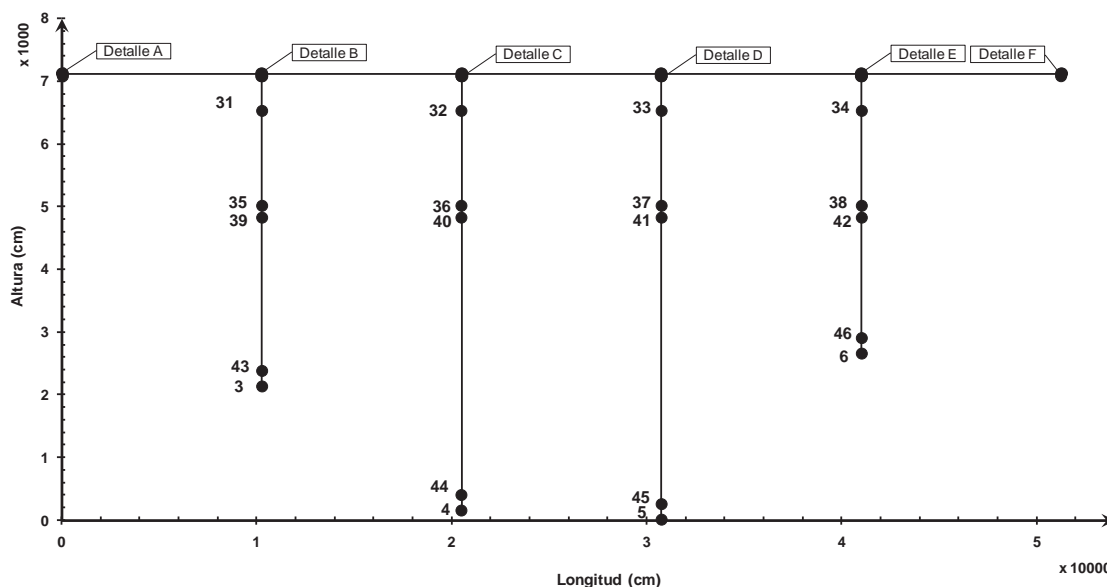


Figura. 2.29 Geometría general del modelo inelástico 2D.

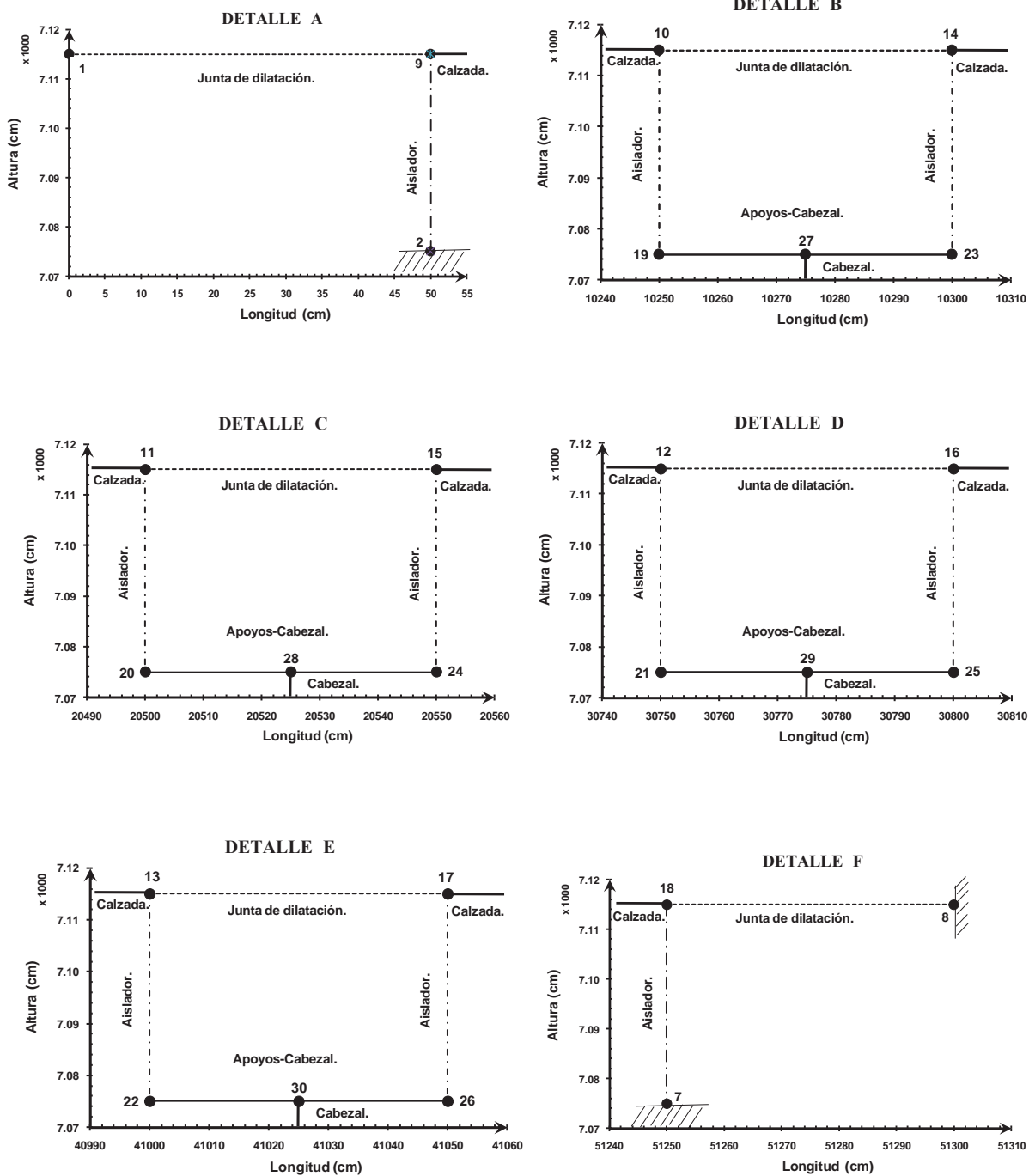


Figura. 2.30 Detalles del modelo inelástico 2D.



Como se observa en las figuras anteriores, el modelo consta de nodos que unen distintos elementos del puente (por ejemplo, la tapa con el cilindro). Las masas del puente concentradas en los nodos de cada elemento que conforman el modelo se muestran en las tablas 2.1 y 2.2.

Tabla 2.1 *Determinación de las masas de los elementos del puente.*

| ELEMENTO | A _{neto} (cm ²) | H (cm) | Vol. (cm ³) | γ concreto (kg/cm ³) | Peso (kg) | Masa (kg-s ² /cm) |
|---------------------------|---|-----------|----------------------------|-------------------------------------|--------------|---------------------------------|
| Armadura en cada apoyo** | ---- | ---- | ---- | ---- | 1.312E+06 | 1337.21 |
| Cabezal | 630000.00 | 550 | 3.465E+08 | 2.400E-03 | 8.316E+05 | 847.71 |
| Pila | 92215.20 | 1500 | 1.383E+08 | 2.400E-03 | 3.320E+05 | 338.40 |
| Tapa superior. Cil. 2 y 5 | 567450.17 | 200 | 1.135E+08 | 2.400E-03 | 2.724E+05 | 277.65 |
| Tapa superior. Cil. 3 y 4 | 785398.16 | 200 | 1.571E+08 | 2.400E-03 | 3.770E+05 | 384.29 |
| Cilindro 2 | 235619.00 | 2436 | 5.740E+08 | 2.400E-03 | 1.378E+06 | 1404.20 |
| Cilindro 3 | 331752.18 | 4413 | 1.464E+09 | 2.400E-03 | 3.514E+06 | 3581.71 |
| Cilindro 4 | 331752.18 | 4563 | 1.514E+09 | 2.400E-03 | 3.633E+06 | 3703.45 |
| Cilindro 5 | 235619.00 | 1913 | 4.507E+08 | 2.400E-03 | 1.082E+06 | 1102.73 |
| Tapa inferior. Cil. 2 y 5 | 567450.17 | 250 | 1.419E+08 | 2.400E-03 | 3.405E+05 | 347.06 |
| Tapa inferior. Cil. 3 y 4 | 785398.16 | 250 | 1.963E+08 | 2.400E-03 | 4.712E+05 | 480.37 |

** Incluye calzada, parapetos, guarniciones y la armadura propia (Galván, 2008).

Las masas que se asignaron a cada nodo, de acuerdo al criterio de distribución usado, son las siguientes:

Tabla 2.2 *Masas aplicadas a los nodos del modelo inelástico.*

| NODOS | | MASA | MASA |
|---------|-------|-------------------------|-----------------|
| Inicial | Final | (kg-s ² /cm) | ACUM. |
| 9 | 18 | 668.604 | 6686.035 |
| 27 | 30 | 423.853 | 1695.413 |
| 31 | 34 | 593.055 | 2372.222 |
| 35 | 35 | 308.028 | 308.028 |
| 38 | 38 | 308.028 | 308.028 |
| 36 | 37 | 361.349 | 722.697 |
| 39 | 39 | 840.927 | 840.927 |
| 40 | 40 | 1982.999 | 1982.999 |
| 41 | 41 | 2043.871 | 2043.871 |
| 42 | 42 | 690.189 | 690.189 |
| 43 | 43 | 875.634 | 875.634 |
| 44 | 44 | 2031.036 | 2031.036 |
| 45 | 45 | 2091.908 | 2091.908 |
| 46 | 46 | 724.895 | 724.895 |
| | | Total : | 23373.88 |

Con esto se concluye la elaboración del modelo analítico y se procede a calibrarlo con base en la comparación con el modelo 3D de la estructura.



2.3.2.11. Características dinámicas del modelo 2D.

Se calibró el modelo 2D con los resultados obtenidos con el modelo 3D en la dirección de análisis. Se verificó que el modelo creado en 2D tiene un periodo fundamental de $T = 1.35s$ (igual que el primer modo longitudinal del modelo 3D). Los tres primeros modos de vibrar del modelo 2D se muestran en la Fig. 2.31.

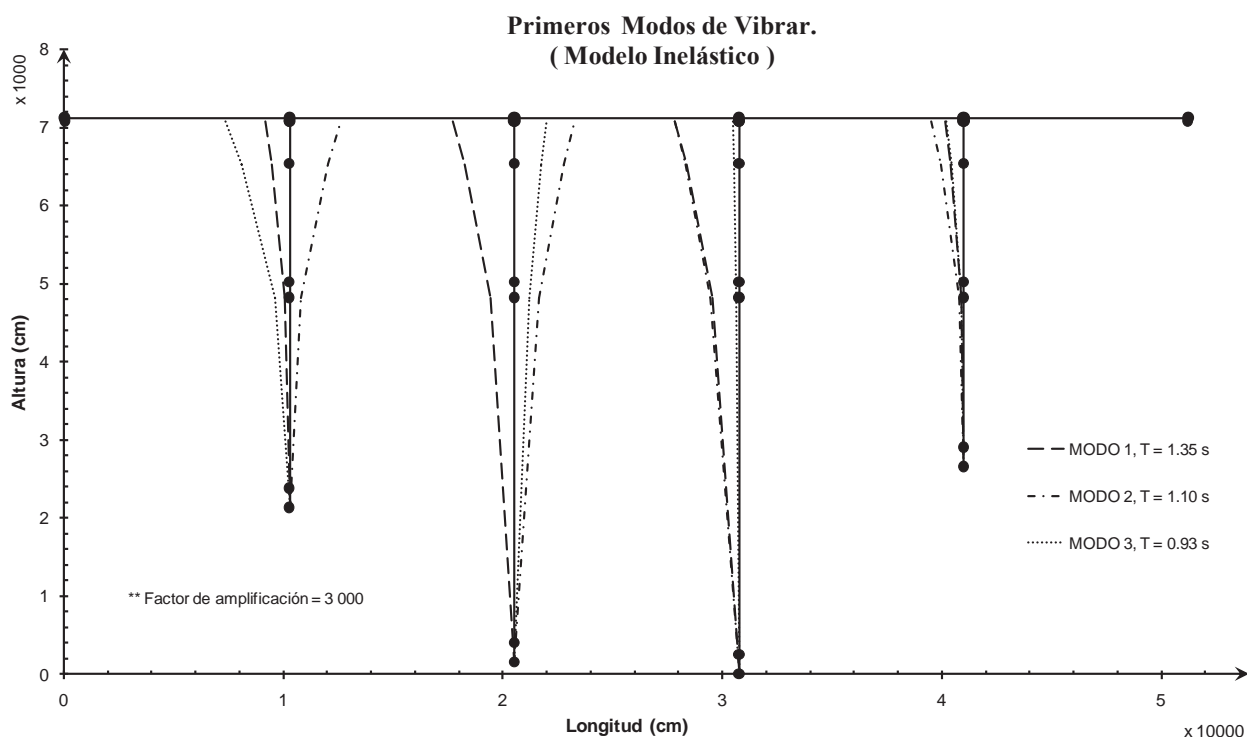


Figura 2.31 Primeros modos de vibrar del puente (modelo no lineal 2D).

Los periodos de ambos modelos (2D y 3D) coinciden bastante bien, así como la configuración deformada del puente (ver figura anterior y la configuración de la Fig. 2.16 del modelo elástico). De esta manera, se considera que el modelo es adecuado para proceder con su análisis y cumplir con los objetivos de este trabajo.

**CAPÍTULO 3 :****ANÁLISIS NO LINEALES PARA DETERMINAR LA
CAPACIDAD DEL PUENTE.****3.1. INTRODUCCIÓN.**

Se había mencionado que el término *capacidad* se relaciona con la probabilidad de que una estructura resista adecuadamente cierta demanda, sin presentar daño. Por lo tanto, si la estructura tiene la capacidad suficiente, no lo presentará. Por el contrario, si existe daño, se dice que la estructura tiene capacidad insuficiente.

De esta manera, estimando el daño que presenta una construcción se encuentra indirectamente su capacidad. Se verá que las distintas definiciones coinciden en esta variable podría verse como el inverso del daño, es decir, para un daño extenso, hay una capacidad pequeña o nula; para un daño pequeño, debe existir gran capacidad.

A continuación, como parte introductoria a la obtención de la capacidad del puente en estudio, se describen algunos conceptos relacionados con el daño en las estructuras y las maneras que existen de cuantificarlo. Después de presentar las distintas definiciones, se adoptará un criterio de medición del daño y se aplicará a esta investigación.

3.1.1. El daño sísmico.

El término *daño* es ampliamente utilizado, en su concepción más empleada pretende representar el deterioro físico de los diferentes elementos o el impacto económico asociado. En este sentido, es común referirse a *daño físico* y *daño económico* (Yépez, 1996).

El *daño físico* que puede sufrir una edificación generalmente se califica como:

Estructural: depende del comportamiento de los elementos que forman parte del sistema resistente, como vigas, columnas, muros, etc. Se relaciona con las características de los materiales que le componen, su configuración y ensamblaje, el tipo del sistema resistente y las características de la acción. Se cuantifica mediante índices de daño correspondientes a cada uno de los elementos estructurales, cuya ponderación sobre parte o la totalidad de la estructura, permite la definición de los llamados índices de daño globales.

No estructural, asociados a los elementos arquitectónicos y los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios, así como del contenido de la edificación. Se relaciona con los niveles de deformación y distorsión que sufre la estructura y en ocasiones, con las aceleraciones a las que está sometida durante el proceso.

El *daño económico* se define como función de los costos de reparación y los costos de reposición, e incluyen tanto los costos de daño físico directo como los costos de daños indirectos.

La mayoría de los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico centran su atención en la descripción de los daños físicos que pueden sufrir las edificaciones como resultado de la acción de un sismo con determinadas características. Su cuantificación depende de la manera concreta como se describan los daños y dan origen a diferentes escalas de medición.



3.1.2. Cuantificación del daño.

Existen diversas escalas de medidas cuantitativas y cualitativas del daño que intentan describir el estado global de la estructura después de la ocurrencia de un sismo. A continuación se describen de manera detallada:

3.1.2.1. Estados o grados de daño.

Una primera alternativa para describir el nivel de daño consiste en definir diferentes *estados de daño* de la estructura. Para ello, se emplean términos o definiciones cualitativas que sirven como indicadores del grado de daño global de la edificación o del nivel de perturbación que sufren sus funciones. Constituyen una medida discreta del nivel de deterioro que puede sufrir.

Existe una diversidad de escalas de estados de daño utilizados por diferentes autores (Singhal y Kiremidjian, 1995) que intentan describir de la mejor manera posible la naturaleza y extensión del daño sufrido por los componentes estructurales; sin embargo, la mayoría de los trabajos han utilizado cinco estados de daño básicos identificados a través de los siguientes calificadores: ninguno, menor, moderado, severo y colapso.

Una aplicación de esta alternativa sirve de base para la definición de la Escala Macrosísmica Europea, EMS (Grünthal, 1993, 1998), donde la escala de efectos se relaciona directamente con los daños identificados en las edificaciones luego de la inspección post-sismo. Ésta escala define 5 grados de daño global asociados a patrones de daños predefinidos y se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Grados de daño s/escala de intensidades EMS-98 (Grünthal, 1998)

| Grado de daño. | Descripción cualitativa | Daño estructural. | Daño no estructural. |
|----------------|---------------------------|-------------------|----------------------|
| Grado 1 | Daño leve a despreciable. | Sin daño. | Ligero. |
| Grado 2 | Daño moderado. | Ligero. | Moderado. |
| Grado 3 | Daño sustancial a severo. | Moderado. | Severo. |
| Grado 4 | Daño muy severo. | Severo. | Muy severo. |
| Grado 5 | Destrucción. | Muy Severo. | ---- |

Existe la tendencia a relacionar los grados de daño con un índice o porcentaje de daño global de la estructura. Estas relaciones son esencialmente subjetivas y se utilizan en los estudios hechos después de un sismo. Están estrechamente ligadas a la definición del daño de la escala macrosísmica empleada. La Tabla 3.2, muestra algunas relaciones adoptadas en algunos países (Yépez, 1996).



Tabla 3.2 Relación entre grados de daño e índice de daño global de la estructura.

| GD. | Rumania (%) | Yugoslavia (%) | China (%) | MSK 76 (%) | E.U (%) |
|-----|-------------|----------------|-----------|------------|---------|
| 1 | 4 | 0 | 20 | 20 | 1 |
| 2 | 16 | 6 | 40 | 40 | 20 |
| 3 | 36 | 25 | 60 | 60 | 40 |
| 4 | 64 | 56 | 80 | 80 | 80 |
| 5 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |

Para la evaluación del riesgo sísmico en edificios, el “Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - GNDT” (GNDT, 1990), cuenta con un importante soporte de datos observados sobre daños sísmicos en edificios durante los recientes terremotos ocurridos en Italia. Para la evaluación del daño global por sismo, el método define una escala entre A y F, basada en la evaluación del daño en el sistema resistente vertical, en los elementos horizontales y cubiertas, así como en las escaleras. La Tabla 3.3, resume la escala de daño empleada.

Tabla 3.3 Escala de daño global por sismo (GNDT, 1990).

| Grado de daño. | Descripción cualitativa. | Índice de daño global (%) |
|----------------|--------------------------|---------------------------|
| A | Ninguno o despreciable. | 0 |
| B | Daño leve. | 10 |
| C | Daño medio. | 25 |
| D | Daño grave. | 50 |
| E | Daño muy grave. | 75 |
| F | Destrucción total. | 100 |

3.1.2.2. Índices de daño.

Un análisis más detallado del nivel de daño exige la definición de parámetros asociados con el comportamiento dinámico no lineal de las edificaciones sujetas a un sismo que permitan representar los niveles de degradación local o global del sistema.

Entre las diferentes parámetros empleados para describir el daño, destacan los llamados indicadores e índice de daño (local o global). Éstos cuantifican la degradación de los elementos estructurales que forman parte de los sistemas resistentes a cargas laterales, verticales e incluso los sistemas de piso. Se fundamentan en la apropiada definición de un modelo de daño representativo de las propiedades de los materiales, la tipología estructural y las características de las acciones aplicadas, compatible con las simplificaciones del modelo estructural.

Los modelos de daño deben basarse en parámetros estructurales capaces de describir la evolución del daño en determinados puntos de la estructura y cuya combinación permita cuantificar el daño global, proporcionando una medida efectiva de la proximidad a la falla (Yépez, 1996).



Importantes esfuerzos han sido orientados para desarrollar índices de daño que permitan calificar la respuesta de las estructuras. Reinhorn y Valles (1995) presentan un resumen de varios índices de daños propuestos en la literatura, entre los que destaca el índice de daño de Park & Ang (Park et al., 1984). Este modelo combina linealmente el daño debido a la máxima incursión inelástica y el daño debido a la historia de deformaciones.

Para un elemento estructural. Se define (Guzmán e Ishiyama, 2003; Karim y Yamazaki, 2000; Zhu y Ni, 2001) como:

$$ID = \frac{\mu_h + \beta \cdot \mu_d}{\mu_u}$$

Donde:

$$\mu_h = \text{Ductilidad de energía acumulada} = \frac{E_h}{E_e}$$

E_h = Energía histerética.

E_e = Energía elástica.

β = Factor de carga cíclica.

μ_d = Ductilidad de desplazamiento.

μ_u = Ductilidad última.

Para toda la estructura. Los índices de daños globales se obtienen generalmente como un promedio ponderado de los índices de daño locales. Para la ponderación se emplean relaciones que permitan proporcionar mayor peso a las zonas más dañadas para lo cual se emplean por ejemplo, funciones de peso proporcionales a la energía disipada en el elemento.

Esta ponderación puede realizarse para toda la estructura. En este sentido, para extender la aplicación del modelo de daño de Park & Ang y estimar un índice de daño individual o un índice de daño total (Valles et al., 1996), generalmente se emplean factores de peso basados en la energía histerética disipada en los elementos componentes de la estructura, según:

$$ID = \sum (\lambda_i)_{\text{elem}} (ID_i)_{\text{elem}} \quad (\lambda_i)_{\text{elem}} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{\text{elem}}$$

Donde:

ID = Índice de daño del puente.

$(\lambda_i)_{\text{elem}}$ = Peso asignado al elemento i del puente.

$(ID_i)_{\text{elem}}$ = Índice de daño del elemento i.

E_i = Energía disipada por el elemento i.

$\sum E_i$ = Suma de energías disipadas por todos los elementos del puente.



3.1.2.3. Relación entre estados de daño e índices de daño.

Para fines interpretativos y comparativos es necesario establecer relaciones confiables entre los indicadores o índices de daño globales con los grados o estados de daño previamente definidos. La tabla siguiente muestra una relación de estados de daño e índices de daño (Ghobarah et al. 1997). Se describe en este trabajo la relación entre el índice de daño propuesto por Park & Ang y modificada por distintos investigadores para diferentes estados de daños asociados a la propia estructura:

Tabla 3.4 Relación entre estados de daño e índices de daño.

| Índice de Daño (ID) | Estado de Daño. |
|-----------------------|-----------------|
| $0.00 < ID \leq 0.14$ | Sin daño. |
| $0.14 < ID \leq 0.40$ | Daño ligero. |
| $0.40 < ID \leq 0.60$ | Daño moderado |
| $0.60 < ID \leq 1.00$ | Daño severo |
| $ID \geq 1.00$ | Colapso. |

3.1.2.4. Otros parámetros para cuantificar el nivel de daño.

Existen propuestas que intentan correlacionar los estados de daño y los índices de daño, con parámetros estructurales de interpretación directa como la ductilidad de la estructura y otros:

Ductilidad. Jaw y Hwang (1988) propusieron relaciones entre el estado de daño y los valores medios de demanda de *ductilidad*, usando como base un estudio estadístico con simulación de Montecarlo. Dichas relaciones se presentan en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Relación entre los valores medios de demanda de ductilidad y los estados de daño (Jaw y Hwang,1988).

| Estados de daño | Demanda media de ductilidad. |
|----------------------------|------------------------------|
| Daño no estructural. | 1 |
| Daño estructural ligero. | 2 |
| Daño estructural moderado. | 4 |
| Daño estructural severo. | 6 |
| Colapso. | 7.5 |

Capacidad media de disipación de energía. Recientemente existe la tendencia de emplear como parámetros indicativo del nivel de daño, la capacidad media de disipación de energía plástica de la estructura para caracterizar la evolución de la respuesta no lineal esperada. En este sentido, el diseño estaría enfocado a establecer las características mecánicas que requiere la estructura de manera que, el daño evaluado con la disipación de energía plástica sea consistente con los niveles de daño estructural tolerables (Terán, 1997).

Índices de ablandamiento. Con base en parámetros vibracionales se puede hacer una estimación directa del daño global, sin necesidad de promediar índices locales. Dentro de estos enfoques destacan los índices de

ablandamiento, que relacionan los cambios de los primeros modos de vibración de la estructura con el nivel de daño ocurrido. En particular, DiPascuale y Cakmak (1988) emplean como medida del daño global el máximo ablandamiento estructural δ_M , definido como:

$$\delta_M = 1 - \frac{T_i}{T_{\max.}}$$

Donde:

T_i = Período fundamental de vibración inicial.

$T_{\max.}$ = Máximo valor del período fundamental de vibración alcanzado durante la respuesta sísmica

A través de una simulación numérica, establecen correlaciones entre el máximo ablandamiento estructural y la máxima demanda de ductilidad de entrepiso o la máxima deriva de entrepiso, que constituyen parámetros de práctica interpretación para propósitos de evaluación y diseño sísmico.

La Fig. 3.1, esquematiza la evolución del período fundamental de una estructura durante su respuesta sísmica. En la misma se observa cómo la estructura inicialmente caracterizada por un período fundamental T_i , experimenta un incremento de su período de vibración como consecuencia de la degradación de sus componentes estructurales que se manifiesta en un ablandamiento del sistema, alcanzando un valor máximo $T_{\max.}$. Una vez finalizada la acción sísmica, la estructura retorna a su posición de equilibrio, sin embargo, los daños permanentes en sus diversos elementos estructurales han degradado la rigidez global del sistema de manera que la estructura luego del evento sísmico permanecerá con propiedades dinámicas distintas a las originales, especialmente el período de vibración final o remanente T_f .

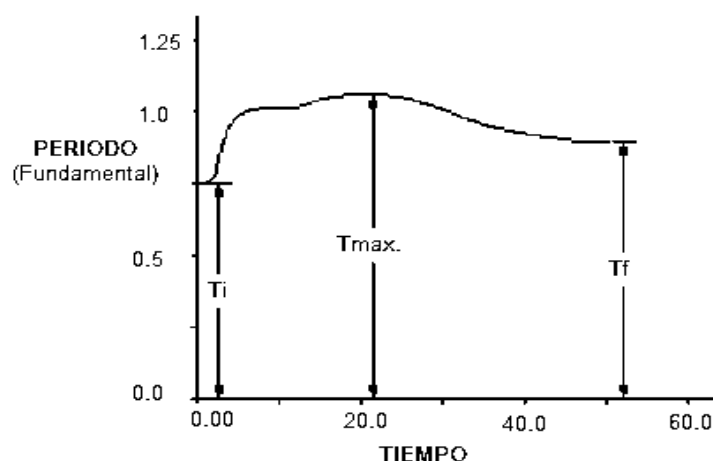


Figura 3.1 Evolución del período fundamental durante la respuesta sísmica.



3.2. ESTIMACIÓN DEL DAÑO PARA EL PUENTE INFIERNILLO II.

3.2.1. Criterio adoptado

Se determinará el daño estructural del puente mediante la obtención de índices de daño para cada uno de los cilindros y un promedio ponderado de todo el puente. El daño se clasificará de acuerdo con la relación entre estados de daño e índices de daño propuesta por Ghobarah (1997).

| Índice de Daño (ID) | Estado de Daño. |
|-----------------------|-----------------|
| $0.00 < ID \leq 0.14$ | Sin daño. |
| $0.14 < ID \leq 0.40$ | Daño ligero. |
| $0.40 < ID \leq 0.60$ | Daño moderado |
| $0.60 < ID \leq 1.00$ | Daño severo |
| $ID \geq 1.00$ | Colapso. |

Los índices de daño, se determinarán con la ecuación propuesta por Park & Ang en 1984 y calibrada por distintos investigadores:

$$ID = \frac{\mu_h + \beta \cdot \mu_d}{\mu_u} \dots \dots \dots (A)$$

Donde:

μ_h = Ductilidad de energía acumulada = E_h/E_e .

E_h = Energía histerética.

E_e = Energía elástica.

β = Factor de carga cíclica = 0.60 (calibrado en varios estudios)

μ_d = Ductilidad de desplazamiento = Δ_{max}/Δ_y

μ_u = Ductilidad última = Δ_u/Δ_y

Para obtener los valores de los parámetros de la ecuación se realizaron *análisis no lineales* cuantificando la ductilidad alcanzada por la estructura y, por lo tanto, la energía inelástica disipada. También se requirió obtener la capacidad de rotación y de desplazamientos de los apoyos (cilindros) del puente.

3.2.2. Análisis dinámicos no lineales (ADNL).

Los análisis dinámicos no lineales permiten obtener información del comportamiento, en el intervalo inelástico, de una estructura ante la acción de un sismo. Se pueden determinar los estados de los elementos de una estructura para distintos instantes del tiempo que actúa un movimiento en el terreno. Nos proporcionan información del comportamiento de las estructuras más allá del intervalo lineal, con lo que podemos obtener la energía disipada por



comportamiento histerético. Recordemos que si el daño es grande, la capacidad es chica, es decir, estaríamos obteniendo a partir de los análisis, la capacidad del puente.

3.2.2.1. Registros sísmicos para el análisis.

El puente se localiza relativamente cerca de la falla de subducción que se encuentra en la costa Mexicana, por lo que se puede ver sometido a eventos de de subducción y de fallamiento normal (sismos dentro de la placa continental propiciados por el rompimiento de la misma).

Se ha comprobado que la propagación de ondas sísmicas de los temblores de subducción en dirección perpendicular a la costa es distinta que la que se presenta paralela a la misma. Por lo tanto, para este estudio se localizaron estaciones sísmicas que se encuentren perpendiculares a la costa respecto a la localización del foco y que no queden fuera de un radio de 150 km.

De esta manera, se estableció el tipo de sismo, la ubicación geográfica del foco y se seleccionaron las estaciones cercanas en un radio de 150 km. Finalmente, de cada estación seleccionada, se extrajeron los registros sísmicos para cada sismo; las características de los registros obtenidos se presentan a continuación (obtenidos de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes Vol. 2 (2002)

En la tabla 3.6, se muestran los registros usados para los análisis no lineales, tanto para la fuente de subducción, como para la de falla normal.

Tabla 3.6 Registro sísmicos tomados en cuenta para los análisis no lineales.

| SISMOS DE SUBDUCCIÓN | | | |
|--|-----------------|---------------|-------------------------|
| ESTACIÓN SÍSMICA. | FECHA DEL SISMO | MAGNITUD MÁX. | TIPO DE TERRENO. |
| Huatulco | 30/09/1999 | 7.6 | Cuarzomonzita |
| Pinotepa | 30/09/1999 | 7.6 | Diorita |
| Apatzingán | 19/09/1995 | 8.1 | --- |
| Copala | 14/09/1995 | 7.3 | Roca |
| Pozuelos* | 14/09/1995 | 7.3 | Granito |
| Las vigas | 14/09/1995 | 7.3 | Roca |
| Termoeléctrica manz.col. Terreno sub-rasante | 09/10/1995 | 7.5 | ---- |
| Apatzingán | 30/04/1986 | 7.0 | ---- |
| Arteaga | 30/04/1986 | 7.0 | Roca |
| Aeropuerto zihuatanejo | 21/09/1985 | 7.6 | Roca |
| Infiernillo margen derecha* | 21/09/1985 | 7.6 | Brechas y conglomerados |
| La unión | 21/09/1985 | 7.6 | Roca |
| Caleta de campos* | 19/09/1985 | 8.1 | Roca |
| Villita margen derecha | 19/09/1985 | 8.1 | Roca |
| Zacatula* | 19/09/1985 | 8.1 | Arcilla compacta. |
| Infiernillo casa de maquinas | 14/03/1979 | 7.0 | Brechas y conglomerados |

**SISMOS DE FALLA NORMAL.**

| ESTACIÓN SÍSMICA. | FECHA DEL SISMO | MAGNITUD MÁX. | TIPO DE TERRENO. |
|----------------------------|-----------------|---------------|----------------------------|
| Ciudad Serdán | 15 /0 6/1999 | 7.0 | Roca |
| Oaxaca | 15 /0 6/1999 | 7.0 | ---- |
| Temascal margen derecha | 15 /0 6/1999 | 7.0 | Lutitas y areniscas |
| Angostura casa de maquinas | 14/03/1994 | 6.5 | Estructura. |
| Angostura margen derecha | 14/03/1994 | 6.5 | Caliza |
| Angostura subestación | 14/03/1994 | 6.5 | Caliza |
| Angostura margen izquierda | 14/03/1994 | 6.5 | Caliza |
| Chicoasén Poblado | 14/03/1994 | 6.5 | Caliza interestratificada. |
| Chicoasén margen derecha | 14/03/1994 | 6.5 | Lutitas |
| Sismex Puebla | 24/10/1980 | 7.0 | Travertino |

Con el fin de normalizar las aceleraciones máximas del terreno de los registros analizados se utilizarán los resultados de un estudio de peligro sísmico para estado de Michoacán realizado por Jara y Jara (2007). La tabla 3.7 contiene los valores máximos esperados de aceleración del terreno en la zona de localización del puente, para distintos periodos de retorno. Cada uno de los registros sísmicos de las estaciones fue escalado a los valores de la tabla mencionada anteriormente. De esta manera, se contará con cuatro acelerogramas para cada registro con los que se realizará el *análisis dinámico no lineal* del puente.

Tabla 3.7 Aceleraciones máximas esperadas en la zona donde se ubica el puente (Jara y Jara, 2007).

| $A_{máx}$ (gales) | T_r (años) |
|----------------------|-----------------|
| 152 | 50 |
| 198 | 100 |
| 347 | 500 |
| 420 | 1000 |

3.2.3. Capacidad de los Cilindros.

A continuación se determinan la capacidad de desplazamiento y la capacidad de disipación de energía de los cilindros. Los resultados definen los parámetros μ_u , μ_d y μ_h que intervienen en la ecuación (A). La ductilidad de desplazamiento última μ_u se obtiene de un análisis momento – curvatura de los cilindros, mientras que las ductilidades de desplazamientos máximos (μ_d) y de energía (μ_h), se obtienen de análisis no lineales llevados a cabo para el conjunto de registros sísmicos utilizados.

3.2.3.1. Capacidad de desplazamientos.

3.2.3.1.1. Análisis Momento – Curvatura.

La capacidad de desplazamientos se obtiene a partir de las gráficas momento – curvatura ($M - \phi$), con ayuda de la mecánica de materiales. Las gráficas $M - \phi$ se obtuvieron en el programa CSiCol 8.3.1 para las cargas axiales de la condición permanente en la parte inferior de los cilindros (sobre las tapas). Las curvas obtenidas se muestran en la Fig. 3.2, que corresponden a dos modelos de constitutivos del acero (Park y elastoplástico).

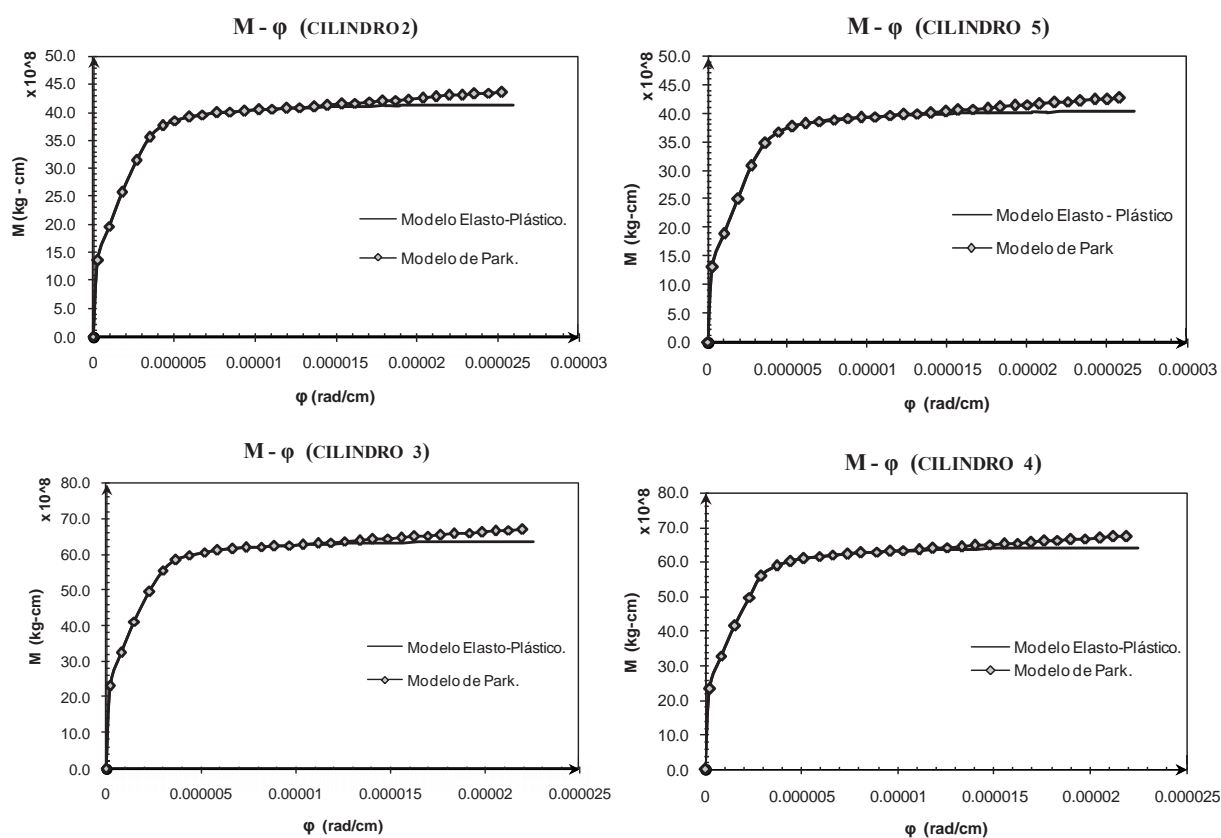


Figura 3.2 Diagramas Momento – Curvatura para los cilindros del puente.

De las figuras anteriores se obtienen las curvaturas reales de fluencia y última, ϕ_y y ϕ_u , respectivamente, para los cilindros del puente. A partir de estos valores y con ayuda de la mecánica de materiales, se establece lo siguiente:



$$\Delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3}$$

$$\Delta_i = \theta_i * \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\theta_i = L_p (\varphi_u - \varphi_y)$$

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_{bl} \geq 0.044f_y d_{bl}$$

Donde:

- Δ_y = Desplazamiento de fluencia.
- φ_y = Curvatura de fluencia.
- L = Longitud o altura del elemento.
- Δ_i = Desplazamiento inelástico.
- θ_i = Rotación inelástica.
- L_p = Longitud de la articulación plástica.
- φ_u = Curvatura última.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.
- d_{bl} = Diámetro de las barras longitudinales.

Por medio de las expresiones anteriores se obtiene la capacidad de desplazamientos de los cilindros y, por lo tanto, la ductilidad de desplazamiento último, μ_u :

Tabla 3.8 Propiedades de fluencia de los cilindros.

| Cil | L_{ap} (mm) | φ_y (rad/mm) | φ_u (rad/mm) | θ_y (rad) | θ_u (rad) | Δ_y (mm) | Δ_u (mm) | μ_u |
|-----|------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------|
| 2 | 4252.23 | 1.63E-07 | 2.53E-06 | 0.000694 | 0.010758 | 133.10 | 609.70 | 4.58 |
| 3 | 5833.83 | 9.27E-08 | 2.26E-06 | 0.000541 | 0.013184 | 148.21 | 986.90 | 6.66 |
| 4 | 5953.83 | 9.03E-08 | 2.19E-06 | 0.000538 | 0.013039 | 150.67 | 997.92 | 6.62 |
| 5 | 3833.83 | 1.28E-07 | 2.58E-06 | 0.000491 | 0.009891 | 83.56 | 481.51 | 5.76 |

3.2.3.1.2. Historias de desplazamientos en el tiempo (sismos de subducción).

Como resultado de los análisis dinámicos no lineales, se obtienen las ductilidades de desplazamiento, μ_d , provocadas por los sismos de subducción. Cuando se desarrollan valores grandes de ductilidad, el puente no tendrá capacidad suficiente y, por lo tanto, presentará un grado de daño mayor en función de estos y otros parámetros indicados en la ecuación (A).

En la tabla 3.9, se presentan los valores máximos de desplazamiento (D) y cortante (V) para los cilindros del puente obtenidos de los análisis no lineales. A partir de estos datos se obtiene el término μ_d de la ecuación para determinar el índice de daño (Ec. A) para cada registro. Los valores de μ_d se presentarán en la determinación de los índices de daño.



Tabla 3.9 Valores máximos de cortante y desplazamientos obtenidos de los análisis.

| Ac = 152 Gales | | | | | | | | | |
|------------------|--------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V | D | V | D | V | D | V | D |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 313600.0 | 0.88 | 268100.0 | 1.15 | 279300.0 | 1.21 | 257900.0 | 0.75 |
| | SMAR8206A | 386500.0 | 0.80 | 283200.0 | 1.54 | 288300.0 | 1.53 | 302600.0 | 0.71 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 116400.0 | 0.43 | 264300.0 | 0.90 | 271200.0 | 0.88 | 156500.0 | 0.41 |
| | MZ019510A | 484000.0 | 4.74 | 697400.0 | 9.76 | 702600.0 | 10.00 | 429200.0 | 4.03 |
| | MZ019510B | 318200.0 | 1.89 | 463100.0 | 3.98 | 461200.0 | 4.03 | 280400.0 | 1.75 |
| | MZ019510C | 202600.0 | 1.11 | 253400.0 | 2.29 | 259700.0 | 2.40 | 243000.0 | 0.89 |
| | MZ019510D | 172600.0 | 0.90 | 252400.0 | 2.09 | 271300.0 | 2.27 | 244300.0 | 0.78 |
| | MZ019510E | 275100.0 | 1.13 | 251700.0 | 2.74 | 265900.0 | 2.78 | 223100.0 | 0.98 |
| | MZ029510 | 530300.0 | 5.90 | 799500.0 | 10.88 | 794900.0 | 11.32 | 490000.0 | 4.93 |
| | MZ039510 | 127200.0 | 0.42 | 311800.0 | 0.69 | 318700.0 | 0.71 | 214600.0 | 0.43 |
| | MZ039510A | 440000.0 | 5.65 | 849300.0 | 11.19 | 852700.0 | 11.46 | 509300.0 | 5.26 |
| | MZ039510B | 254100.0 | 1.55 | 409500.0 | 3.27 | 408800.0 | 3.28 | 226600.0 | 1.34 |
| | MZ039510C | 123500.0 | 0.52 | 323000.0 | 1.22 | 323200.0 | 1.19 | 225600.0 | 0.50 |
| | MZ039510D | 272800.0 | 1.81 | 382400.0 | 4.04 | 369200.0 | 4.24 | 232200.0 | 1.59 |
| | MZ049510 | 382700.0 | 3.20 | 568600.0 | 6.48 | 588000.0 | 6.75 | 412900.0 | 2.67 |
| | MZ059510 | 216700.0 | 0.62 | 389200.0 | 0.92 | 392300.0 | 0.88 | 250100.0 | 0.64 |
| | MZ059510A | 348100.0 | 4.57 | 747500.0 | 8.61 | 751000.0 | 8.83 | 367400.0 | 4.05 |
| MZ059510B | 277900.0 | 1.15 | 204800.0 | 2.55 | 235200.0 | 2.69 | 212400.0 | 1.14 | |
| MZ079510 | 486900.0 | 5.49 | 752700.0 | 9.51 | 770200.0 | 9.66 | 442100.0 | 4.31 | |
| 14/03/1979 | IN187903 | 439100.0 | 7.40 | 751900.0 | 10.20 | 690600.0 | 9.91 | 580000.0 | 7.28 |
| | INCM7903 | 311700.0 | 3.99 | 440300.0 | 5.15 | 449300.0 | 5.36 | 322100.0 | 4.66 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 96070.0 | 0.37 | 245600.0 | 0.55 | 252700.0 | 0.56 | 99690.0 | 0.33 |
| | COPL9509A | 263900.0 | 0.94 | 292700.0 | 0.95 | 301900.0 | 0.94 | 247600.0 | 0.95 |
| | COPL9509B | 116500.0 | 0.81 | 209700.0 | 1.20 | 218900.0 | 1.28 | 154600.0 | 0.86 |
| | COPL9509C | 545600.0 | 6.07 | 693500.0 | 10.90 | 731200.0 | 11.61 | 522800.0 | 5.31 |
| | POZU9509 | 124900.0 | 0.41 | 283200.0 | 0.35 | 289600.0 | 0.38 | 140400.0 | 0.35 |
| | POZU9509A | 168000.0 | 1.47 | 295300.0 | 2.48 | 322000.0 | 2.44 | 233600.0 | 1.20 |
| | VIGA9509 | 192600.0 | 2.15 | 415500.0 | 3.89 | 422900.0 | 3.98 | 219700.0 | 1.91 |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 372200.0 | 4.04 | 447400.0 | 6.96 | 500900.0 | 6.64 | 418900.0 | 3.52 |
| | CALE8509 | 340200.0 | 3.01 | 439300 | 4.82 | 438000 | 4.83 | 324200 | 2.52 |
| | CALE8509A | 421200.0 | 5.10 | 609100.0 | 6.67 | 638800.0 | 7.38 | 433500.0 | 4.37 |
| | VILE8509 | 404400.0 | 4.50 | 716300.0 | 10.14 | 632800.0 | 9.40 | 413700.0 | 4.21 |
| | ZACA8509 | 440500.0 | 5.13 | 523400.0 | 7.38 | 521900.0 | 7.51 | 459400.0 | 4.53 |
| | ZACA8509A | 228300.0 | 0.93 | 311900.0 | 0.96 | 316700.0 | 1.01 | 191400.0 | 0.94 |
| ZACA8509B | 266900.0 | 1.91 | 501000.0 | 4.43 | 467400.0 | 4.54 | 276700.0 | 1.85 | |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 512600.0 | 6.94 | 794100.0 | 11.13 | 811100.0 | 10.70 | 490200.0 | 5.38 |
| | IN188509 | 350200.0 | 1.34 | 407500.0 | 2.61 | 432800.0 | 2.71 | 247700.0 | 1.17 |
| | INMD8509 | 389200.0 | 2.75 | 386400.0 | 4.87 | 396000.0 | 4.72 | 303200.0 | 2.40 |
| | INMD8509A | 250700.0 | 2.36 | 390300.0 | 3.21 | 417800.0 | 3.28 | 289400.0 | 2.34 |
| UNIO8509 | 331600.0 | 3.26 | 480000.0 | 5.72 | 478700.0 | 5.71 | 316700.0 | 2.86 | |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 497600.0 | 7.66 | 694900.0 | 10.42 | 736900.0 | 10.87 | 559200.0 | 6.35 |
| | ARTG8604 | 308900.0 | 3.87 | 513500.0 | 4.89 | 488500.0 | 5.16 | 351200.0 | 3.47 |
| | IN188604 | 208000.0 | 1.70 | 358800.0 | 3.09 | 393600.0 | 3.18 | 146200.0 | 1.49 |
| | INMD8604 | 378800.0 | 3.37 | 460000.0 | 4.01 | 493200.0 | 3.98 | 359800.0 | 3.05 |
| | INMD8604A | 337100.0 | 3.03 | 539700.0 | 5.84 | 540300.0 | 5.89 | 330300.0 | 2.50 |
| | INMI8604 | 235500.0 | 1.88 | 428800.0 | 2.75 | 424000.0 | 2.75 | 230700.0 | 1.63 |
| INMI8604A | 243500.0 | 1.20 | 325100.0 | 1.64 | 328500.0 | 1.74 | 192700.0 | 1.28 | |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 159700.0 | 0.67 | 279800.0 | 1.72 | 285000.0 | 1.60 | 139200.0 | 0.55 |
| | PNIG9909 | 133200.0 | 0.44 | 240300.0 | 0.68 | 242100.0 | 0.64 | 130500.0 | 0.40 |
| VALORES MEDIOS = | | 301997.3 | 2.7 | 447902.0 | 4.6 | 454444.9 | 4.6 | 302969.2 | 2.4 |



| Ac = 198 Gales | | | | | | | | | |
|------------------|--------------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|-----------|------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V | D | V | D | V | D | V | D |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 338200.0 | 0.96 | 290600.0 | 1.24 | 302800.0 | 1.31 | 278800.0 | 0.81 |
| | SMAR8206A | 434900.0 | 0.92 | 322300.0 | 1.74 | 328100.0 | 1.73 | 343900.0 | 0.81 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 151700.0 | 0.58 | 344500.0 | 1.18 | 353500.0 | 1.16 | 204300.0 | 0.54 |
| | MZ019510A | 580900.0 | 5.83 | 837600.0 | 11.52 | 841700.0 | 11.77 | 506900.0 | 4.95 |
| | MZ019510B | 392000.0 | 2.35 | 577200.0 | 4.97 | 575900.0 | 5.04 | 348600.0 | 2.14 |
| | MZ019510C | 264200.0 | 1.45 | 329400.0 | 2.98 | 337500.0 | 3.11 | 316900.0 | 1.16 |
| | MZ019510D | 225100.0 | 1.17 | 328700.0 | 2.72 | 353400.0 | 2.95 | 318800.0 | 1.02 |
| | MZ019510E | 338700.0 | 1.39 | 309600.0 | 3.37 | 327100.0 | 3.42 | 274500.0 | 1.20 |
| | MZ029510 | 636300.0 | 6.94 | 889200.0 | 11.81 | 869500.0 | 12.16 | 585000.0 | 5.76 |
| | MZ039510 | 143900.0 | 0.48 | 353100.0 | 0.78 | 361000.0 | 0.80 | 243100.0 | 0.48 |
| | MZ039510A | 528100.0 | 6.55 | 935000.0 | 12.50 | 925000.0 | 12.86 | 593900.0 | 6.07 |
| | MZ039510B | 326100.0 | 1.99 | 533800.0 | 4.25 | 532600.0 | 4.27 | 296100.0 | 1.74 |
| | MZ039510C | 135800.0 | 0.57 | 354800.0 | 1.34 | 355100.0 | 1.32 | 248500.0 | 0.54 |
| | MZ039510D | 352100.0 | 2.23 | 490700.0 | 5.04 | 476100.0 | 5.11 | 298200.0 | 2.07 |
| | MZ049510 | 461800.0 | 3.77 | 688900.0 | 7.61 | 701500.0 | 7.93 | 504000.0 | 3.21 |
| | MZ059510 | 265800.0 | 0.76 | 477400.0 | 1.13 | 481100.0 | 1.08 | 306200.0 | 0.78 |
| MZ059510A | 452800.0 | 5.49 | 895000.0 | 10.62 | 885700.0 | 10.89 | 468700.0 | 5.08 | |
| MZ059510B | 363100.0 | 1.51 | 266300.0 | 3.34 | 305700.0 | 3.51 | 278400.0 | 1.48 | |
| MZ079510 | 606500.0 | 6.85 | 934100.0 | 11.58 | 948000.0 | 12.23 | 548700.0 | 5.47 | |
| 14/03/1979 | IN187903 | 757600.0 | 9.18 | 1019000.0 | 11.66 | 854000.0 | 11.78 | 1227000.0 | 8.60 |
| | INCM7903 | 381700.0 | 5.17 | 560200.0 | 6.35 | 572500.0 | 6.61 | 385800.0 | 5.89 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 125100.0 | 0.48 | 320000.0 | 0.71 | 329200.0 | 0.73 | 129900.0 | 0.43 |
| | COPL9509A | 267400.0 | 0.95 | 296600.0 | 0.96 | 305900.0 | 0.96 | 250900.0 | 0.96 |
| | COPL9509B | 151100.0 | 1.06 | 273100.0 | 1.56 | 285100.0 | 1.67 | 202200.0 | 1.12 |
| | COPL9509C | 654800.0 | 7.38 | 812400.0 | 12.50 | 873600.0 | 12.20 | 633400.0 | 6.04 |
| | POZU9509 | 163200.0 | 0.54 | 369000.0 | 0.45 | 377200.0 | 0.49 | 181900.0 | 0.46 |
| | POZU9509A | 218600.0 | 1.91 | 384600.0 | 3.21 | 419300.0 | 3.17 | 304400.0 | 1.56 |
| | VIGA9509 | 246600.0 | 2.77 | 531200.0 | 5.01 | 538400.0 | 5.14 | 282900.0 | 2.46 |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 469800.0 | 5.17 | 555600.0 | 8.72 | 614300.0 | 7.95 | 532300.0 | 4.44 |
| | CALE8509 | 443000.0 | 3.72 | 571900.0 | 6.10 | 570300.0 | 6.14 | 423500.0 | 3.13 |
| | CALE8509A | 538300.0 | 6.38 | 757100.0 | 8.32 | 795200.0 | 9.15 | 556200.0 | 5.49 |
| | VILE8509 | 432300.0 | 4.83 | 766100.0 | 10.82 | 680200.0 | 10.06 | 440500.0 | 4.50 |
| | ZACA8509 | 541900.0 | 6.57 | 672900.0 | 8.81 | 635800.0 | 8.98 | 585000.0 | 5.71 |
| | ZACA8509A | 296400.0 | 1.21 | 406300.0 | 1.25 | 412600.0 | 1.30 | 246900.0 | 1.23 |
| | ZACA8509B | 344800.0 | 2.49 | 635200.0 | 5.41 | 596500.0 | 5.54 | 360500.0 | 2.39 |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 630500.0 | 8.54 | 926900.0 | 12.09 | 939800.0 | 12.89 | 609000.0 | 6.59 |
| | IN188509 | 370300.0 | 1.42 | 431300.0 | 2.76 | 458000.0 | 2.87 | 262300.0 | 1.24 |
| | INMD8509 | 454600.0 | 3.22 | 453900.0 | 5.57 | 460600.0 | 5.42 | 350600.0 | 2.77 |
| | INMD8509A | 264600.0 | 2.48 | 411800.0 | 3.38 | 441900.0 | 3.45 | 304900.0 | 2.47 |
| | UNIO8509 | 340900.0 | 3.35 | 492800.0 | 5.88 | 491700.0 | 5.87 | 325900.0 | 2.93 |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 508400.0 | 7.83 | 1066000.0 | 10.63 | 712000.0 | 11.09 | 572000.0 | 6.49 |
| | ARTG8604 | 323900.0 | 4.05 | 537700.0 | 5.10 | 511500.0 | 5.39 | 368200.0 | 3.62 |
| | IN188604 | 270300.0 | 2.19 | 467600.0 | 4.03 | 511800.0 | 4.15 | 193400.0 | 1.94 |
| | INMD8604 | 383600.0 | 3.41 | 466200.0 | 4.06 | 499400.0 | 4.03 | 364300.0 | 3.08 |
| | INMD8604A | 434700.0 | 3.85 | 691700.0 | 7.35 | 690500.0 | 7.41 | 426600.0 | 3.20 |
| | INMI8604 | 305200.0 | 2.42 | 558500.0 | 3.54 | 552300.0 | 3.52 | 300200.0 | 2.11 |
| | INMI8604A | 316200.0 | 1.55 | 423500.0 | 2.12 | 427900.0 | 2.26 | 250000.0 | 1.66 |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 191800.0 | 0.80 | 335700.0 | 2.06 | 342000.0 | 1.92 | 167000.0 | 0.66 |
| | PNIG9909 | 153200.0 | 0.50 | 276300.0 | 0.78 | 278300.0 | 0.74 | 150000.0 | 0.46 |
| VALORES MEDIOS = | | 366914.3 | 3.2 | 543455.1 | 5.3 | 539573.5 | 5.4 | 374514.3 | 2.8 |



| Ac = 273 Gales | | | | | | | | | |
|------------------|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|-------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V | D | V | D | V | D | V | D |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 460100.0 | 1.31 | 399100.0 | 1.69 | 416100.0 | 1.80 | 383400.0 | 1.11 |
| | SMAR8206A | 581200.0 | 1.31 | 444400.0 | 2.35 | 452400.0 | 2.37 | 472400.0 | 1.15 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 208300.0 | 0.82 | 475200.0 | 1.62 | 487600.0 | 1.59 | 282200.0 | 0.75 |
| | MZ019510A | 725200.0 | 6.82 | 858000.0 | 12.37 | 810300.0 | 12.63 | 649300.0 | 5.75 |
| | MZ019510B | 517200.0 | 2.99 | 763500.0 | 6.56 | 761300.0 | 6.63 | 468100.0 | 2.73 |
| | MZ019510C | 364900.0 | 1.97 | 451400.0 | 4.02 | 461200.0 | 4.19 | 438000.0 | 1.58 |
| | MZ019510D | 311100.0 | 1.60 | 453300.0 | 3.71 | 487300.0 | 3.99 | 439400.0 | 1.40 |
| | MZ019510E | 466900.0 | 1.85 | 426800.0 | 4.57 | 451000.0 | 4.62 | 378400.0 | 1.60 |
| | MZ029510 | 772200.0 | 8.42 | 1009000.0 | 14.16 | 987600.0 | 14.41 | 697100.0 | 7.02 |
| | MZ039510 | 198800.0 | 0.66 | 486800.0 | 1.07 | 497700.0 | 1.10 | 335000.0 | 0.67 |
| | MZ039510A | 723700.0 | 7.85 | 1000000.0 | 13.24 | 995100.0 | 13.34 | 719800.0 | 7.25 |
| | MZ039510B | 433100.0 | 2.68 | 720800.0 | 5.72 | 718900.0 | 5.73 | 396900.0 | 2.33 |
| | MZ039510C | 187600.0 | 0.78 | 489000.0 | 1.85 | 489500.0 | 1.83 | 345900.0 | 0.76 |
| | MZ039510D | 474100.0 | 2.78 | 659900.0 | 6.49 | 642100.0 | 6.57 | 401300.0 | 2.84 |
| | MZ049510 | 607500.0 | 4.97 | 878700.0 | 9.72 | 901800.0 | 10.04 | 664900.0 | 4.24 |
| | MZ059510 | 366700.0 | 1.03 | 657800.0 | 1.53 | 662900.0 | 1.47 | 420700.0 | 1.08 |
| | MZ059510A | 628400.0 | 6.99 | 1065000.0 | 12.88 | 1033000.0 | 13.23 | 613600.0 | 6.55 |
| MZ059510B | 498100.0 | 2.03 | 367100.0 | 4.40 | 415900.0 | 4.61 | 384100.0 | 2.04 | |
| MZ079510 | 759500.0 | 8.47 | 1053000.0 | 13.47 | 1041000.0 | 14.19 | 687600.0 | 7.00 | |
| 14/03/1979 | IN187903 | 1040000.0 | 10.45 | 1031000.0 | 14.34 | 1071000.0 | 14.56 | 1686000.0 | 11.30 |
| | INCM7903 | 489500.0 | 7.06 | 741100.0 | 8.29 | 756700.0 | 8.51 | 507800.0 | 7.82 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 172400.0 | 0.66 | 441200.0 | 0.98 | 453900.0 | 1.01 | 179100.0 | 0.59 |
| | COPL9509A | 368700.0 | 1.30 | 409000.0 | 1.32 | 421700.0 | 1.31 | 346200.0 | 1.32 |
| | COPL9509B | 207300.0 | 1.46 | 376600.0 | 2.15 | 393200.0 | 2.31 | 279100.0 | 1.54 |
| | COPL9509C | 695500.0 | 10.60 | 1017000.0 | 18.02 | 1038000.0 | 18.90 | 814900.0 | 8.61 |
| | POZU9509 | 226300.0 | 0.74 | 508800.0 | 0.62 | 520100.0 | 0.67 | 249500.0 | 0.64 |
| | POZU9509A | 298400.0 | 2.62 | 530400.0 | 4.24 | 578100.0 | 4.29 | 418400.0 | 2.13 |
| | VIGA9509 | 327300.0 | 3.71 | 708800.0 | 6.62 | 717800.0 | 6.79 | 385600.0 | 3.30 |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 631100.0 | 6.97 | 706200.0 | 11.02 | 1014000.0 | 10.77 | 708000.0 | 5.86 |
| | CALE8509 | 607400.0 | 4.76 | 784700.0 | 7.93 | 785500.0 | 7.93 | 581200.0 | 4.00 |
| | CALE8509A | 719400.0 | 8.34 | 1000000.0 | 10.33 | 1048000.0 | 11.18 | 742000.0 | 7.20 |
| | VILE8509 | 579300.0 | 6.55 | 994500.0 | 14.47 | 932100.0 | 13.53 | 576400.0 | 6.07 |
| | ZACA8509 | 677900.0 | 8.75 | 952900.0 | 11.26 | 813800.0 | 11.56 | 765900.0 | 7.39 |
| | ZACA8509A | 401500.0 | 1.68 | 560200.0 | 1.73 | 568900.0 | 1.75 | 333000.0 | 1.70 |
| | ZACA8509B | 467700.0 | 3.43 | 844100.0 | 6.77 | 796600.0 | 6.93 | 494600.0 | 3.27 |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 812700.0 | 10.49 | 1054000.0 | 13.96 | 1098000.0 | 15.07 | 739600.0 | 8.29 |
| | IN188509 | 507100.0 | 1.99 | 590700.0 | 3.80 | 624800.0 | 3.95 | 366200.0 | 1.72 |
| | INMD8509 | 595100.0 | 4.36 | 612000.0 | 7.08 | 609100.0 | 6.92 | 453300.0 | 3.70 |
| | INMD8509A | 360800.0 | 3.43 | 554200.0 | 4.46 | 602700.0 | 4.53 | 414200.0 | 3.38 |
| | UNIO8509 | 465500.0 | 4.59 | 651100.0 | 7.92 | 652500.0 | 7.93 | 446500.0 | 3.96 |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 1167000.0 | 10.29 | 747700.0 | 12.57 | 1253000.0 | 13.01 | 1073000.0 | 8.52 |
| | ARTG8604 | 449500.0 | 5.50 | 740900.0 | 6.91 | 705700.0 | 7.31 | 511800.0 | 4.89 |
| | IN188604 | 374300.0 | 3.01 | 642800.0 | 5.52 | 697000.0 | 5.66 | 273400.0 | 2.67 |
| | INMD8604 | 527900.0 | 4.72 | 645600.0 | 5.32 | 680300.0 | 5.45 | 499400.0 | 4.22 |
| | INMD8604A | 593900.0 | 5.10 | 933200.0 | 9.69 | 928800.0 | 9.79 | 573800.0 | 4.23 |
| | INMI8604 | 416600.0 | 3.30 | 769900.0 | 4.77 | 761300.0 | 4.75 | 413200.0 | 2.87 |
| | INMI8604A | 431900.0 | 2.16 | 582200.0 | 2.89 | 585200.0 | 3.09 | 340700.0 | 2.29 |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 262400.0 | 1.10 | 462600.0 | 2.84 | 471200.0 | 2.64 | 230300.0 | 0.91 |
| | PNIG9909 | 210700.0 | 0.67 | 381000.0 | 1.07 | 383700.0 | 1.02 | 206300.0 | 0.62 |
| VALORES MEDIOS = | | 497340.8 | 4.2 | 686391.8 | 6.7 | 707661.2 | 6.9 | 505867.3 | 3.7 |



| Ac = 347 Gales | | | | | | | | | |
|------------------|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|-------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V | D | V | D | V | D | V | D |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 560400.0 | 1.63 | 505200.0 | 2.13 | 525400.0 | 2.28 | 486000.0 | 1.42 |
| | SMAR8206A | 728000.0 | 1.72 | 564800.0 | 2.96 | 575100.0 | 2.95 | 596500.0 | 1.49 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 263100.0 | 1.04 | 603600.0 | 2.04 | 619300.0 | 2.00 | 359900.0 | 0.94 |
| | MZ019510A | 858700.0 | 7.57 | 984100.0 | 14.03 | 950800.0 | 14.29 | 784700.0 | 6.96 |
| | MZ019510B | 632400.0 | 3.66 | 934800.0 | 7.94 | 930300.0 | 8.03 | 584000.0 | 3.28 |
| | MZ019510C | 463300.0 | 2.40 | 560000.0 | 4.83 | 572800.0 | 5.05 | 557300.0 | 1.93 |
| | MZ019510D | 396200.0 | 2.01 | 576100.0 | 4.64 | 619400.0 | 4.76 | 558000.0 | 1.75 |
| | MZ019510E | 584700.0 | 2.25 | 542500.0 | 5.52 | 573100.0 | 5.55 | 480800.0 | 1.94 |
| | MZ029510 | 895100.0 | 9.84 | 1100000.0 | 18.14 | 1079000.0 | 18.13 | 821700.0 | 8.30 |
| | MZ039510 | 253000.0 | 0.83 | 618800.0 | 1.36 | 632500.0 | 1.39 | 420500.0 | 0.85 |
| | MZ039510A | 804200.0 | 9.19 | 1144000.0 | 17.20 | 1106000.0 | 17.40 | 859700.0 | 8.23 |
| | MZ039510B | 537300.0 | 3.36 | 885200.0 | 6.95 | 885200.0 | 6.96 | 490400.0 | 2.90 |
| | MZ039510C | 239100.0 | 1.00 | 621500.0 | 2.35 | 621900.0 | 2.33 | 441100.0 | 0.98 |
| | MZ039510D | 589600.0 | 3.50 | 824700.0 | 7.71 | 802300.0 | 7.80 | 500300.0 | 3.57 |
| | MZ049510 | 733700.0 | 6.11 | 1038000.0 | 11.20 | 1030000.0 | 11.69 | 795200.0 | 5.23 |
| | MZ059510 | 466400.0 | 1.30 | 831800.0 | 1.87 | 839100.0 | 1.79 | 532900.0 | 1.37 |
| MZ059510A | 799800.0 | 8.04 | 1220000.0 | 14.06 | 1186000.0 | 14.27 | 737500.0 | 7.49 | |
| MZ059510B | 626000.0 | 2.44 | 471100.0 | 5.32 | 521600.0 | 5.39 | 486700.0 | 2.58 | |
| MZ079510 | 884400.0 | 9.59 | 1172000.0 | 15.10 | 1205000.0 | 15.36 | 821700.0 | 8.29 | |
| 14/03/1979 | IN187903 | 1667000.0 | 12.9 | 1205000.0 | 17.46 | 1297000.0 | 17.60 | 1775000.0 | 13.82 |
| | INCM7903 | 590200.0 | 8.90 | 914800.0 | 10.13 | 931400.0 | 10.23 | 752900.0 | 9.64 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 219000.0 | 0.85 | 560800.0 | 1.24 | 577000.0 | 1.29 | 227600.0 | 0.75 |
| | COPL9509A | 468800.0 | 1.65 | 519800.0 | 1.67 | 536000.0 | 1.66 | 440400.0 | 1.68 |
| | COPL9509B | 261700.0 | 1.86 | 478800.0 | 2.73 | 499900.0 | 2.92 | 353000.0 | 1.95 |
| | COPL9509C | 708800.0 | 15.4 | 1152000.0 | 26.65 | 1158000.0 | 27.61 | 759400.0 | 12.39 |
| | POZU9509 | 288700.0 | 0.95 | 646800.0 | 0.80 | 661200.0 | 0.86 | 317100.0 | 0.81 |
| | POZU9509A | 376700.0 | 3.28 | 672300.0 | 5.09 | 732700.0 | 5.29 | 529000.0 | 2.66 |
| | VIGA9509 | 404700.0 | 4.57 | 874100.0 | 8.01 | 888200.0 | 8.22 | 484600.0 | 4.07 |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 2060000.0 | 8.59 | 1045000.0 | 12.81 | 1210000.0 | 11.99 | 859900.0 | 7.09 |
| | CALE8509 | 765300.0 | 5.69 | 985700.0 | 9.78 | 996400.0 | 9.17 | 734900.0 | 4.80 |
| | CALE8509A | 868800.0 | 9.61 | 1201000.0 | 12.67 | 1255000.0 | 13.44 | 913000.0 | 8.69 |
| | VILE8509 | 706300.0 | 8.26 | 1232000.0 | 18.41 | 1190000.0 | 17.69 | 703600.0 | 7.70 |
| | ZACA8509 | 752000.0 | 11.1 | 1234000.0 | 12.53 | 1072000.0 | 13.58 | 821300.0 | 9.06 |
| | ZACA8509A | 493800.0 | 2.15 | 712000.0 | 2.19 | 723000.0 | 2.20 | 419700.0 | 2.17 |
| ZACA8509B | 580600.0 | 4.34 | 1017000.0 | 8.54 | 986300.0 | 8.69 | 621400.0 | 4.11 | |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 863600.0 | 11.9 | 1224000.0 | 21.18 | 1272000.0 | 22.57 | 870200.0 | 9.47 |
| | IN188509 | 628200.0 | 2.52 | 739200.0 | 4.71 | 777300.0 | 4.86 | 470300.0 | 2.20 |
| | INMD8509 | 726500.0 | 5.36 | 773500.0 | 8.45 | 769100.0 | 8.28 | 546000.0 | 4.53 |
| | INMD8509A | 464300.0 | 4.31 | 688500.0 | 5.33 | 746800.0 | 5.42 | 524400.0 | 4.24 |
| UNIO8509 | 586600.0 | 5.78 | 815200.0 | 9.78 | 834700.0 | 9.81 | 565400.0 | 4.89 | |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 1253000.0 | 11.1 | 1445000.0 | 15.54 | 1069000.0 | 14.07 | 1096000.0 | 9.50 |
| | ARTG8604 f | 567400.0 | 6.87 | 937300.0 | 8.70 | 895700.0 | 9.22 | 644400.0 | 6.09 |
| | IN188604 | 472600.0 | 3.82 | 812300.0 | 6.93 | 874400.0 | 7.12 | 352300.0 | 3.33 |
| | INMD8604 | 667100.0 | 5.97 | 823300.0 | 6.44 | 860900.0 | 6.70 | 632700.0 | 5.33 |
| | INMD8604A | 743300.0 | 6.28 | 1143000.0 | 11.98 | 1165000.0 | 12.09 | 713800.0 | 5.21 |
| | INMI8604 | 524800.0 | 4.15 | 978200.0 | 5.93 | 967300.0 | 5.96 | 525000.0 | 3.58 |
| INMI8604A | 544100.0 | 2.75 | 737000.0 | 3.61 | 737000.0 | 3.88 | 428800.0 | 2.89 | |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 326900.0 | 1.39 | 587100.0 | 3.59 | 598600.0 | 3.35 | 293000.0 | 1.15 |
| | PNIG9909 | 267800.0 | 0.86 | 484200.0 | 1.35 | 487600.0 | 1.29 | 262200.0 | 0.79 |
| VALORES MEDIOS = | | 636000.0 | 5.1 | 853818.4 | 8.4 | 858046.9 | 8.5 | 611269.4 | 4.6 |



| Ac = 420 Gales | | | | | | | | | |
|------------------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|--------|
| SISMO | ACELERO-GRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 801700.0 | 2.26 | 724700.0 | 3.12 | 753500.0 | 3.25 | 698500.0 | 2.05 |
| | SMAR8206A | 993700.0 | 2.35 | 782500.0 | 3.87 | 798100.0 | 3.89 | 818300.0 | 2.07 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 315900.0 | 1.24 | 730000.0 | 2.44 | 749000.0 | 2.38 | 437900.0 | 1.12 |
| | MZ019510A | 950700.0 | 8.80 | 1090000.0 | 17.42 | 1064000.0 | 17.74 | 929900.0 | 7.96 |
| | MZ019510B | 757100.0 | 4.46 | 1125000.0 | 9.45 | 1118000.0 | 9.59 | 718100.0 | 3.87 |
| | MZ019510C | 560900.0 | 2.76 | 657200.0 | 5.47 | 672600.0 | 5.73 | 670800.0 | 2.24 |
| | MZ019510D | 479800.0 | 2.40 | 697500.0 | 5.45 | 749700.0 | 5.56 | 674800.0 | 2.01 |
| | MZ019510E | 729000.0 | 2.73 | 695300.0 | 6.52 | 734500.0 | 6.56 | 616600.0 | 2.32 |
| | MZ029510 | 1012000.0 | 10.98 | 1214000.0 | 20.75 | 1198000.0 | 20.73 | 944300.0 | 9.51 |
| | MZ039510 | 353100.0 | 1.14 | 860100.0 | 1.88 | 879600.0 | 1.91 | 566400.0 | 1.18 |
| | MZ039510A | 860700.0 | 14.21 | 1366000.0 | 25.62 | 1374000.0 | 25.92 | 900800.0 | 10.22 |
| | MZ039510B | 638100.0 | 4.01 | 1039000.0 | 8.08 | 1042000.0 | 8.09 | 583900.0 | 3.45 |
| | MZ039510C | 342200.0 | 1.44 | 890600.0 | 3.34 | 890400.0 | 3.33 | 632600.0 | 1.41 |
| | MZ039510D | 702700.0 | 4.19 | 986300.0 | 8.84 | 957300.0 | 8.97 | 590400.0 | 4.29 |
| | MZ049510 | 867400.0 | 6.99 | 1184000.0 | 12.97 | 1169000.0 | 13.19 | 951200.0 | 5.97 |
| | MZ059510 | 597400.0 | 1.66 | 1053000.0 | 2.34 | 1064000.0 | 2.23 | 682900.0 | 1.75 |
| | MZ059510A | 809600.0 | 9.20 | 1348000.0 | 17.17 | 1338000.0 | 17.48 | 877100.0 | 8.29 |
| MZ059510B | 748900.0 | 2.93 | 578500.0 | 6.16 | 626900.0 | 6.24 | 585000.0 | 3.09 | |
| MZ079510 | 970100.0 | 10.21 | 1282000.0 | 18.98 | 1339000.0 | 19.33 | 913400.0 | 9.61 | |
| 14/03/1979 | IN187903 | 2298000.0 | 17.05 | 1370000.0 | 21.41 | 1400000.0 | 20.99 | 2097000.0 | 16.24 |
| | INCM7903 | 698500.0 | 10.54 | 1244000.0 | 11.02 | 1082000.0 | 10.92 | 1737000.0 | 11.42 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 264600.0 | 1.03 | 678800.0 | 1.51 | 698400.0 | 1.56 | 275500.0 | 0.91 |
| | COPL9509A | 729500.0 | 2.55 | 811200.0 | 2.57 | 835400.0 | 2.55 | 685400.0 | 2.60 |
| | COPL9509B | 314000.0 | 2.24 | 579400.0 | 3.29 | 605000.0 | 3.43 | 425500.0 | 2.32 |
| | COPL9509C | 918700.0 | 21.78 | 1301000.0 | 35.92 | 1305000.0 | 37.18 | 920100.0 | 18.35 |
| | POZU9509 | 349700.0 | 1.14 | 782800.0 | 0.98 | 800300.0 | 1.06 | 384100.0 | 0.97 |
| | POZU9509A | 453200.0 | 3.90 | 809000.0 | 5.79 | 878700.0 | 6.16 | 638800.0 | 3.14 |
| VIGA9509 | 479200.0 | 5.40 | 1031000.0 | 9.29 | 1048000.0 | 9.54 | 576900.0 | 4.81 | |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 1141000.0 | 10.09 | 1860000.0 | 14.67 | 1284000.0 | 13.53 | 933300.0 | 8.26 |
| | CALE8509 | 918900.0 | 6.74 | 1194000.0 | 13.10 | 1205000.0 | 12.44 | 886400.0 | 5.35 |
| | CALE8509A | 935900.0 | 11.57 | 1344000.0 | 14.87 | 1409000.0 | 15.54 | 957700.0 | 10.22 |
| | VILE8509 | 904100.0 | 13.00 | 1476000.0 | 22.19 | 1457000.0 | 21.60 | 911200.0 | 10.24 |
| | ZACA8509 | 866100.0 | 14.03 | 1508000.0 | 15.22 | 1320000.0 | 16.49 | 830300.0 | 11.50 |
| | ZACA8509A | 583000.0 | 2.62 | 860100.0 | 2.66 | 873600.0 | 2.62 | 502600.0 | 2.64 |
| ZACA8509B | 693500.0 | 5.22 | 1048000.0 | 10.03 | 1002000.0 | 10.51 | 741200.0 | 4.93 | |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 860900.0 | 15.35 | 1403000.0 | 26.35 | 1472000.0 | 26.20 | 923000.0 | 11.36 |
| | IN188509 | 899100.0 | 3.79 | 1065000.0 | 6.28 | 1107000.0 | 6.47 | 693100.0 | 3.37 |
| | INMD8509 | 889400.0 | 6.88 | 995800.0 | 10.59 | 997700.0 | 10.50 | 680000.0 | 5.69 |
| | INMD8509A | 694600.0 | 6.22 | 1019000.0 | 7.41 | 1060000.0 | 7.91 | 759900.0 | 6.06 |
| | UNIO8509 | 893500.0 | 8.79 | 1275000.0 | 14.23 | 1301000.0 | 14.29 | 863900.0 | 6.98 |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 1415000.0 | 13.92 | 2163000.0 | 21.65 | 2511000.0 | 21.56 | 1976000.0 | 12.60 |
| | ARTG8604 | 826300.0 | 10.05 | 1400000.0 | 13.06 | 1342000.0 | 13.77 | 951000.0 | 8.83 |
| | IN188604 | 567300.0 | 4.58 | 976200.0 | 8.28 | 1046000.0 | 8.52 | 428500.0 | 3.96 |
| | INMD8604 | 1011000.0 | 9.08 | 1275000.0 | 8.84 | 1322000.0 | 9.58 | 967200.0 | 8.08 |
| | INMD8604A | 890700.0 | 7.43 | 1153000.0 | 14.25 | 1256000.0 | 14.39 | 852800.0 | 6.19 |
| | INMI8604 | 625800.0 | 4.92 | 1183000.0 | 7.13 | 1170000.0 | 7.19 | 635200.0 | 4.24 |
| | INMI8604A | 654300.0 | 3.33 | 884900.0 | 4.14 | 883300.0 | 4.51 | 516900.0 | 3.45 |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 418300.0 | 1.78 | 766600.0 | 4.64 | 779300.0 | 4.36 | 385100.0 | 1.47 |
| | PNIG9909 | 367900.0 | 1.17 | 663700.0 | 1.85 | 668400.0 | 1.77 | 359800.0 | 1.07 |
| VALORES MEDIOS = | | 756183.7 | 6.5 | 1069881.6 | 10.5 | 1074218.4 | 10.6 | 781393.9 | 5.7 |

Si graficamos los valores de aceleración máxima contra los valores medios de los desplazamientos máximos, se tiene lo mostrado en la figura siguiente (Fig. 3.3):

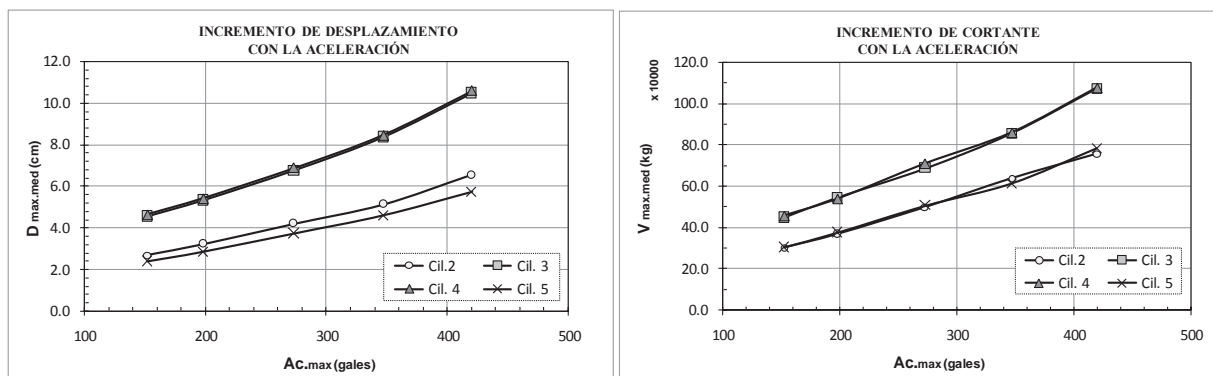
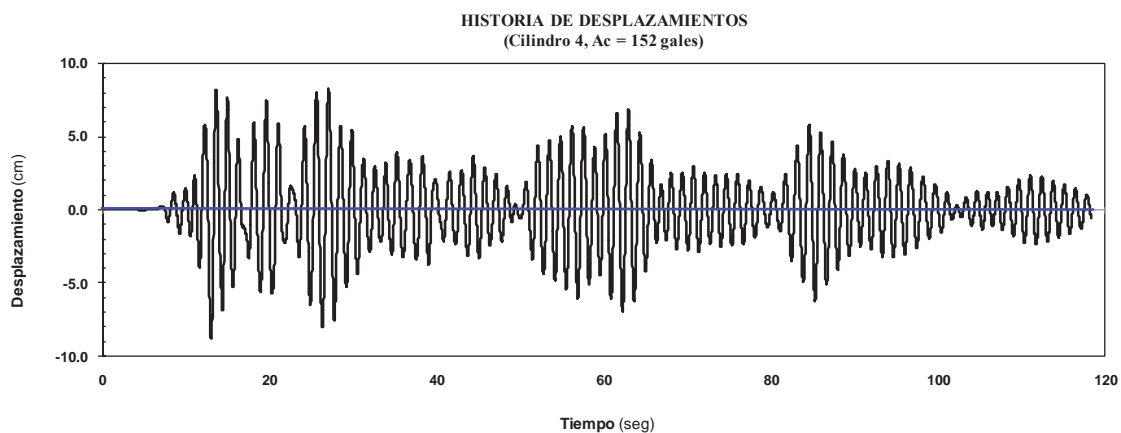


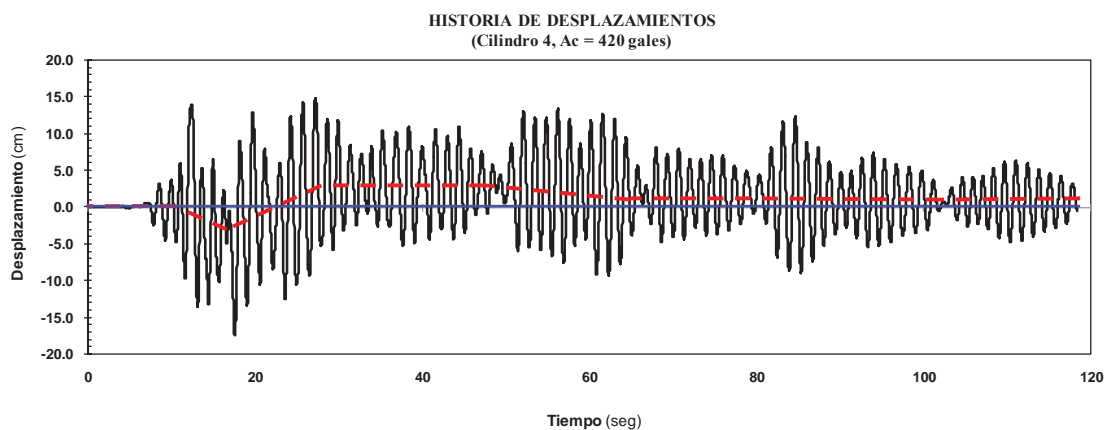
Figura 3.3 Tendencia de la respuesta de desplazamientos y cortantes para los distintos valores de aceleración.

Se pueden hacer observaciones interesantes de las imágenes anteriores: (1) Los desplazamientos de los cilindros 3 y 4 son similares y mayores a los de los cilindros 2 y 5. Esto era de esperarse porque los cilindros 3 y 4 tienen la misma sección transversal. La diferencia entre ellos es la altura, que no refleja diferencias importantes entre ambos comportamientos, pero sí con respecto a la respuesta de los cilindros de menor altura. (2) El incremento de desplazamientos para los cilindros 3 y 4 es de manera no lineal desde aceleraciones pequeñas hasta la mayor, es decir, se va dando un incremento con tendencia exponencial a medida que la aceleración del terreno se incrementa. (3) Los desplazamientos de los cilindros de menor altura (cilindros 2 y 5) van incrementándose de manera lineal hasta un valor de $Ac = 350$ gales, aproximadamente. Después de este punto se observa una tendencia creciente de los valores de desplazamientos, en especial para el cilindro 2. Esto es un resultado aceptable sabiendo que entre el cilindro 2 y el 5, el cilindro 2 es de mayor altura. (4) Se podría pensar que si los cilindros 3 y 4 son más altos, resistirían menos cortante, sin embargo, la gráfica anterior demuestra lo contrario. La explicación es simple: recordemos que estos cilindros son de sección transversal mayor, es decir, de mayor rigidez. Sin embargo, lo anterior sí se cumple para los cilindros 3 y 5, ya que sus cortantes resistentes son un poco mayores en comparación con las de sus similares (4 y 2, respectivamente).

Los valores de los desplazamientos máximos presentados en las tablas anteriores, o incluso los valores medios de dichos desplazamientos, no indican con claridad si alguno de los apoyos (cilindros) sufre daño o incursión en la zona inelástica de comportamiento. Para visualizar lo anterior, la siguiente figura (Fig. 3.4) define claramente el comportamiento no lineal del Cilindro 4 (el de mayor altura) para uno de los eventos registrados en Manzanillo del sismo del 09 de Octubre de 1995. Se trata de la historia de desplazamientos para el nodo superior del cabezal (nodo 29 del modelo).



(a)



(b)

Figura 3.4 Historia de desplazamientos para el cilindro 4. (a) Comportamiento lineal. (b) Comportamiento inelástico.

En la figura anterior se observa un comportamiento lineal del cilindro 4 (Fig. 3.4-a) cuando el puente es sometido a un sismo con una aceleración máxima de 152 gales; ese comportamiento está claramente definido por la oscilación del desplazamiento respecto al eje horizontal de equilibrio; es decir, el cilindro se desplaza en ambos sentidos (+ y -) de manera simétrica. Cuando el puente es sometido a una $A_{c_{max}} = 420$ gales (Fig 3.4 b), la oscilación del desplazamiento ya no es simétrica respecto al eje horizontal cero, sino que va cambiando en el tiempo, indicando así que ha ocurrido un desplazamiento permanente (incursión inelástica) en el cilindro. Se comprobó que para el mismo sismo, pero con $A_{c_{max}} = 198$ gales, el cilindro 4 fluye y su respuesta de desplazamientos en el tiempo es similar a la mostrada en la imagen inferior de la figura, lo cual indica que si se dan las condiciones adecuadas de contenidos de frecuencias y duración en un sismo, no es necesario un incremento grande en aceleración del suelo para provocarle daños al puente.

En la Fig. 3.5, se muestra la historia de desplazamientos para los nodos superiores (27, 28, 29 y 30 del modelo) de los apoyos del puente. La respuesta mostrada es para uno de los registros del sismo del 09 de Octubre de 1995 con una $A_{c_{max}} = 420$ gales. Se puede observar la magnitud de desplazamientos provocados por el sismo y la gran diferencia de respuesta entre un cilindro y otro. La gráfica expone la irregularidad en elevación del puente, ya que para cada apoyo, por ser de distinta altura, existe una respuesta también distinta. Este aspecto es uno de los que intervienen para inferir que el comportamiento del puente podría ser inadecuado para resistir los sismos que puedan presentarse. Se observa en la figura que el comportamiento de los cilindros más altos es similar; el de los cilindros de menor altura también lo es, pero entre los más altos y los más bajos, existe una diferencia importante de comportamiento.

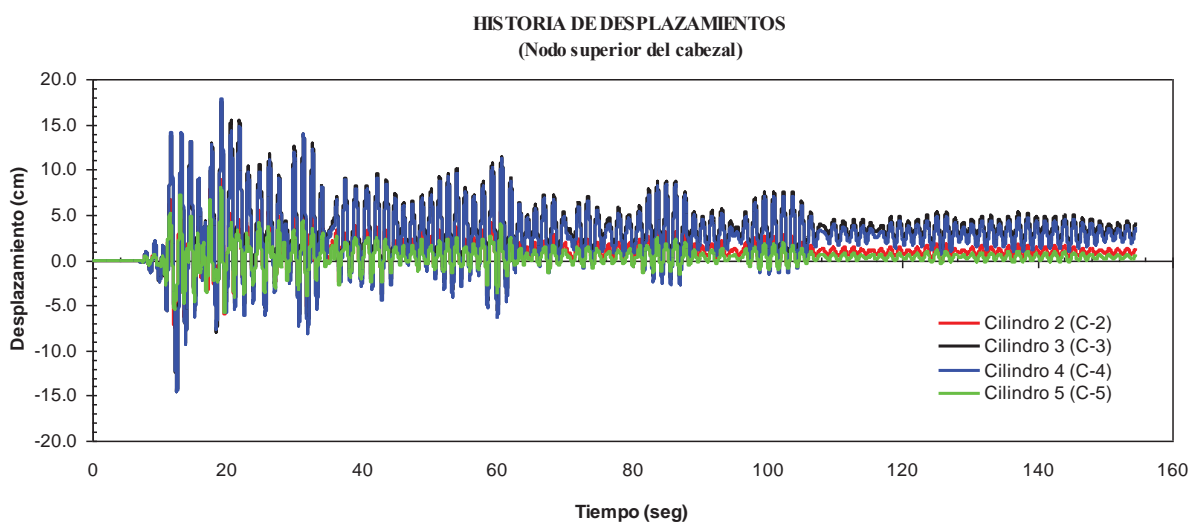
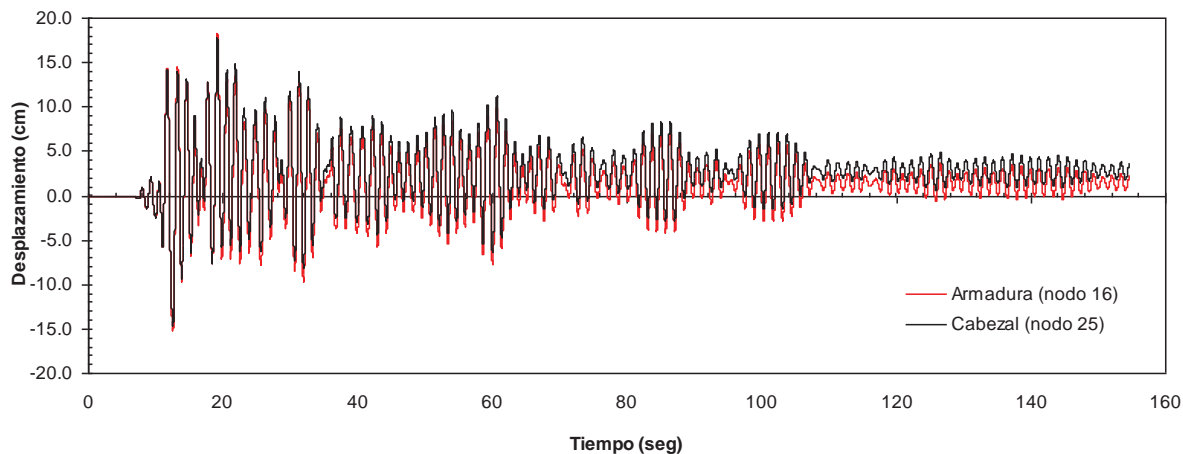


Figura 3.5 Historia de desplazamientos para la parte superior del cabezal en los cilindros.

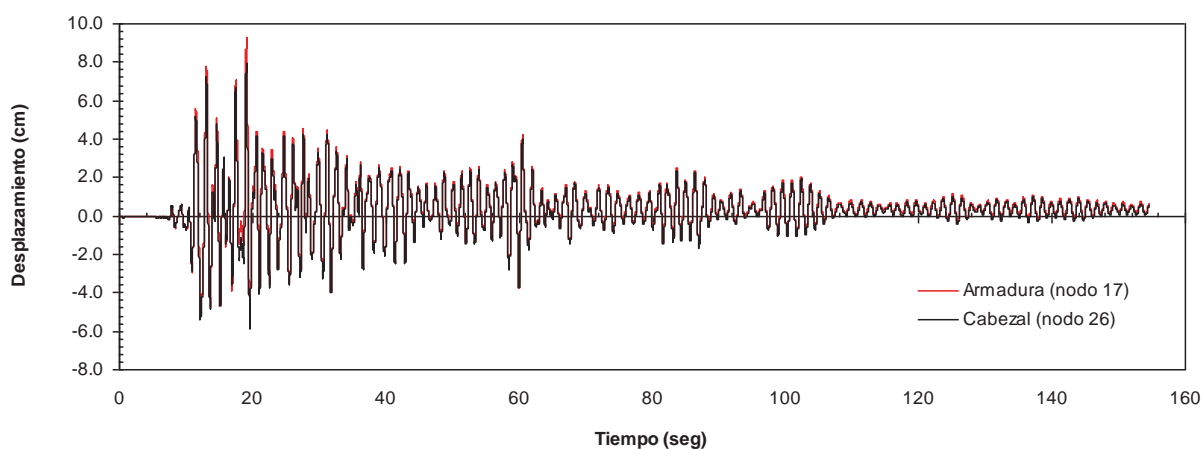
También es importante conocer la *respuesta de los aisladores* para observar su funcionamiento y participación en la respuesta estructural del puente. A continuación se presenta la historia de desplazamientos del aislador en la conexión con la armadura y la conexión con el cabezal (Fig. 3.6). La gráfica a) es la respuesta de los nodos superior e inferior de la barra que representa dos de los aisladores del cilindro 4 (más alto); mientras que la gráfica b) es la respuesta de dos de los aisladores del cilindro 5 (más bajo).

HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS
(Nodos de la barra-aislador en el Cilindro 4)



a)

HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS
(Nodos de la barra-aislador en el Cilindro 5)



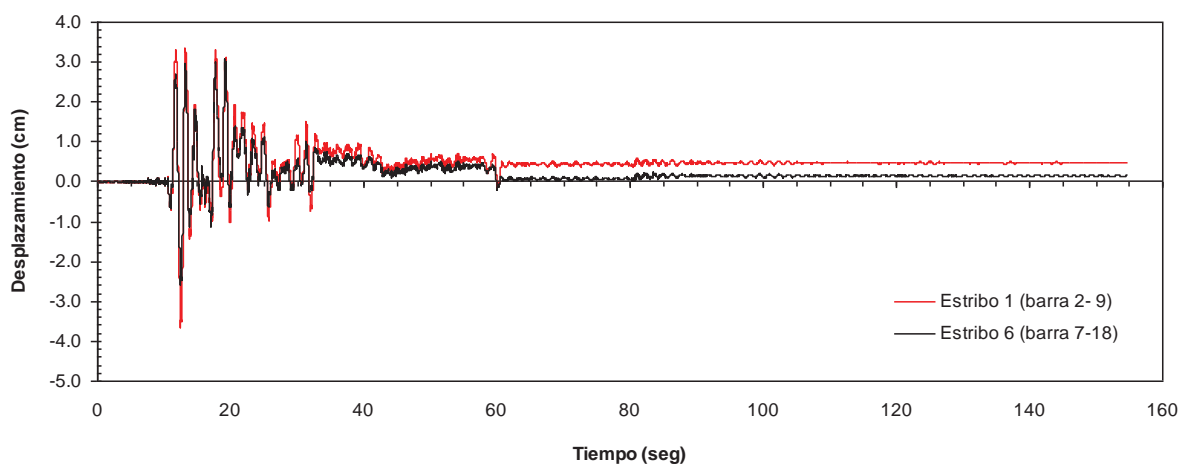
b)

Figura 3.6 Historia de desplazamientos de los nodos superior e inferior del aislador. a) Del cilindro 4. b) Del cilindro 5.

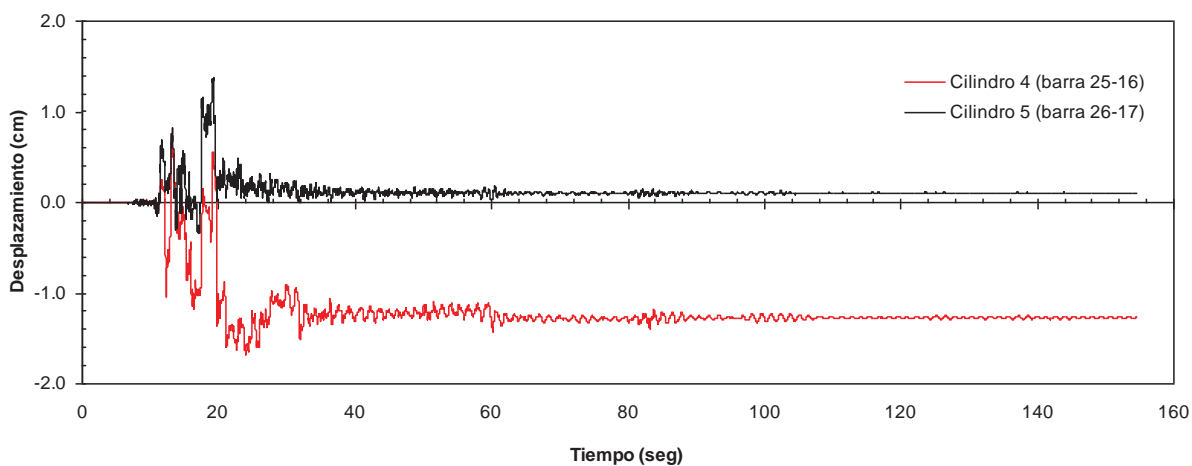
Comparando las gráficas a) y b) de la figura anterior se observa que los desplazamientos del nodo que conecta el aislador con la armadura, son similares a los del nodo que conecta el aislador con el cabezal; siendo un poco más grandes los de la armadura. Esto representa ineficiencia en el sistema de aislamiento del puente, ya que debería haber una diferencia significativa entre los desplazamientos de la armadura (superestructura) y los del cabezal (que representa la superestructura) que mostrara el efecto de desacoplamiento de ambas partes.



En la Fig. 3.7, se observa el comportamiento inelástico del aislador, el cual presenta desplazamientos relativamente pequeños, en magnitud similar a las pruebas realizadas por el fabricante. Se presentan las historias de desplazamientos relativos de las barras que representan los aisladores en los estribos y una de las barras que representa dos de los aisladores en los apoyos centrales del puente, tanto para el apoyo más alto (Cilindro 4), como para el más bajo (Cilindro 5).



(a)



(b)

Figura 3.7 Historia de desplazamientos relativos de los aisladores. (a) En estribos. (b) En los cilindros 4 y 5.

Comparando las gráficas (a) y (b), se observa que los aisladores de los estribos presentan desplazamientos relativos más grandes que los aisladores colocados en los apoyos centrales del puente. Esto nos indica una vez más que los aisladores no realizan de manera eficiente su función y menos lo hacen en los apoyos de menor altura. Así mismo se observa un desfase del movimiento entre los aisladores de las pilas 4 y 5.



3.2.3.1.3. Historias de desplazamientos en el tiempo (sismos de falla normal).

Al igual que los sismos de subducción, se presenta la siguiente tabla (Tabla 3.10) con los valores máximos de desplazamientos y cortantes para cada cilindro y para cada registro escalado para los temblores de fallamiento normal.

Tabla 3.10 Valores máximos de cortante y desplazamientos obtenidos de los análisis.

| Ac = 152 Gales | | | | | | | | | |
|-------------------|--------------|----------|--------|----------|--------|-----------|--------|----------|--------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 277300.0 | 3.7 | 409200.0 | 5.7 | 411600.0 | 6.1 | 307300.0 | 3.8 |
| | ANGC9403 | 253200.0 | 1.2 | 452800.0 | 2.4 | 439300.0 | 2.5 | 244700.0 | 1.2 |
| | ANGD9403 | 338300.0 | 3.6 | 477800.0 | 4.9 | 484200.0 | 5.4 | 320100.0 | 3.2 |
| | ANGE9403 | 452000.0 | 3.8 | 558100.0 | 5.3 | 561300.0 | 5.9 | 426800.0 | 3.3 |
| | ANGI9403 | 358700.0 | 1.9 | 364200.0 | 3.2 | 384300.0 | 3.3 | 335300.0 | 1.7 |
| | ANGM9403 | 299500.0 | 1.5 | 361100.0 | 3.0 | 387000.0 | 3.1 | 284800.0 | 1.5 |
| | CHCS9403 | 204600.0 | 1.5 | 441000.0 | 3.0 | 473600.0 | 2.9 | 218800.0 | 1.6 |
| | CHIC9403 | 254000.0 | 1.3 | 508100.0 | 1.7 | 492000.0 | 1.7 | 222700.0 | 1.4 |
| | CHID9403 | 214900.0 | 1.4 | 558800.0 | 1.6 | 537200.0 | 1.5 | 196000.0 | 1.5 |
| 15/06/1999 | CSER9906 | 323800.0 | 4.6 | 642800.0 | 7.7 | 653600.0 | 8.0 | 326800.0 | 3.4 |
| | OXIG9906 | 231400.0 | 1.7 | 384000.0 | 3.6 | 388200.0 | 3.6 | 242500.0 | 1.4 |
| | TEMC9906 | 256000.0 | 1.3 | 401300.0 | 1.6 | 423100.0 | 1.7 | 233400.0 | 1.2 |
| | TEMD9906 | 231100.0 | 1.8 | 367300.0 | 3.4 | 376800.0 | 3.4 | 273900.0 | 1.5 |
| 24/10/1984 | SXPU8010 | 577400.0 | 7.3 | 749600.0 | 12.7 | 1279000.0 | 13.4 | 552000.0 | 6.0 |
| VALORES MÍNIMOS = | | 204600.0 | 1.2 | 361100.0 | 1.6 | 376800.0 | 1.5 | 196000.0 | 1.2 |
| VALORES MÁXIMOS = | | 577400.0 | 7.3 | 749600.0 | 12.7 | 1279000.0 | 13.4 | 552000.0 | 6.0 |
| VALORES MEDIOS. = | | 305157.1 | 2.6 | 476864.3 | 4.3 | 520800.0 | 4.5 | 298935.7 | 2.3 |

| Ac = 198 Gales | | | | | | | | | |
|-------------------|--------------|----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|----------|--------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 353600.0 | 4.7 | 525200.0 | 6.9 | 530200.0 | 7.5 | 394700.0 | 4.7 |
| | ANGC9403 | 329900.0 | 1.6 | 577100.0 | 3.0 | 566400.0 | 3.1 | 318700.0 | 1.5 |
| | ANGD9403 | 400500.0 | 4.1 | 559500.0 | 5.6 | 568700.0 | 6.2 | 373500.0 | 3.8 |
| | ANGE9403 | 479100.0 | 4.0 | 593300.0 | 5.6 | 597200.0 | 6.2 | 453500.0 | 3.5 |
| | ANGI9403 | 460900.0 | 2.4 | 469900.0 | 4.0 | 496700.0 | 4.2 | 429000.0 | 2.2 |
| | ANGM9403 | 349500.0 | 1.8 | 426300.0 | 3.5 | 456400.0 | 3.6 | 333800.0 | 1.7 |
| | CHCS9403 | 239500.0 | 1.7 | 515000.0 | 3.6 | 552700.0 | 3.4 | 256900.0 | 1.8 |
| | CHIC9403 | 270800.0 | 1.4 | 541700.0 | 1.8 | 519600.0 | 1.8 | 237500.0 | 1.5 |
| | CHID9403 | 220300.0 | 1.4 | 572500.0 | 1.6 | 550600.0 | 1.6 | 200900.0 | 1.5 |
| 15/06/1999 | CSER9906 | 395900.0 | 5.6 | 803500.0 | 9.3 | 818300.0 | 9.7 | 401200.0 | 4.2 |
| | OXIG9906 | 283600.0 | 2.1 | 476100.0 | 4.4 | 480000.0 | 4.4 | 297000.0 | 1.7 |
| | TEMC9906 | 332600.0 | 1.7 | 513000.0 | 2.0 | 534500.0 | 2.2 | 304700.0 | 1.5 |
| | TEMD9906 | 301100.0 | 2.3 | 478400.0 | 4.4 | 490800.0 | 4.4 | 355000.0 | 2.0 |
| 24/10/1984 | SXPU8010 | 675400.0 | 8.4 | 1115000.0 | 13.6 | 1265000.0 | 14.0 | 649200.0 | 6.8 |
| VALORES MÍNIMOS = | | 220300.0 | 1.4 | 426300.0 | 1.6 | 456400.0 | 1.6 | 200900.0 | 1.5 |
| VALORES MÁXIMOS = | | 675400.0 | 8.4 | 1115000.0 | 13.6 | 1265000.0 | 14.0 | 649200.0 | 6.8 |
| VALORES MEDIOS. = | | 363764.3 | 3.1 | 583321.4 | 5.0 | 601935.7 | 5.2 | 357542.9 | 2.7 |



| Ac = 273 Gales | | | | | | | | | |
|-------------------|--------------|----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|----------|--------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 469900.0 | 6.1 | 698400.0 | 8.7 | 705000.0 | 9.5 | 530300.0 | 6.1 |
| | ANGC9403 | 453700.0 | 2.1 | 765900.0 | 4.0 | 762100.0 | 4.1 | 435400.0 | 2.0 |
| | ANGD9403 | 520400.0 | 5.3 | 737400.0 | 7.1 | 749500.0 | 7.7 | 490000.0 | 4.9 |
| | ANGE9403 | 618000.0 | 5.1 | 772200.0 | 7.0 | 778300.0 | 7.8 | 590600.0 | 4.5 |
| | ANGI9403 | 623500.0 | 3.1 | 632000.0 | 5.1 | 667900.0 | 5.3 | 585200.0 | 2.9 |
| | ANGM9403 | 468300.0 | 2.4 | 580600.0 | 4.7 | 618900.0 | 4.7 | 450300.0 | 2.3 |
| | CHCS9403 | 324100.0 | 2.4 | 688400.0 | 4.7 | 737100.0 | 4.5 | 355800.0 | 2.5 |
| | CHIC9403 | 371800.0 | 1.9 | 745300.0 | 2.6 | 714200.0 | 2.5 | 325400.0 | 2.1 |
| | CHID9403 | 304000.0 | 1.9 | 777800.0 | 2.2 | 753500.0 | 2.2 | 275400.0 | 2.0 |
| 15/06/1999 | CSER9906 | 516200.0 | 7.0 | 859700.0 | 10.9 | 863000.0 | 11.3 | 514300.0 | 5.3 |
| | OXIG9906 | 374700.0 | 2.8 | 635300.0 | 6.0 | 640600.0 | 6.0 | 390000.0 | 2.3 |
| | TEMC9906 | 452600.0 | 2.3 | 685900.0 | 2.8 | 706100.0 | 3.0 | 422200.0 | 2.1 |
| | TEMD9906 | 415300.0 | 3.1 | 659400.0 | 5.4 | 676400.0 | 5.7 | 480400.0 | 2.6 |
| 24/10/1984 | SXPU8010 | 852400.0 | 10.4 | 1496000.0 | 17.3 | 1694000.0 | 16.7 | 770900.0 | 7.8 |
| VALORES MÍNIMOS = | | 304000.0 | 1.9 | 580600.0 | 2.2 | 618900.0 | 2.2 | 275400.0 | 2.0 |
| VALORES MÁXIMOS = | | 852400.0 | 10.4 | 1496000.0 | 17.3 | 1694000.0 | 16.7 | 770900.0 | 7.8 |
| VALORES MEDIOS. = | | 483207.1 | 4.0 | 766735.7 | 6.3 | 790471.4 | 6.5 | 472585.7 | 3.5 |

| Ac = 347 Gales | | | | | | | | | |
|-------------------|--------------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 579200.0 | 7.4 | 789800.0 | 10.6 | 766600.0 | 11.5 | 655100.0 | 7.3 |
| | ANGC9403 | 573400.0 | 2.6 | 944100.0 | 4.9 | 946900.0 | 5.1 | 550400.0 | 2.5 |
| | ANGD9403 | 647000.0 | 6.3 | 906400.0 | 8.7 | 922600.0 | 9.1 | 589900.0 | 5.8 |
| | ANGE9403 | 751100.0 | 6.1 | 935600.0 | 8.5 | 944900.0 | 9.3 | 721900.0 | 5.5 |
| | ANGI9403 | 771500.0 | 3.7 | 780900.0 | 6.0 | 825900.0 | 6.2 | 727100.0 | 3.7 |
| | ANGM9403 | 581900.0 | 3.0 | 722900.0 | 5.6 | 770500.0 | 5.7 | 558600.0 | 2.8 |
| | CHCS9403 | 411400.0 | 3.1 | 848000.0 | 5.6 | 905900.0 | 5.4 | 458300.0 | 3.2 |
| | CHIC9403 | 465900.0 | 2.4 | 939100.0 | 3.3 | 907900.0 | 3.3 | 412600.0 | 2.6 |
| | CHID9403 | 384900.0 | 2.4 | 967200.0 | 2.8 | 945100.0 | 2.7 | 343400.0 | 2.6 |
| 15/06/1999 | CSER9906 | 626800.0 | 7.9 | 1017000.0 | 12.9 | 1011000.0 | 13.8 | 624700.0 | 6.2 |
| | OXIG9906 | 462900.0 | 3.6 | 782800.0 | 7.4 | 788500.0 | 7.3 | 477000.0 | 2.9 |
| | TEMC9906 | 562000.0 | 2.8 | 846400.0 | 3.5 | 871000.0 | 3.8 | 534800.0 | 2.6 |
| | TEMD9906 | 527700.0 | 3.8 | 835900.0 | 6.4 | 857700.0 | 6.9 | 596400.0 | 3.2 |
| 24/10/1984 | SXPU8010 | 1165000.0 | 10.4 | 1256000.0 | 20.2 | 1185000.0 | 20.4 | 1286000.0 | 8.4 |
| VALORES MÍNIMOS = | | 384900.0 | 2.4 | 722900.0 | 2.8 | 766600.0 | 2.7 | 343400.0 | 2.5 |
| VALORES MÁXIMOS = | | 1165000.0 | 10.4 | 1256000.0 | 20.2 | 1185000.0 | 20.4 | 1286000.0 | 8.4 |
| VALORES MEDIOS. = | | 607907.1 | 4.7 | 898007.1 | 7.6 | 903535.7 | 7.9 | 609728.6 | 4.2 |



| Ac = 420 Gales | | | | | | | | | |
|-------------------|--------------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| SISMO | ACELEROGRAMA | CIL. 2 | | CIL. 3 | | CIL. 4 | | CIL. 5 | |
| | | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) | V (kg) | D (cm) |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 670600.0 | 8.7 | 972700.0 | 14.0 | 947600.0 | 15.1 | 700600.0 | 8.1 |
| | ANGC9403 | 688700.0 | 3.0 | 1116000.0 | 5.7 | 1126000.0 | 5.9 | 662400.0 | 3.0 |
| | ANGD9403 | 804000.0 | 8.0 | 987600.0 | 10.9 | 989900.0 | 11.7 | 726800.0 | 7.2 |
| | ANGE9403 | 882400.0 | 8.0 | 1245000.0 | 11.7 | 1267000.0 | 13.1 | 988900.0 | 7.4 |
| | ANGI9403 | 915100.0 | 4.3 | 924600.0 | 6.8 | 978000.0 | 7.0 | 861300.0 | 4.5 |
| | ANGM9403 | 749100.0 | 3.7 | 940300.0 | 6.8 | 1000000.0 | 6.9 | 714800.0 | 3.6 |
| | CHCS9403 | 561400.0 | 4.2 | 1094000.0 | 6.9 | 1164000.0 | 6.9 | 621100.0 | 4.2 |
| | CHIC9403 | 677100.0 | 3.5 | 1345000.0 | 4.7 | 1324000.0 | 4.7 | 603500.0 | 3.8 |
| | CHID9403 | 587600.0 | 3.7 | 1425000.0 | 4.1 | 1409000.0 | 4.1 | 500600.0 | 3.9 |
| 15/06/1999 | CSER9906 | 727600.0 | 8.6 | 1161000.0 | 15.5 | 1148000.0 | 15.8 | 746400.0 | 7.1 |
| | OXIG9906 | 571600.0 | 4.5 | 953400.0 | 8.9 | 956300.0 | 8.9 | 592500.0 | 3.6 |
| | TEMC9906 | 666100.0 | 3.4 | 998600.0 | 4.2 | 1030000.0 | 4.5 | 640900.0 | 3.1 |
| | TEMD9906 | 638600.0 | 4.5 | 1005000.0 | 7.5 | 1032000.0 | 8.0 | 708700.0 | 3.8 |
| 24/10/1984 | SXPU8010 | 1106000.0 | 12.7 | 1286000.0 | 25.7 | 1470000.0 | 26.1 | 1207000.0 | 10.0 |
| VALORES MÍNIMOS = | | 561400.0 | 3.0 | 924600.0 | 4.1 | 947600.0 | 4.1 | 500600.0 | 3.0 |
| VALORES MÁXIMOS = | | 1106000.0 | 12.7 | 1425000.0 | 25.7 | 1470000.0 | 26.1 | 1207000.0 | 10.0 |
| VALORES MEDIOS. = | | 731850.0 | 5.8 | 1103871.4 | 9.5 | 1131557.1 | 9.9 | 733964.3 | 5.2 |

Se presenta también la tendencia de incrementos de desplazamientos y cortantes para las aceleraciones máximas obtenidas con los sismos da falla normal (Fig. 3.8). Se observa, de acuerdo con la figura, una diferencia pequeña entre la tendencia de los sismos de subducción y los de falla normal.

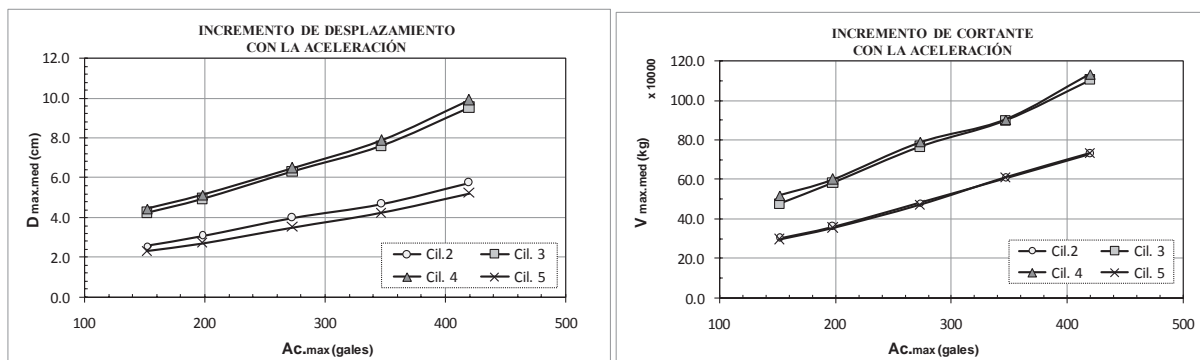


Figura 3.8 Tendencia de la respuesta de desplazamientos y cortantes máximos para los distintos valores de aceleración

Como se mencionó anteriormente, con los desplazamientos máximos de cada análisis se obtiene la demanda de ductilidad de desplazamientos, μ_d . Estos valores se presentarán al determinar los índices de daño más adelante.



3.2.3.2. Capacidad de disipación de Energía.

Hasta aquí se han presentado características generales representativas del comportamiento no lineal de los elementos del puente. Esta información, por si sola, no es suficiente para cuantificar el daño que presenta el puente, ya que, por ejemplo, la historia de desplazamientos sólo proporciona información acerca de la incursión inelástica, sin relacionar este parámetro con el daño esperado.

Para cuantificar de manera más clara el comportamiento no lineal de una estructura, se hace uso de las ecuaciones de equilibrio en términos energéticos. El balance energético establece que la energía de entrada a una estructura (sismo), debe ser igual a la cantidad de energía que sale de la estructura (disipación de energía por respuesta estructural).

La ecuación del Balance Energético se escribe como:

$$\int_0^x m\ddot{x}(t)dx + \int_0^x c\dot{x}(t)dx + \int_0^x fs(x, \dot{x})dx = - \int_0^x m\ddot{x}_g(t)dx \dots \dots \dots (B)$$

Donde:

$$E_k = \int_0^x m\ddot{x}(t)dx = \text{Energía cinética de la masa asociada al movimiento relativo del suelo.}$$

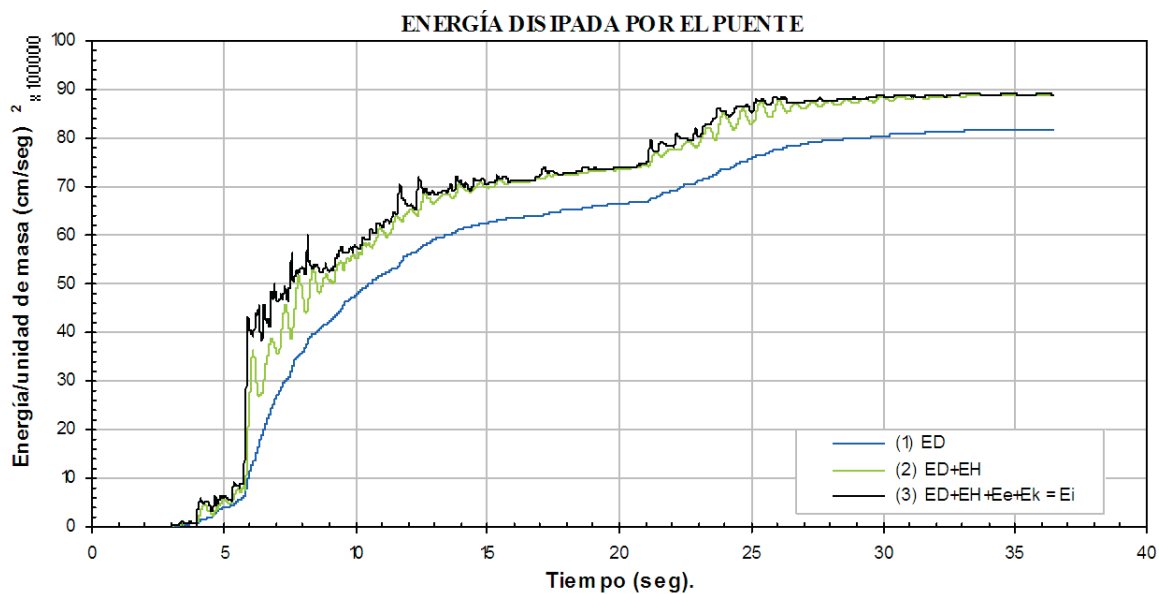
$$E_D = \int_0^x c\dot{x}(t)dx = \text{Energía de amortiguamiento viscoso.}$$

$$E_H + E_e = \int_0^x fs(x, \dot{x})dx = \text{Es la suma de energía de fluencia y la energía de deformación recuperable (elástica)}$$

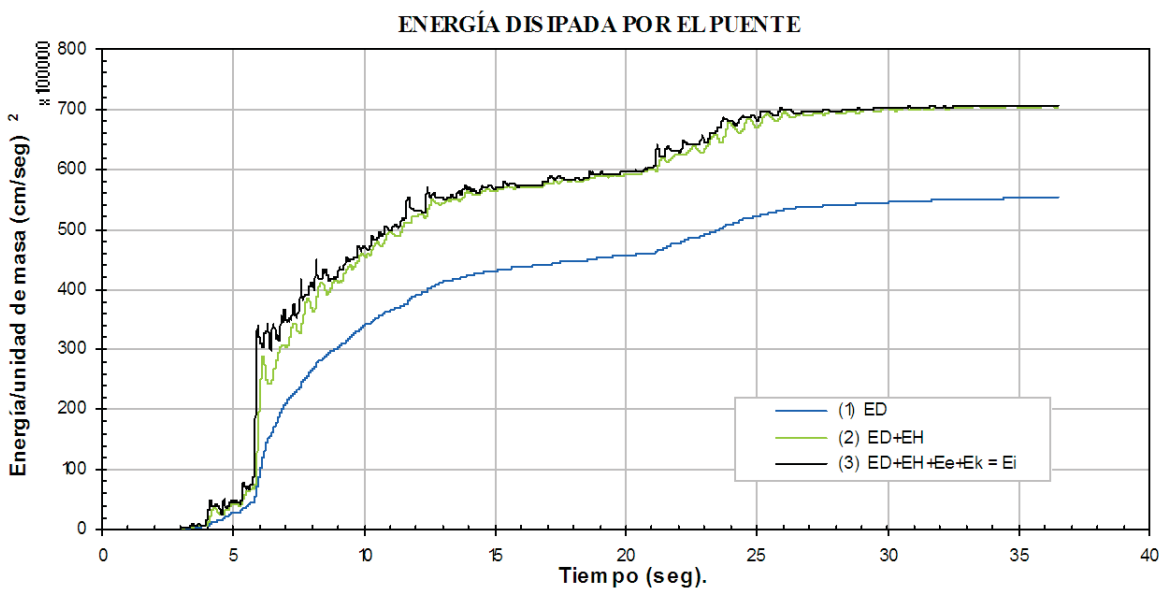
$$E_i = - \int_0^x m\ddot{x}_g(t)dx = \text{Energía de entrada.}$$

De los análisis no lineales, se obtienen los tres tipos de anergías mencionados anteriormente, ya que el programa DRAIN-2DX los proporciona directamente en los resultados del análisis.

En la Fig. 3.9, se presentan resultados de las energías disipadas por el puente para el sismo del 30 de Abril de 1986, registrado en la estación Arteaga (Ms=7.1). En la gráfica (a) se presentan las energías disipadas para una $A_{c_{max}}$ de 152 gales, mientras que en la gráfica (b) son para una $A_{c_{max}}$ de 420 gales.



(a)



(b)

Figura 3.9 Energía disipada por el puente ente un sismo. (a) Ac. máx. = 152 gales. (b) Ac. máx. = 420gales.



Las gráficas anteriores muestran claramente la incursión del puente a la zona de comportamiento inelástico (evidente por la energía histerética disipada). El intervalo entre la línea (3) y (2) representa la suma de la energía elástica y la energía cinética. Entre las líneas (2) y (1) se encuentra la energía histerética o de fluencia, por lo que es posible obtenerla para cada cilindro del puente; para cada acelerograma y para las distintas aceleraciones máximas. Con esto se obtienen los valores de E_h que se requieren para calcular el término μ_h de la ecuación (A), que es igual al cociente E_h/E_e . El término faltante, E_e , se calcula como,

$$E_e = \frac{F_y \Delta_y}{2} N = \frac{[F_s(t)]^2}{2K}$$

Donde:

F_y = Fuerza de fluencia del elemento.

Δ_y = Desplazamiento de fluencia del elemento.

N = Número de incursiones en el intervalo inelástico.

$F_s(t)$ = Demanda de fuerza elástica en el elemento para el tiempo t .

K = Rigidez inicial del elemento.

Una vez obtenidos los valores de E_e , es posible obtener la *ductilidad de energía*, μ_h .

3.2.4. Índices de daño para los cilindros del puente (sismos de subducción).

Obtenida la información necesaria para la Ecuación (A), se calcularon los índices de daño (ID) para los cilindros. Esta información proporciona valores cuantitativos para estimar daños esperados del puente para diferentes periodos de retorno. Es importante mencionar que los índices de daño son locales, es decir, para cada apoyo del puente y no para el puente completo, pero se entiende que si alguno se daña o falla, propiciaría problemas en el funcionamiento de todo el puente.

En la tabla 3.11, se presenta el resultado de la obtención de los índices de daño para cada uno de los registros sísmicos analizados.

Tabla 3.11 Índices de daño obtenidos para los distintos registros (sismos de subducción).

| SISMO | ACELEROGRAMA | $A_{c \text{ MAX}} = 152$ | | | | $A_{c \text{ MAX}} = 198$ | | | | $A_{c \text{ MAX}} = 273$ | | | |
|-----------|--------------|---------------------------|------|------|------|---------------------------|------|------|------|---------------------------|------|------|------|
| | | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 |
| | | ID | ID | ID | ID | ID | ID | ID | ID | ID | ID | ID | ID |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 0.04 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.02 | 0.03 | 0.03 | 0.05 | 0.03 | 0.03 | 0.05 |
| | SMAR8206A | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.04 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| | MZ019510A | 0.19 | 0.19 | 0.19 | 0.16 | 0.24 | 0.23 | 0.23 | 0.20 | 0.28 | 0.25 | 0.24 | 0.23 |
| | MZ019510B | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.07 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.09 | 0.12 | 0.13 | 0.13 | 0.11 |
| | MZ019510C | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.04 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.05 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.06 |
| | MZ019510D | 0.04 | 0.04 | 0.04 | 0.03 | 0.05 | 0.05 | 0.06 | 0.04 | 0.07 | 0.07 | 0.08 | 0.06 |
| | MZ019510E | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.04 | 0.06 | 0.07 | 0.07 | 0.05 | 0.08 | 0.09 | 0.09 | 0.06 |
| | MZ029510 | 0.24 | 0.22 | 0.22 | 0.20 | 0.28 | 0.24 | 0.23 | 0.23 | 0.34 | 0.28 | 0.28 | 0.29 |



| | | | | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | MZ039510 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| | MZ039510A | 0.23 | 0.22 | 0.22 | 0.21 | 0.27 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.32 | 0.26 | 0.26 | 0.29 |
| | MZ039510B | 0.06 | 0.07 | 0.06 | 0.05 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.07 | 0.11 | 0.11 | 0.11 | 0.09 |
| | MZ039510C | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.03 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.04 | 0.03 |
| | MZ039510D | 0.07 | 0.08 | 0.08 | 0.06 | 0.09 | 0.10 | 0.10 | 0.08 | 0.11 | 0.13 | 0.13 | 0.12 |
| | MZ049510 | 0.13 | 0.13 | 0.13 | 0.11 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.13 | 0.20 | 0.19 | 0.19 | 0.17 |
| | MZ059510 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.03 | 0.03 | 0.04 |
| | MZ059510A | 0.19 | 0.17 | 0.17 | 0.16 | 0.22 | 0.21 | 0.21 | 0.21 | 0.29 | 0.26 | 0.25 | 0.27 |
| | MZ059510B | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.06 | 0.07 | 0.07 | 0.06 | 0.08 | 0.09 | 0.09 | 0.08 |
| | MZ079510 | 0.22 | 0.19 | 0.19 | 0.18 | 0.28 | 0.23 | 0.24 | 0.22 | 0.35 | 0.27 | 0.27 | 0.28 |
| 14/03/1979 | IN187903 | 0.30 | 0.20 | 0.19 | 0.30 | 0.38 | 0.23 | 0.23 | 0.35 | 0.43 | 0.29 | 0.28 | 0.46 |
| | INCM7903 | 0.16 | 0.10 | 0.10 | 0.19 | 0.21 | 0.13 | 0.13 | 0.24 | 0.29 | 0.17 | 0.16 | 0.32 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.02 |
| | COPL9509A | 0.04 | 0.02 | 0.02 | 0.04 | 0.04 | 0.02 | 0.02 | 0.04 | 0.05 | 0.03 | 0.03 | 0.05 |
| | COPL9509B | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.03 | 0.03 | 0.05 | 0.06 | 0.04 | 0.04 | 0.06 |
| | COPL9509C | 0.25 | 0.22 | 0.22 | 0.22 | 0.30 | 0.25 | 0.24 | 0.25 | 0.43 | 0.38 | 0.38 | 0.35 |
| | POZU9509 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.01 | 0.01 | 0.03 |
| | POZU9509A | 0.06 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.08 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.11 | 0.08 | 0.08 | 0.09 |
| | VIGA9509 | 0.09 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.11 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.15 | 0.13 | 0.13 | 0.13 |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 0.17 | 0.14 | 0.13 | 0.14 | 0.21 | 0.17 | 0.15 | 0.18 | 0.28 | 0.22 | 0.21 | 0.24 |
| | CALE8509 | 0.12 | 0.10 | 0.09 | 0.10 | 0.15 | 0.12 | 0.12 | 0.13 | 0.19 | 0.16 | 0.15 | 0.16 |
| | CALE8509A | 0.21 | 0.13 | 0.14 | 0.18 | 0.26 | 0.17 | 0.18 | 0.22 | 0.34 | 0.21 | 0.21 | 0.29 |
| | VILE8509 | 0.18 | 0.20 | 0.18 | 0.17 | 0.20 | 0.22 | 0.19 | 0.18 | 0.27 | 0.29 | 0.26 | 0.25 |
| | ZACA8509 | 0.21 | 0.15 | 0.14 | 0.18 | 0.27 | 0.18 | 0.17 | 0.23 | 0.36 | 0.22 | 0.22 | 0.30 |
| | ZACA8509A | 0.04 | 0.02 | 0.02 | 0.04 | 0.05 | 0.02 | 0.03 | 0.05 | 0.07 | 0.03 | 0.03 | 0.07 |
| | ZACA8509B | 0.08 | 0.09 | 0.09 | 0.08 | 0.10 | 0.11 | 0.11 | 0.10 | 0.14 | 0.14 | 0.13 | 0.13 |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 0.28 | 0.22 | 0.21 | 0.22 | 0.35 | 0.24 | 0.25 | 0.27 | 0.43 | 0.28 | 0.30 | 0.34 |
| | IN188509 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.05 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.07 |
| | INMD8509 | 0.11 | 0.10 | 0.09 | 0.10 | 0.13 | 0.11 | 0.10 | 0.11 | 0.18 | 0.14 | 0.13 | 0.15 |
| | INMD8509A | 0.10 | 0.06 | 0.06 | 0.10 | 0.10 | 0.07 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.09 | 0.09 | 0.14 |
| | UNIO8509 | 0.13 | 0.11 | 0.11 | 0.12 | 0.14 | 0.12 | 0.11 | 0.12 | 0.19 | 0.16 | 0.15 | 0.16 |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 0.31 | 0.21 | 0.21 | 0.26 | 0.32 | 0.21 | 0.21 | 0.26 | 0.42 | 0.25 | 0.25 | 0.35 |
| | ARTG8604 | 0.16 | 0.10 | 0.10 | 0.14 | 0.17 | 0.10 | 0.10 | 0.15 | 0.22 | 0.14 | 0.14 | 0.20 |
| | IN188604 | 0.07 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.09 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.12 | 0.11 | 0.11 | 0.11 |
| | INMD8604 | 0.14 | 0.08 | 0.08 | 0.12 | 0.14 | 0.08 | 0.08 | 0.13 | 0.19 | 0.11 | 0.10 | 0.17 |
| | INMD8604A | 0.12 | 0.12 | 0.11 | 0.10 | 0.16 | 0.15 | 0.14 | 0.13 | 0.21 | 0.19 | 0.19 | 0.17 |
| | INMI8604 | 0.08 | 0.05 | 0.05 | 0.07 | 0.10 | 0.07 | 0.07 | 0.09 | 0.14 | 0.10 | 0.09 | 0.12 |
| | INMI8604A | 0.05 | 0.03 | 0.03 | 0.05 | 0.06 | 0.04 | 0.04 | 0.07 | 0.09 | 0.06 | 0.06 | 0.09 |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.04 | 0.03 | 0.04 | 0.06 | 0.05 | 0.04 |
| | PNIG9909 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |

| SISMO | ACELEROGRAMA | Ac MAX = 347 | | | | Ac MAX = 420 | | | |
|-----------|--------------|--------------|------|------|------|--------------|------|------|------|
| | | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 |
| | | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D |
| 7/6/1982 | SMAR8206 | 0.07 | 0.04 | 0.04 | 0.06 | 0.09 | 0.06 | 0.06 | 0.08 |
| | SMAR8206A | 0.07 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.10 | 0.08 | 0.07 | 0.08 |
| 9/10/1995 | MZ019510 | 0.04 | 0.04 | 0.04 | 0.04 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| | MZ019510A | 0.31 | 0.28 | 0.27 | 0.28 | 0.36 | 0.35 | 0.34 | 0.32 |
| | MZ019510B | 0.15 | 0.16 | 0.15 | 0.13 | 0.18 | 0.19 | 0.18 | 0.16 |
| | MZ019510C | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.08 | 0.11 | 0.11 | 0.11 | 0.09 |
| | MZ019510D | 0.08 | 0.09 | 0.09 | 0.07 | 0.10 | 0.11 | 0.11 | 0.08 |
| | MZ019510E | 0.09 | 0.11 | 0.11 | 0.08 | 0.11 | 0.13 | 0.13 | 0.09 |
| | MZ029510 | 0.40 | 0.38 | 0.36 | 0.34 | 0.45 | 0.46 | 0.43 | 0.39 |
| | MZ039510 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.05 | 0.04 | 0.04 | 0.05 |
| | MZ039510A | 0.38 | 0.34 | 0.33 | 0.33 | 0.59 | 0.54 | 0.52 | 0.44 |
| MZ039510B | 0.14 | 0.14 | 0.13 | 0.12 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.14 | |

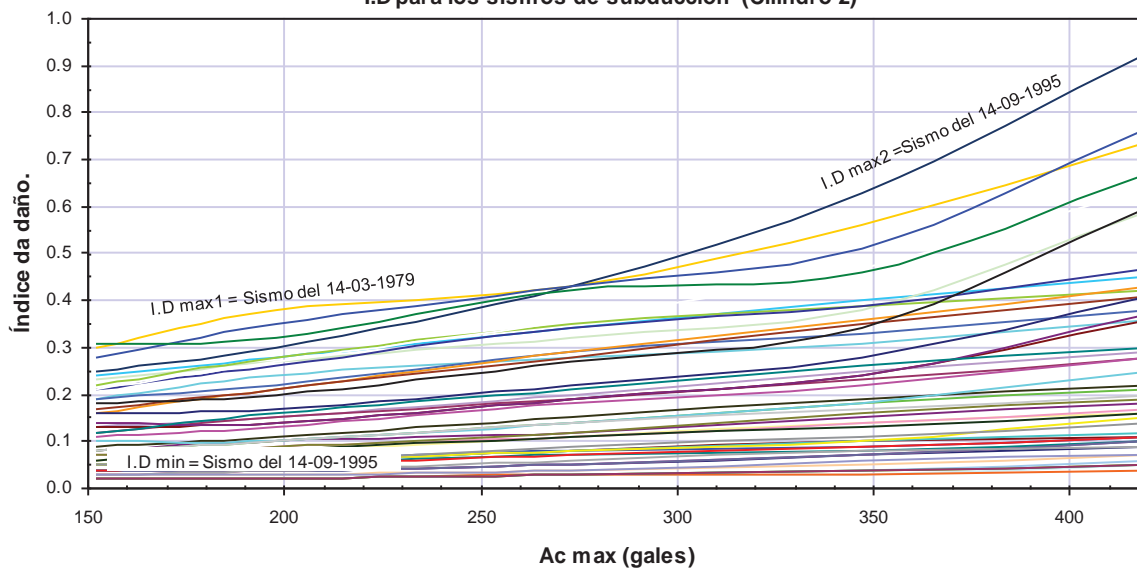


| | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | MZ039510C | 0.04 | 0.05 | 0.04 | 0.04 | 0.06 | 0.07 | 0.06 | 0.06 |
| | MZ039510D | 0.14 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.17 | 0.18 | 0.17 | 0.17 |
| | MZ049510 | 0.25 | 0.22 | 0.22 | 0.21 | 0.29 | 0.26 | 0.26 | 0.24 |
| | MZ059510 | 0.05 | 0.04 | 0.03 | 0.06 | 0.07 | 0.05 | 0.04 | 0.07 |
| | MZ059510A | 0.33 | 0.28 | 0.27 | 0.30 | 0.38 | 0.34 | 0.34 | 0.34 |
| | MZ059510B | 0.10 | 0.11 | 0.10 | 0.10 | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.13 |
| | MZ079510 | 0.39 | 0.31 | 0.30 | 0.34 | 0.42 | 0.39 | 0.39 | 0.39 |
| 14/03/1979 | IN187903 | 0.56 | 0.36 | 0.35 | 0.58 | 0.74 | 0.45 | 0.42 | 0.70 |
| | INCM7903 | 0.36 | 0.20 | 0.20 | 0.39 | 0.43 | 0.22 | 0.21 | 0.48 |
| 14/09/1995 | COPL9509 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.03 | 0.03 | 0.04 |
| | COPL9509A | 0.07 | 0.03 | 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.05 | 0.05 | 0.11 |
| | COPL9509B | 0.08 | 0.05 | 0.06 | 0.08 | 0.09 | 0.07 | 0.07 | 0.09 |
| | COPL9509C | 0.63 | 0.59 | 0.64 | 0.50 | 0.93 | 0.81 | 0.81 | 0.77 |
| | POZU9509 | 0.04 | 0.02 | 0.02 | 0.03 | 0.05 | 0.02 | 0.02 | 0.04 |
| | POZU9509A | 0.13 | 0.10 | 0.10 | 0.11 | 0.16 | 0.12 | 0.12 | 0.13 |
| | VIGA9509 | 0.19 | 0.16 | 0.16 | 0.17 | 0.22 | 0.19 | 0.18 | 0.20 |
| 19/09/1985 | APAT8509 | 0.35 | 0.26 | 0.23 | 0.29 | 0.41 | 0.31 | 0.26 | 0.34 |
| | CALE8509 | 0.23 | 0.20 | 0.18 | 0.20 | 0.28 | 0.26 | 0.24 | 0.22 |
| | CALE8509A | 0.39 | 0.25 | 0.26 | 0.35 | 0.47 | 0.30 | 0.30 | 0.42 |
| | VILE8509 | 0.34 | 0.37 | 0.38 | 0.31 | 0.60 | 0.47 | 0.44 | 0.42 |
| | ZACA8509 | 0.47 | 0.25 | 0.26 | 0.37 | 0.64 | 0.30 | 0.32 | 0.49 |
| | ZACA8509A | 0.09 | 0.04 | 0.04 | 0.09 | 0.11 | 0.05 | 0.05 | 0.11 |
| | ZACA8509B | 0.18 | 0.17 | 0.17 | 0.17 | 0.21 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 21/09/1985 | AZIH8509 | 0.51 | 0.54 | 0.56 | 0.38 | 0.77 | 0.61 | 0.54 | 0.48 |
| | IN188509 | 0.10 | 0.09 | 0.09 | 0.09 | 0.15 | 0.13 | 0.12 | 0.14 |
| | INMD8509 | 0.22 | 0.17 | 0.16 | 0.18 | 0.28 | 0.21 | 0.20 | 0.23 |
| | INMD8509A | 0.18 | 0.11 | 0.10 | 0.17 | 0.25 | 0.15 | 0.15 | 0.25 |
| | UNIO8509 | 0.24 | 0.20 | 0.19 | 0.20 | 0.36 | 0.28 | 0.27 | 0.28 |
| 30/04/1986 | APAT8604 | 0.46 | 0.32 | 0.27 | 0.39 | 0.67 | 0.47 | 0.45 | 0.58 |
| | ARTG8604 | 0.28 | 0.17 | 0.18 | 0.25 | 0.41 | 0.26 | 0.26 | 0.36 |
| | IN188604 | 0.16 | 0.14 | 0.14 | 0.14 | 0.19 | 0.17 | 0.16 | 0.16 |
| | INMD8604 | 0.24 | 0.13 | 0.13 | 0.22 | 0.37 | 0.18 | 0.18 | 0.33 |
| | INMD8604A | 0.26 | 0.24 | 0.23 | 0.21 | 0.30 | 0.29 | 0.28 | 0.25 |
| | INMI8604 | 0.17 | 0.12 | 0.11 | 0.15 | 0.20 | 0.14 | 0.14 | 0.17 |
| | INMI8604A | 0.11 | 0.07 | 0.07 | 0.12 | 0.14 | 0.08 | 0.09 | 0.14 |
| 30/09/1999 | HUIG9909 | 0.06 | 0.07 | 0.06 | 0.05 | 0.07 | 0.09 | 0.08 | 0.06 |
| | PNIG9909 | 0.04 | 0.03 | 0.02 | 0.03 | 0.05 | 0.04 | 0.03 | 0.04 |

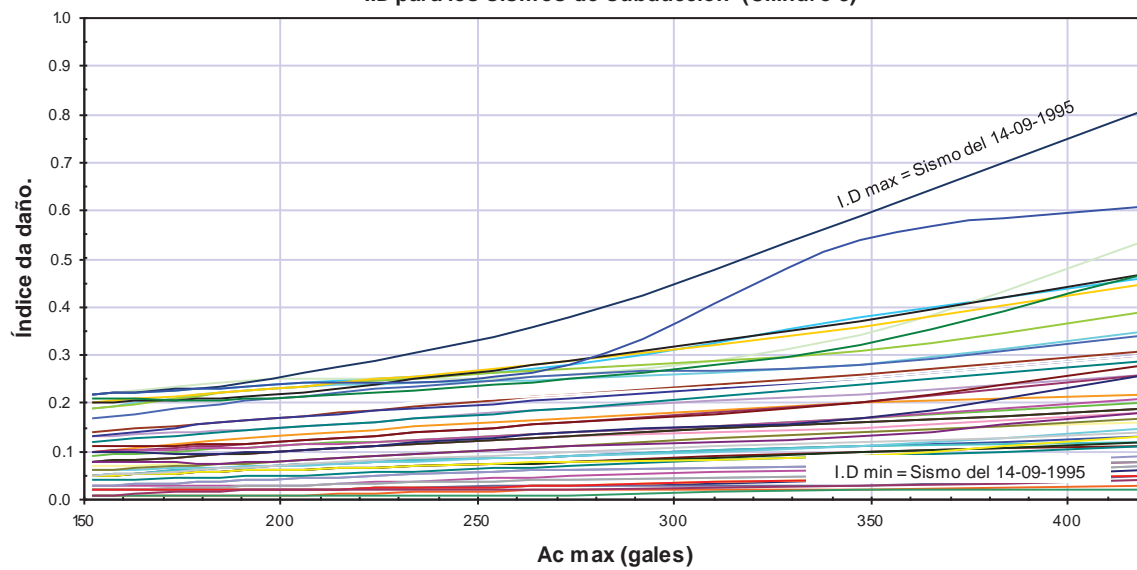
De forma gráfica y para cada cilindro del puente, se tienen los índices de daño mostrados en la Fig. 3.10.



I.D para los sismos de subducción (Cilindro 2)



I.D para los sismos de subducción (Cilindro 3)



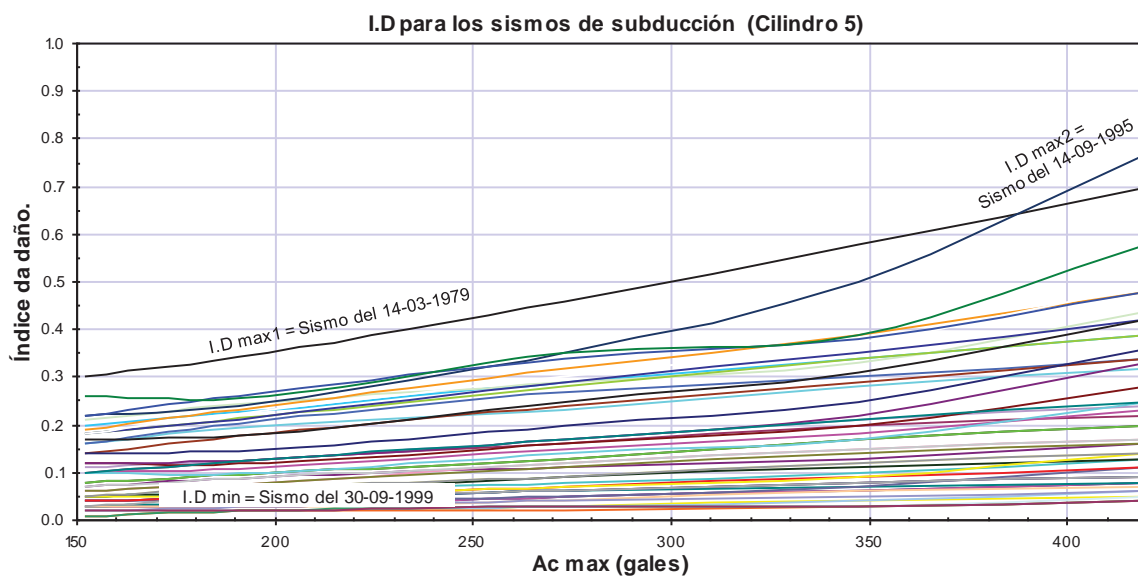
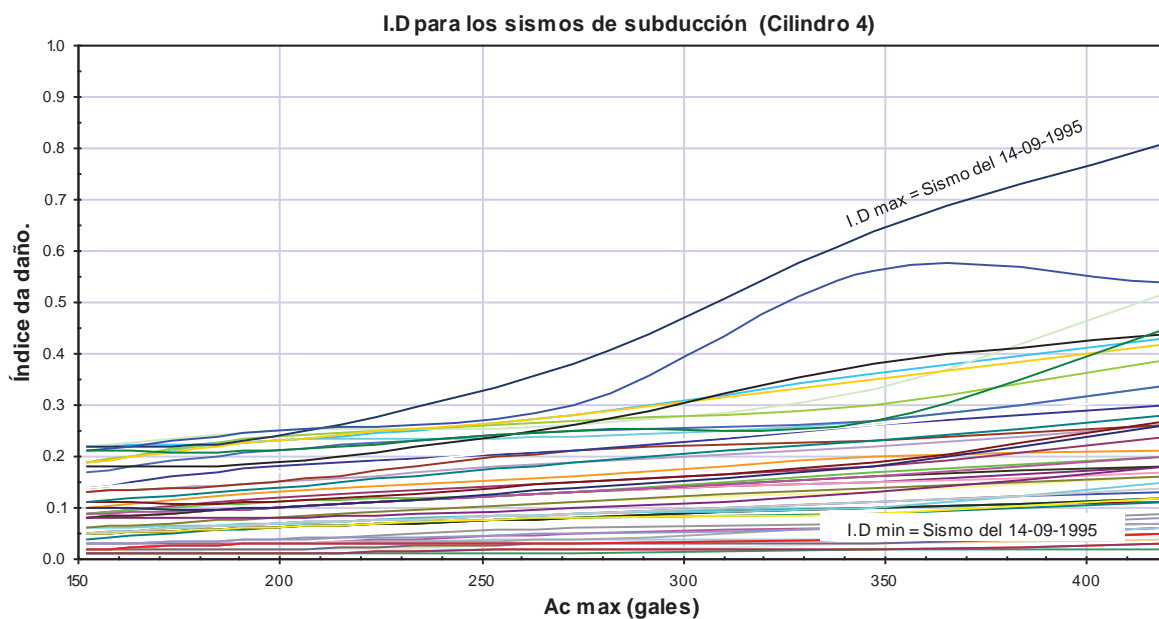


Figura 3.10 Índices de daño para cada cilindro del puente, de acuerdo con la aceleración máxima.

A partir de la información anterior, se pueden obtener gráficas que muestren tendencias de comportamiento como función de los índices de daño. A continuación se presentan histogramas en los que se agrupan intervalos de valores de índices de daño para diferentes periodos de retorno en los cilindros 4 y 5 (Fig. 3.11 y 3.12). La última gráfica de las



figuras, muestra un resumen de las frecuencias de los índice da daño para los distintos intervalos de daño, con lo cual se define aún más es estado del puente.

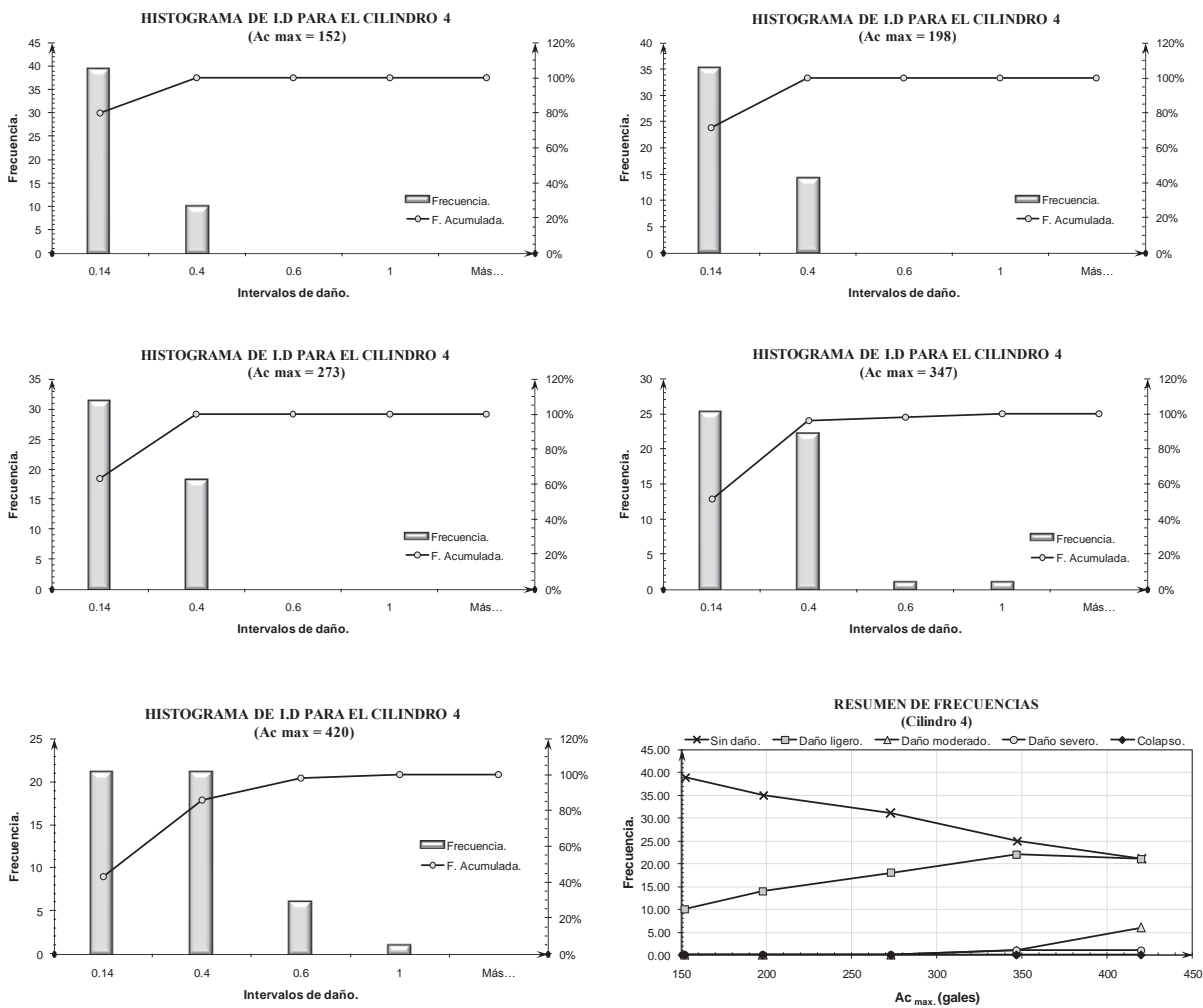


Figura 3.11 Histogramas de los intervalos de daño para el cilindro 4 (más alto).

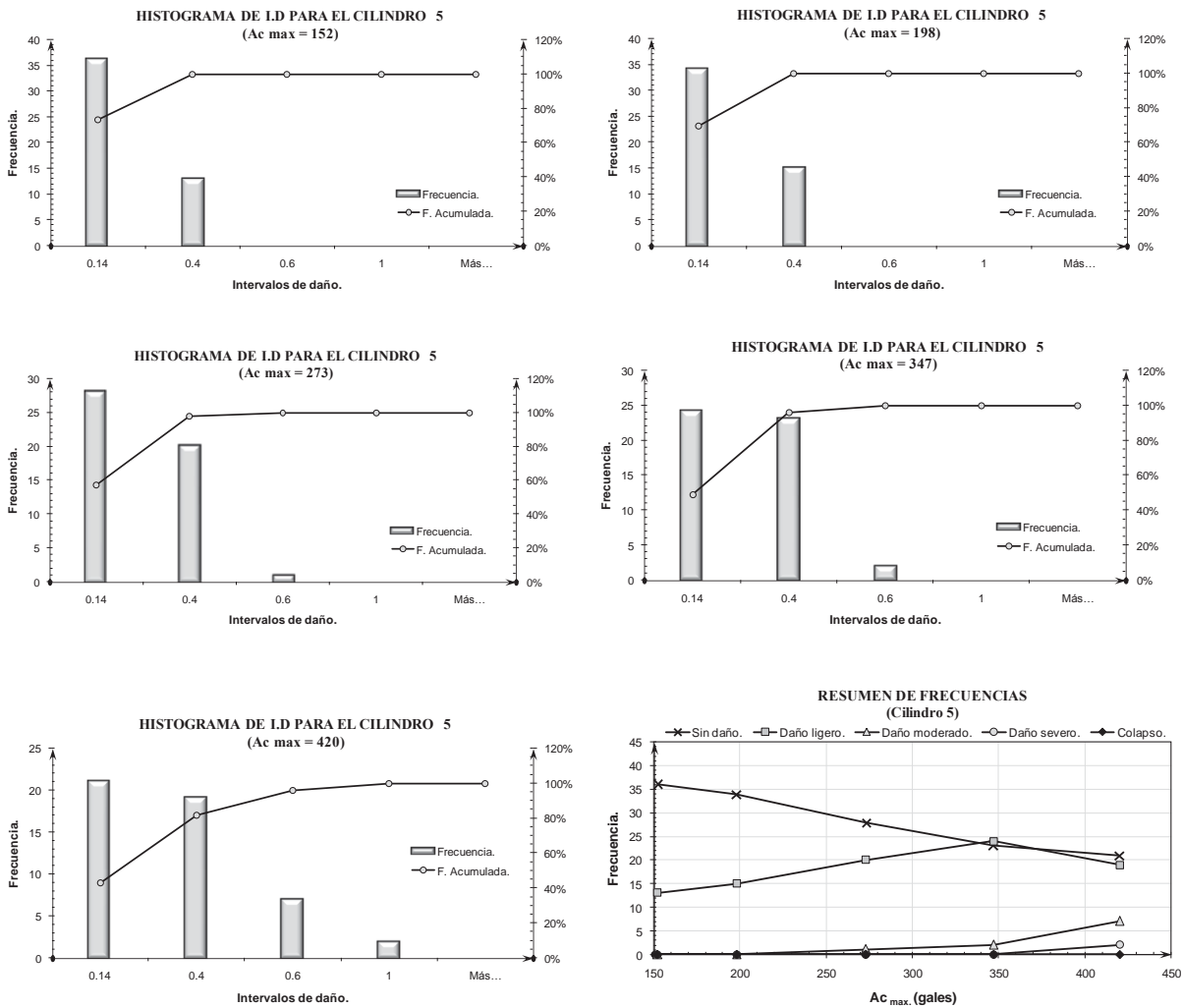


Figura 3.12 Histogramas de los intervalos de daño para el cilindro 5 (de menor altura).

De la información presentada en la Tabla 3.11 anterior, se obtienen las medidas numéricas descriptivas. Dicha información se presenta en la tabla siguiente (Tabla 3.12).



Tabla 3.12 Medidas numéricas descriptivas de los índices de daño obtenidos (sismos de subducción).

| ACELERACIÓN MÁXIMA | CILINDRO | MÍNIMO | MÁXIMO | MEDIO | MEDIANA | MODA | DESV. ESTDR |
|--------------------|----------|--------|--------|-------|---------|------|-------------|
| 152 | C-2 | 0.02 | 0.31 | 0.11 | 0.08 | 0.02 | 0.08 |
| | C-3 | 0.01 | 0.22 | 0.09 | 0.08 | 0.02 | 0.07 |
| | C-4 | 0.01 | 0.22 | 0.09 | 0.08 | 0.02 | 0.07 |
| | C-5 | 0.01 | 0.30 | 0.10 | 0.07 | 0.03 | 0.07 |
| 198 | C-2 | 0.02 | 0.38 | 0.13 | 0.10 | 0.02 | 0.10 |
| | C-3 | 0.01 | 0.25 | 0.11 | 0.08 | 0.02 | 0.08 |
| | C-4 | 0.01 | 0.25 | 0.10 | 0.08 | 0.03 | 0.08 |
| | C-5 | 0.02 | 0.35 | 0.12 | 0.09 | 0.02 | 0.09 |
| 273 | C-2 | 0.03 | 0.43 | 0.17 | 0.14 | 0.03 | 0.13 |
| | C-3 | 0.01 | 0.38 | 0.14 | 0.11 | 0.03 | 0.09 |
| | C-4 | 0.01 | 0.38 | 0.13 | 0.11 | 0.03 | 0.09 |
| | C-5 | 0.02 | 0.46 | 0.15 | 0.12 | 0.03 | 0.11 |
| 347 | C-2 | 0.03 | 0.63 | 0.21 | 0.17 | 0.04 | 0.16 |
| | C-3 | 0.02 | 0.59 | 0.17 | 0.14 | 0.04 | 0.13 |
| | C-4 | 0.02 | 0.64 | 0.17 | 0.14 | 0.04 | 0.13 |
| | C-5 | 0.03 | 0.58 | 0.19 | 0.15 | 0.03 | 0.13 |
| 420 | C-2 | 0.04 | 0.93 | 0.28 | 0.20 | 0.05 | 0.22 |
| | C-3 | 0.02 | 0.81 | 0.22 | 0.18 | 0.05 | 0.17 |
| | C-4 | 0.02 | 0.81 | 0.21 | 0.17 | 0.05 | 0.16 |
| | C-5 | 0.04 | 0.77 | 0.24 | 0.17 | 0.08 | 0.18 |

Con base en los valores medios y máximos anteriores se obtienen las siguientes gráficas (Fig. 3.13 y 3.14), que representan la tendencia del índice de daño para los cilindros del puente conforme se incrementa la aceleración.

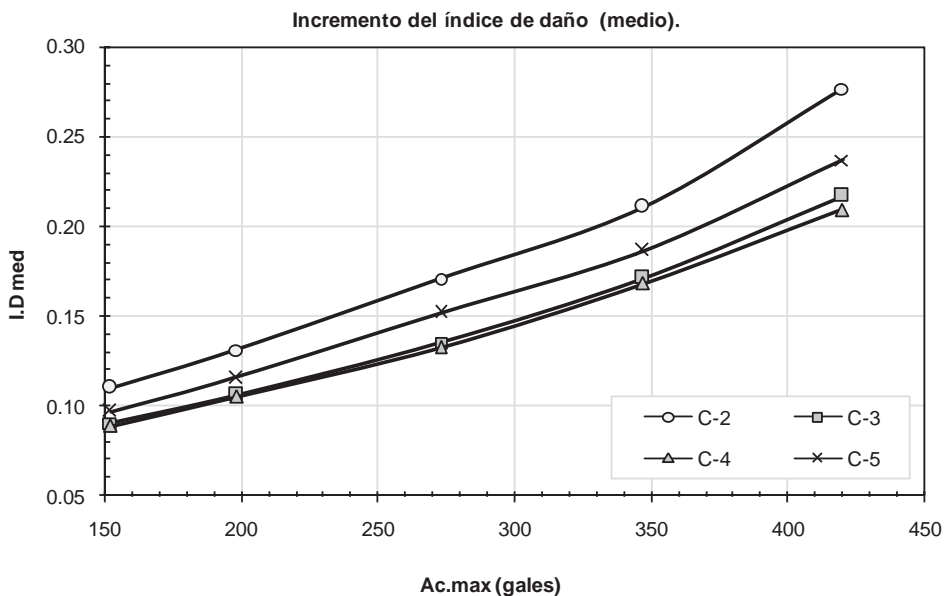


Figura 3.13 Tendencia del índice de daño medio para distintos valores de Ac. max.

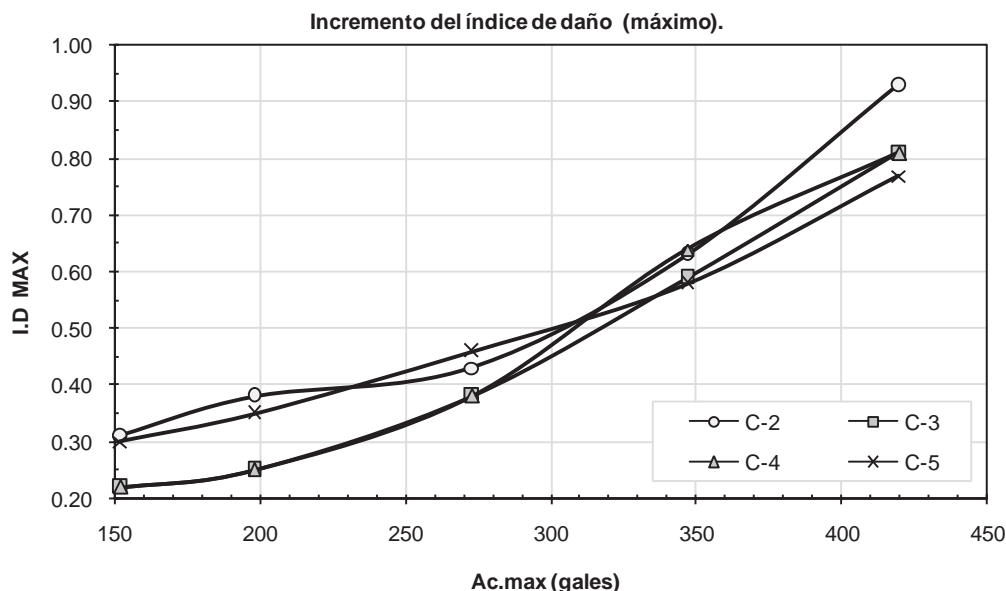


Figura 3.14 Tendencia del índice de daño máximo para distintos valores de Ac. max.

3.2.5. Índices de daño para los cilindros del puente (sismos de falla normal).

Para los sismos de falla normal, se presentan solamente las medidas numéricas descriptivas, ya que son un resumen del conjunto de índices de daños que se obtuvieron y son suficientes para caracterizar el daño del puente y observar las tendencias de comportamiento.

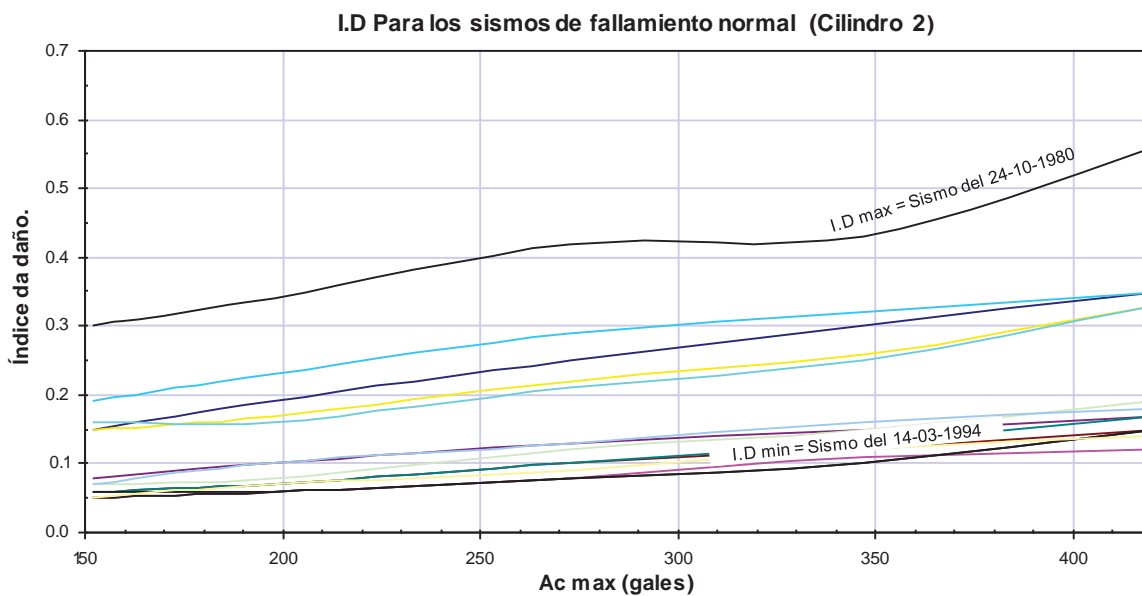
Tabla 3.13 Índices de daño obtenidos para los distintos registros (sismos de falla normal).

| SISMO | ACELERO-GRAMA | Ac MAX = 152 | | | | Ac MAX = 198 | | | | Ac MAX = 273 | | | |
|------------|---------------|--------------|------|------|------|--------------|------|------|------|--------------|------|------|------|
| | | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 |
| | | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 0.15 | 0.11 | 0.12 | 0.16 | 0.19 | 0.14 | 0.14 | 0.19 | 0.25 | 0.17 | 0.18 | 0.25 |
| | ANGC9403 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.08 |
| | ANGD9403 | 0.15 | 0.10 | 0.10 | 0.13 | 0.17 | 0.11 | 0.12 | 0.15 | 0.22 | 0.14 | 0.15 | 0.20 |
| | ANGE9403 | 0.16 | 0.11 | 0.11 | 0.13 | 0.16 | 0.11 | 0.12 | 0.14 | 0.21 | 0.14 | 0.15 | 0.18 |
| | ANGI9403 | 0.08 | 0.06 | 0.06 | 0.07 | 0.10 | 0.08 | 0.08 | 0.09 | 0.13 | 0.10 | 0.10 | 0.12 |
| | ANGM9403 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.07 | 0.07 | 0.07 | 0.07 | 0.10 | 0.09 | 0.09 | 0.09 |
| | CHCS9403 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.07 | 0.07 | 0.07 | 0.07 | 0.10 | 0.09 | 0.09 | 0.10 |
| | CHIC9403 | 0.05 | 0.03 | 0.03 | 0.06 | 0.06 | 0.04 | 0.03 | 0.06 | 0.08 | 0.05 | 0.05 | 0.08 |
| | CHID9403 | 0.06 | 0.03 | 0.03 | 0.06 | 0.06 | 0.03 | 0.03 | 0.06 | 0.08 | 0.04 | 0.04 | 0.08 |
| 15/06/99 | CSER9906 | 0.19 | 0.15 | 0.15 | 0.14 | 0.23 | 0.19 | 0.19 | 0.17 | 0.29 | 0.22 | 0.22 | 0.21 |
| | OXIG9906 | 0.07 | 0.07 | 0.07 | 0.06 | 0.08 | 0.09 | 0.09 | 0.07 | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.09 |
| | TEMC9906 | 0.05 | 0.03 | 0.03 | 0.05 | 0.07 | 0.04 | 0.04 | 0.06 | 0.09 | 0.06 | 0.06 | 0.08 |
| | TEMD9906 | 0.07 | 0.07 | 0.07 | 0.06 | 0.10 | 0.09 | 0.08 | 0.08 | 0.13 | 0.11 | 0.11 | 0.11 |
| 24/10/80 | SXPU8010 | 0.30 | 0.25 | 0.26 | 0.24 | 0.34 | 0.27 | 0.27 | 0.28 | 0.42 | 0.38 | 0.35 | 0.32 |



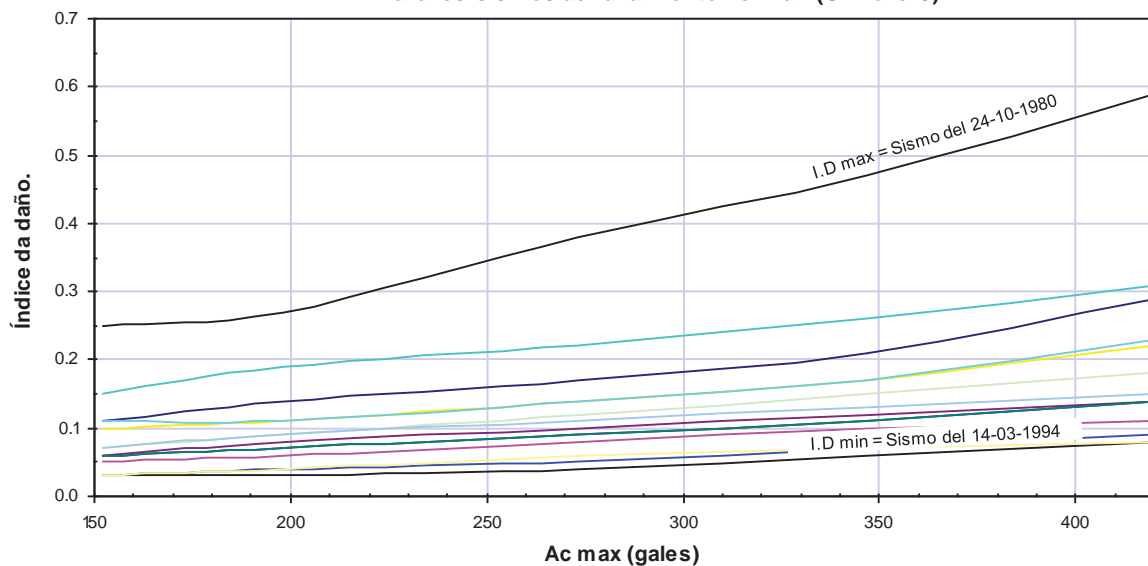
| SISMO | ACELEROGRAMA | Ac _{MAX} = 347 | | | | Ac _{MAX} = 420 | | | |
|------------|--------------|-------------------------|------|------|------|-------------------------|------|------|------|
| | | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 |
| | | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D | I.D |
| 14/03/1994 | ANCM9403 | 0.30 | 0.21 | 0.22 | 0.30 | 0.35 | 0.29 | 0.31 | 0.33 |
| | ANGC9403 | 0.11 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.12 | 0.11 | 0.11 | 0.12 |
| | ANGD9403 | 0.26 | 0.17 | 0.17 | 0.24 | 0.33 | 0.22 | 0.23 | 0.29 |
| | ANGE9403 | 0.25 | 0.17 | 0.18 | 0.22 | 0.33 | 0.23 | 0.26 | 0.30 |
| | ANGI9403 | 0.15 | 0.12 | 0.12 | 0.15 | 0.17 | 0.14 | 0.13 | 0.18 |
| | ANGM9403 | 0.12 | 0.11 | 0.11 | 0.12 | 0.15 | 0.14 | 0.13 | 0.14 |
| | CHCS9403 | 0.13 | 0.11 | 0.10 | 0.13 | 0.17 | 0.14 | 0.13 | 0.17 |
| | CHIC9403 | 0.10 | 0.07 | 0.06 | 0.11 | 0.15 | 0.09 | 0.09 | 0.15 |
| 15/06/99 | CHID9403 | 0.10 | 0.06 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.08 | 0.08 | 0.16 |
| | CSER9906 | 0.32 | 0.26 | 0.27 | 0.25 | 0.35 | 0.31 | 0.30 | 0.29 |
| | OXIG9906 | 0.15 | 0.15 | 0.14 | 0.12 | 0.19 | 0.18 | 0.17 | 0.15 |
| | TEMC9906 | 0.12 | 0.07 | 0.07 | 0.11 | 0.14 | 0.08 | 0.09 | 0.13 |
| 24/10/80 | TEMD9906 | 0.16 | 0.13 | 0.13 | 0.13 | 0.18 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| | SXPU8010 | 0.43 | 0.47 | 0.44 | 0.34 | 0.56 | 0.59 | 0.58 | 0.50 |

De forma gráfica y para cada cilindro del puente, se tienen los índices de daño mostrados en la Fig. 3.15.

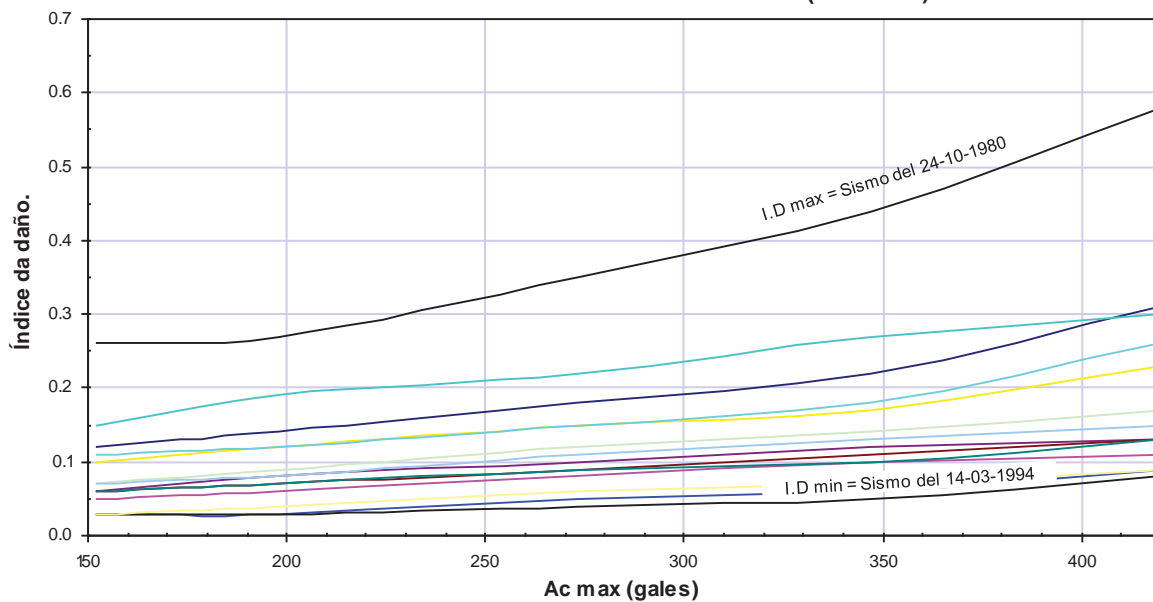




I.D Para los sismos de fallamiento normal (Cilindro 3)



I.D Para los sismos de fallamiento normal (Cilindro 4)



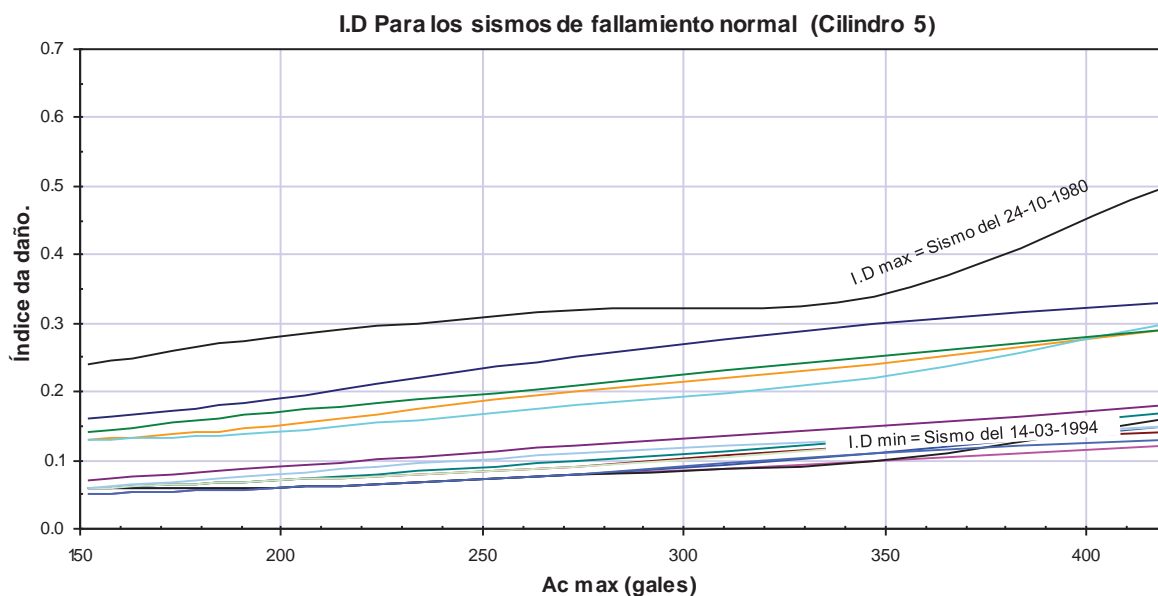


Figura 3.15 Índices de daño para cada cilindro del puente, de acuerdo con la aceleración máxima.

Para los sismos de falla normal, en lugar de presentar los histogramas para cada uno de los cilindros (cilindro 4 y 5), se presenta el resumen de las frecuencias de los índices de daño para cada intervalo (Fig. 3.16). Se puede notar tendencias similares para el cilindro 4, mientras que para el cilindro 5 la curva de daño nulo se cruza con la de daño ligero para aceleraciones mayores que 360 gales. Este último aspecto no se presenta para los sismos de subducción.

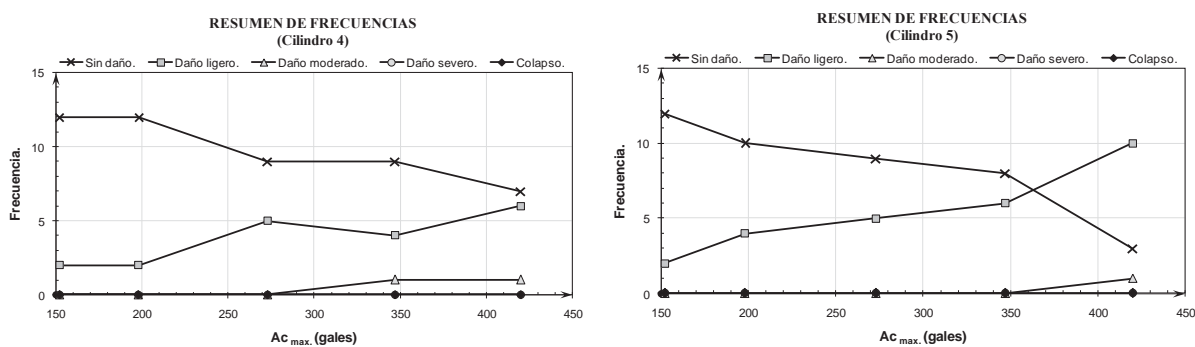


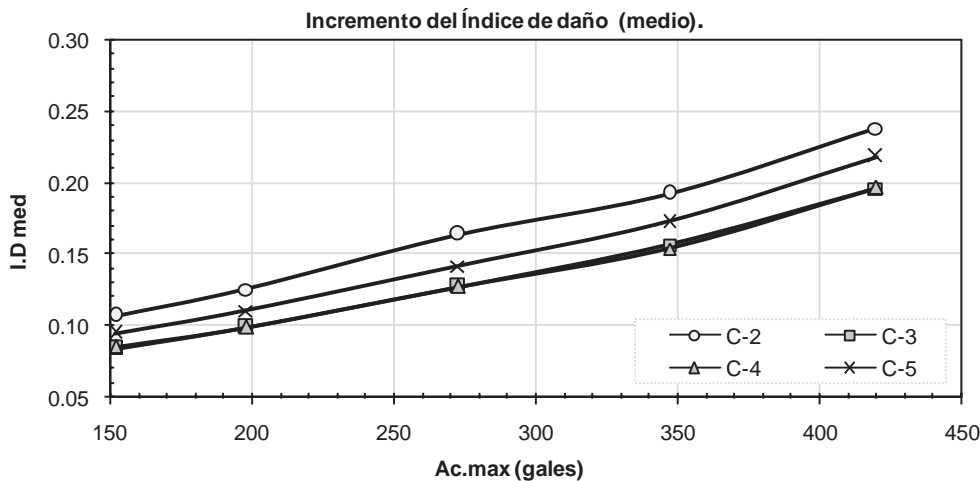
Figura 3.16 Resumen de frecuencias para los distintos estados de daño de los cilindros 4 y 5.



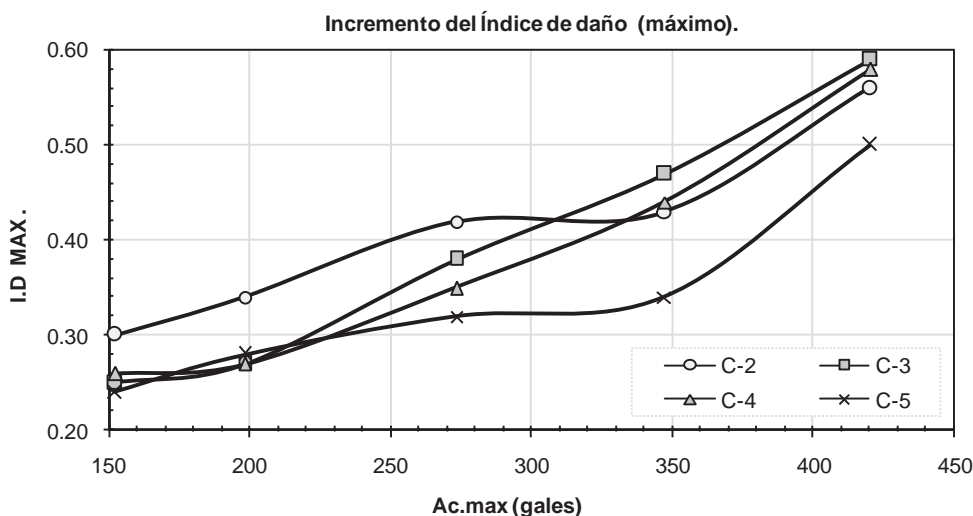
Se presentan también las medidas numéricas descriptivas para los índices de daño de los sismos de falla normal (Tabla 3.14) y la tendencia de los valores medios y máximos para cada cilindro (Fig. 3.17).

Tabla 3.14 Medidas numéricas descriptivas de los índices de daño obtenidos (sismos de falla normal).

| ACELERACIÓN MÁXIMA | CILINDRO | MÍNIMO | MÁXIMO | MEDIO | MEDIANA | MODA | DESV. ESTDR |
|--------------------|----------|--------|--------|-------|---------|------|-------------|
| 152 | C-2 | 0.05 | 0.30 | 0.11 | 0.07 | 0.05 | 0.07 |
| | C-3 | 0.03 | 0.25 | 0.08 | 0.07 | 0.06 | 0.06 |
| | C-4 | 0.03 | 0.26 | 0.09 | 0.07 | 0.06 | 0.06 |
| | C-5 | 0.05 | 0.24 | 0.10 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |
| 198 | C-2 | 0.06 | 0.34 | 0.13 | 0.09 | 0.06 | 0.08 |
| | C-3 | 0.03 | 0.27 | 0.10 | 0.09 | 0.11 | 0.06 |
| | C-4 | 0.03 | 0.27 | 0.10 | 0.08 | 0.12 | 0.07 |
| | C-5 | 0.06 | 0.28 | 0.11 | 0.08 | 0.06 | 0.07 |
| 273 | C-2 | 0.08 | 0.42 | 0.16 | 0.13 | 0.08 | 0.10 |
| | C-3 | 0.04 | 0.38 | 0.13 | 0.11 | 0.14 | 0.09 |
| | C-4 | 0.04 | 0.35 | 0.13 | 0.11 | 0.15 | 0.08 |
| | C-5 | 0.08 | 0.32 | 0.14 | 0.11 | 0.08 | 0.08 |
| 347 | C-2 | 0.10 | 0.43 | 0.19 | 0.15 | 0.15 | 0.10 |
| | C-3 | 0.06 | 0.47 | 0.16 | 0.13 | 0.17 | 0.11 |
| | C-4 | 0.05 | 0.44 | 0.15 | 0.13 | 0.10 | 0.10 |
| | C-5 | 0.10 | 0.34 | 0.17 | 0.13 | 0.10 | 0.08 |
| 420 | C-2 | 0.12 | 0.56 | 0.24 | 0.18 | 0.15 | 0.13 |
| | C-3 | 0.08 | 0.59 | 0.20 | 0.15 | 0.14 | 0.13 |
| | C-4 | 0.08 | 0.58 | 0.20 | 0.14 | 0.13 | 0.13 |
| | C-5 | 0.12 | 0.50 | 0.22 | 0.17 | 0.15 | 0.11 |



(a)



(b)

Figura 3.17 Tendencia de crecimiento de los índices de daño. (a) Medio. (b) Máximo.

Los valores medios de los índices de daño crecen en forma no lineal a medida que la aceleración se incrementa. Es muy importante resaltar que los mayores índices de daño se presentan en los cilindro 2 y 5. Este es un resultado lógico si se recuerda que los cilindros 3 y 4 tienen una mayor longitud que los dos anteriores, lo que los hace más flexibles, situación que los conduce a una menor demanda de fuerza cortante.

A pesar de que los valores medios de los índices de daño para los sismos de subducción son mayores que para los de falla normal, los índices de daño para los sismos de falla normal tienen incrementos más significativos que los de subducción (para aceleraciones mayores), con tendencia hacia los intervalos de daño más grave.

3.2.6. Índices de daño para el puente completo (sismos de subducción).

Los índices de daño para el puente completo, tomando en cuenta cada uno de sus elementos o apoyos, se obtienen como un promedio ponderado de los índices de daño de estos últimos. Se trata de valores ponderados, de acuerdo a la importancia de participación del elemento en la respuesta de todo el puente ante la acción de un sismo.

Los promedios ponderados se obtienen con:

$$ID = \sum (\lambda_i)_{\text{elem}} (ID_i)_{\text{elem}} \qquad (\lambda_i)_{\text{elem}} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{\text{elem}}$$

Donde:

ID = Índice de daño del puente.

$(\lambda_i)_{\text{elem}}$ = Peso asignado al elemento i del puente.



$(ID_i)_{\text{elem}} =$ Índice de daño del elemento i .

$E_i =$ Energía disipada por el elemento i .

$\sum E_i =$ Suma de energías disipadas por todos los elementos del puente.

Una vez obtenidos los factores de peso para cada elemento, se calculó para cada acelerograma y para cada valor de la aceleración máxima, los respectivos índices de daño globales de puente. La información se presenta en la siguiente figura (Fig. 3.18):

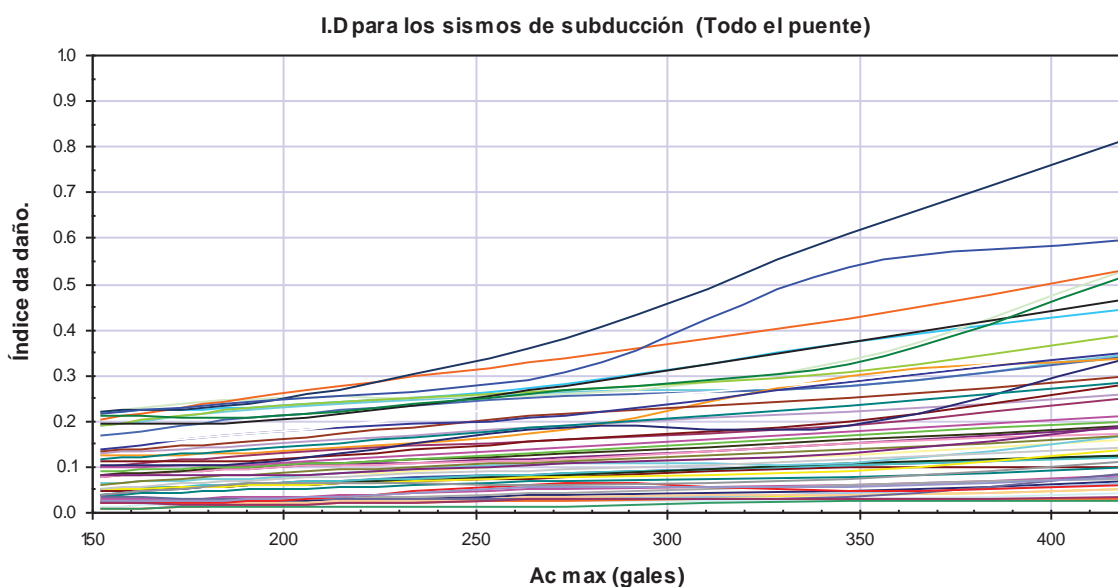


Figura 3.18 Índices de daño para el puente, de acuerdo con la aceleración máxima.

A partir de los datos anteriores, se presenta un resumen de las frecuencias para los distintos estado de daño. Esta información se presenta en la Fig. 3.19. Se observa una tendencia de crecimiento de los estados de daño con el incremento de las aceleraciones máximas a las que se sometió el puente, de forma que con una figura como esta es posible estimar valores esperados de daño a futuro como función de la aceleración máxima del terreno o periodo de retorno de los eventos sísmicos.

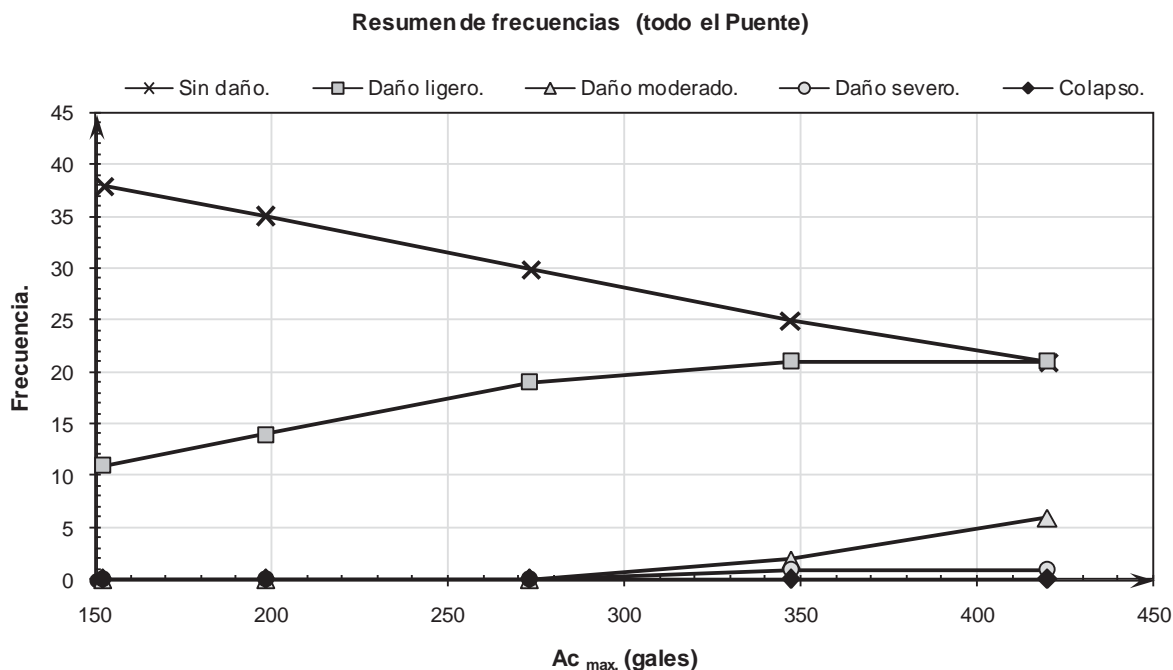
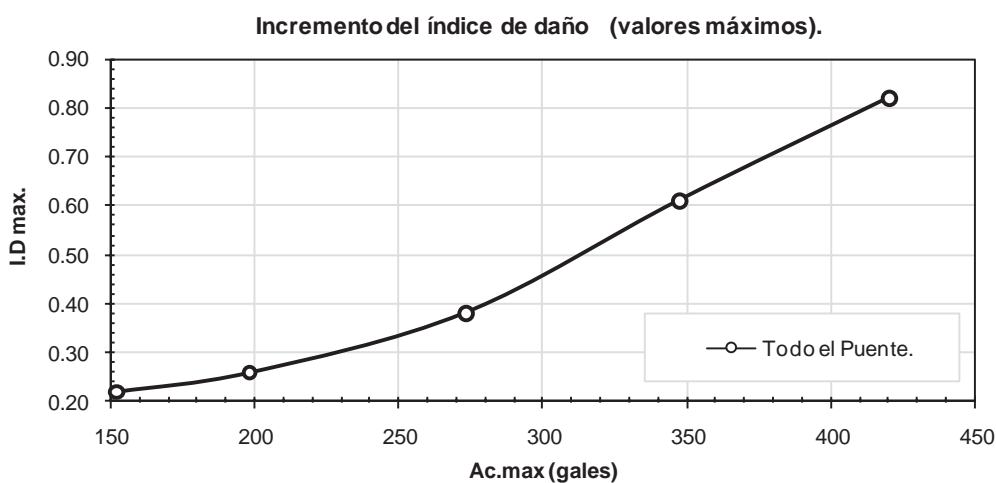


Figura 3.19 Resumen de frecuencias para los distintos estados de daño del puente.

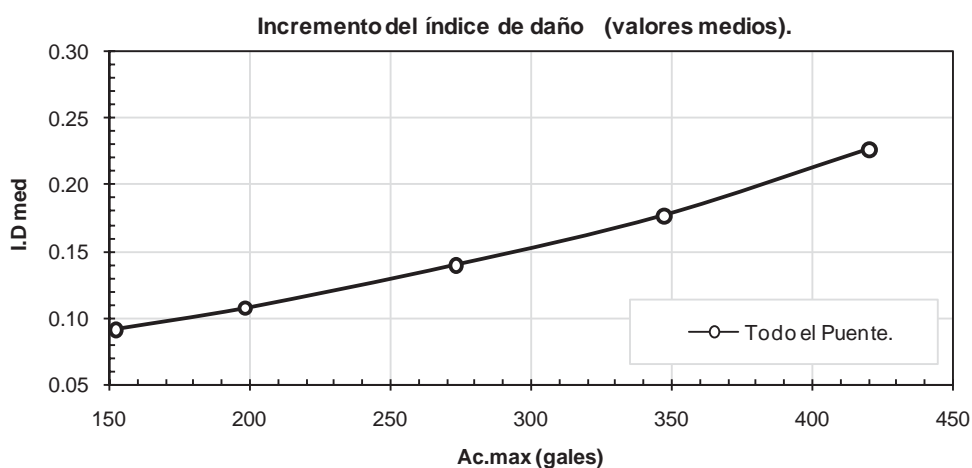
Es importante presentar las medidas numéricas descriptivas para el conjunto de valores de los índices de daño determinados para el puente, con el fin de establecer intervalos claros para los diferentes escenarios sísmicos elegidos. Cabe mencionar que algunos de los valores descriptivos (Tabla 3.15), serán usados más adelante cuando se aplique el modelo de vulnerabilidad. También se presentan gráficas (Fig. 3.20) con los valores máximos y medios de los índices de daño, con la finalidad de conocer su comportamiento ante el incremento de la aceleración y establecer una tendencia que pudiera servir como estimador de la respuesta del puente para valores mayores de aceleración.

Tabla 3.15 Medidas numéricas descriptivas de los índices de daño del puente (sismos de subducción).

| ACELERACIÓN MÁXIMA | MÍNIMO | MÁXIMO | MEDIO | MEDIANA | MODA | DESV. ESTDR |
|--------------------|--------|--------|-------|---------|------|-------------|
| 152 | 0.01 | 0.22 | 0.09 | 0.08 | 0.02 | 0.07 |
| 198 | 0.01 | 0.26 | 0.11 | 0.09 | 0.03 | 0.08 |
| 273 | 0.01 | 0.38 | 0.14 | 0.11 | 0.03 | 0.10 |
| 347 | 0.03 | 0.61 | 0.18 | 0.14 | 0.04 | 0.14 |
| 420 | 0.02 | 0.82 | 0.23 | 0.18 | 0.08 | 0.18 |



(a)



(b)

Figura 3.20 Tendencia de crecimiento de los índices de daño. (a) Máximo. (b) Medio.

Los valores medios y máximos de los índices de daño tienen tendencia exponencial, como lo demuestran las gráficas anteriores. Es importante hacer notar que los valores máximos tienden a crecer más que los valores medios al incrementar la aceleración del suelo.



3.2.7. Índices de daño para el puente completo (sismos de falla normal).

Los valores de los índices de daño para los sismos de fallamiento normal, se presentan en la Fig. 3.21. También se presentan las frecuencias para los intervalos de daño (Fig. 3.22) y las medidas descriptivas (Tabla 3.16) con el fin de comparar el daño provocado por este tipo de sismos y los de subducción.

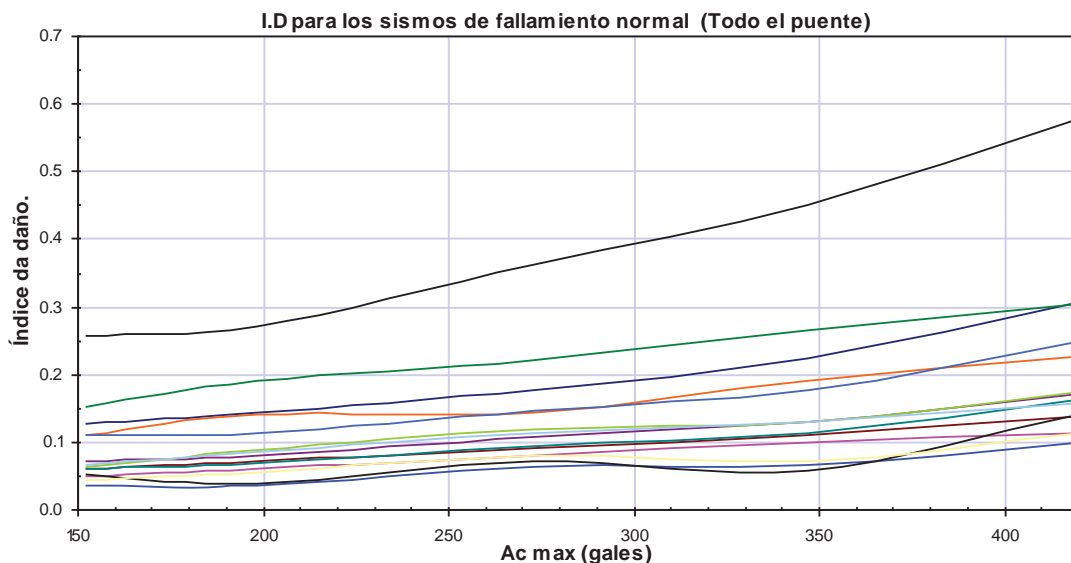


Figura 3.21 Índices de daño para el puente, de acuerdo con la aceleración máxima

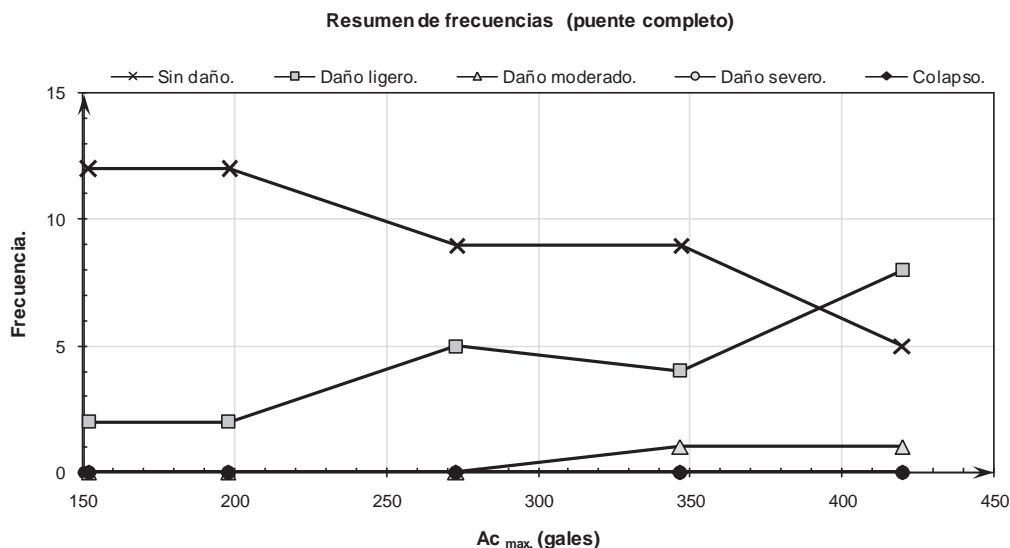


Figura 3.22 Resumen de frecuencias para los distintos estados de daño del puente.

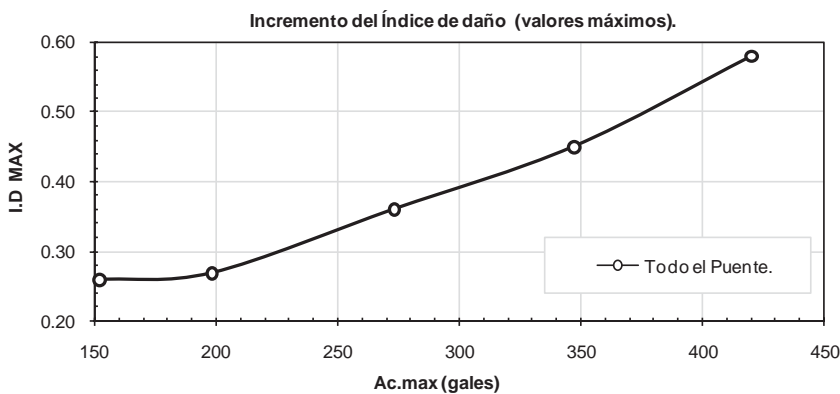


Las medidas numéricas descriptivas para los sismos de fallamiento normal son:

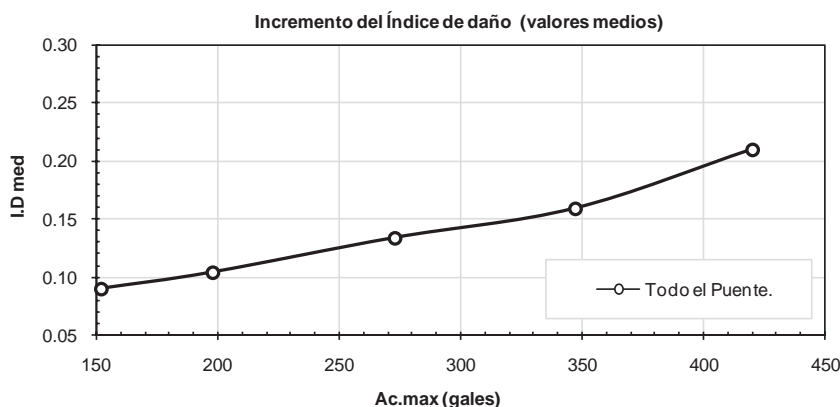
Tabla 3.16 Medidas numéricas descriptivas de los índices de daño del puente (sismos de falla normal).

| ACELERACIÓN MÁXIMA | MÍNIMO | MÁXIMO | MEDIO | MEDIANA | MODA | DESV. ESTDR |
|--------------------|--------|--------|-------|---------|------|-------------|
| 152 | 0.04 | 0.26 | 0.09 | 0.07 | 0.06 | 0.06 |
| 198 | 0.04 | 0.27 | 0.10 | 0.09 | 0.14 | 0.06 |
| 273 | 0.06 | 0.36 | 0.13 | 0.11 | 0.08 | 0.08 |
| 347 | 0.06 | 0.45 | 0.16 | 0.13 | 0.13 | 0.10 |
| 420 | 0.10 | 0.58 | 0.21 | 0.17 | 0.11 | 0.13 |

Los índices de daño medios y máximos para las distintas aceleraciones se presentan en las siguientes gráficas, de las cuales se puede estimar la tendencia del comportamiento para otros valores de aceleración no contemplado en este trabajo.



(a)



(b)

Figura 3.23 Tendencia de crecimiento de los índices de daño. (a) Máximo. (b) Medio.



Es notable la diferencia en las curvas de índices de daño para este tipo de sismos y los de subducción. El intervalo de daño ligero crece con menor pendiente para los sismos de fallamiento normal que para los de subducción. Por otro lado, los estados de daño más graves (moderado y severo) tienen una mayor pendiente para los sismos de subducción, tendencia claramente mostrada para aceleraciones mayores que los 300 gales.

De las gráficas que describen el comportamiento del nivel de daño en los cilindros del puente, se aprecia que de los cuatro, el que tiene características similares a los resultados de la evaluación de todo el puente, es el Cilindro 5 (el de menor altura). Por otro lado, los sismos de subducción provocan valores de índice de daño máximos de 0.82, mientras que los de fallamiento normal producen un valor máximo de 0.58.

Comparando las gráficas de ambos tipos de sismos, *destaca la presencia del estado de daño ligero y la presencia mínima de daño moderado y severo* para aceleraciones mayores a 300 gales, mismos estados que tiene tendencia no lineal creciente con el incremento de aceleración. Los resultados muestran también que el puente tiene capacidad suficiente para resistir sismos que pudieran presentarse en la región del puente para aceleraciones con periodos de retorno mayores que 1000 años.

**CAPÍTULO 4 :****ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA****4.1. INTRODUCCIÓN.**

La acción sísmica, también referida como la demanda sísmica, constituye uno de los elementos fundamentales para la apropiada caracterización de la vulnerabilidad sísmica. De manera que una de las más importantes decisiones en un estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico es la apropiada definición y caracterización de la acción sísmica. La cuantificación de la amenaza sísmica, es el resultado de un estudio de *peligrosidad sísmica*. A pesar del gran progreso en los últimos años en las técnicas de evaluación de la peligrosidad sísmica que ha llevado a un mejor entendimiento del fenómeno sísmico para su consideración en el diseño sismorresistente, todavía existen incertidumbres importantes que en algunos casos pueden sobrestimar o subestimar la intensidad esperada del movimiento. El primer caso, se reflejaría en un incremento excesivo de los costos asociados a un nivel de riesgo esperado, mientras que el segundo caso, daría margen a daños excesivos incrementando la probabilidad de pérdida de vidas y el tamaño de la catástrofe sísmica.

Es importante reconocer que no todos los parámetros convencionalmente empleados para caracterizar la severidad del movimiento sísmico son apropiados para evaluar el daño potencial y que algunos de ellos son especialmente pobres, sin embargo se siguen empleando.

Para caracterizar la severidad del movimiento sísmico generalmente se emplean parámetros simples como la *intensidad macrosísmica* y la *aceleración del terreno*, entre otros. Estos parámetros proporcionan una limitada información del evento, que conduce a una importante dispersión de los efectos producidos por diferentes sismos caracterizados por el mismo valor del parámetro considerado (Benedetti et al., 1988).

- La *intensidad macrosísmica*, expresada mediante los grados de una escala internacional reconocida, tiene como ventaja que comprende una importante información de la sismicidad histórica y de observación de daños en sitios afectados por terremotos apreciables, pero no es directamente utilizable como dato de entrada en las estimaciones efectuadas a través de un análisis estructural y en ocasiones resulta inapropiado para evaluar daños potenciales de una edificación, sin embargo, estos pueden estimarse sobre bases estadísticas cuando la edificación puede identificarse como perteneciente a una clase de edificios previamente considerada.
- Por su parte, la *máxima del terreno* cuenta con menor soporte de datos limitado a terremotos recientes donde ha sido posible obtener un registro instrumental. Es una entidad con un claro significado físico y mecánico, idóneo para evaluaciones sobre bases analíticas de edificaciones singulares. Entre los *parámetros* asociados a la aceleración del terreno destacan la aceleración máxima del terreno, la aceleración media cuadrática, los espectros de respuesta, los espectros de energía, entre otros.

La *aceleración máxima del terreno o aceleración pico*, obtenida directamente o con algunos cálculos simples aplicados sobre un registro acelerográfico digitalizado y corregido, constituye quizás el parámetro más frecuentemente asociado con la severidad del movimiento sísmico, sin embargo debe reconocerse que es un pobre parámetro para evaluar el daño potencial. Por ejemplo, un pico de aceleración puede estar asociado con un impulso de corta duración (de alta frecuencia) o con un impulso de larga duración (de baja frecuencia); en la Fig. 4.1, se muestran dos acelerogramas y la ampliación de un intervalo de tiempo; uno con impulsos de corta duración y alta frecuencia (a) y otro con impulsos de larga duración y baja frecuencia (b). En el primer caso, la mayor parte del impulso es absorbido por la inercia de la estructura con pequeñas deformaciones; sin embargo, una aceleración moderada en el segundo caso puede conducir a significativas deformaciones de la estructura. En este caso, Anderson y Bertero (1987) sugieren el uso de la máxima velocidad incremental (que es el área bajo un pulso de aceleración) y el máximo desplazamiento incremental (que representa el área bajo un pulso de velocidad). Numerosas investigaciones (Singh, 1995) demuestran que otros parámetros asociados al movimiento como el contenido de frecuencias, la duración, la velocidad, el desplazamiento, la velocidad



incremental, el desplazamiento incremental, etc., pueden tener mayores efectos sobre la respuesta estructural que la aceleración pico, particularmente en el intervalo de comportamiento inelástico.

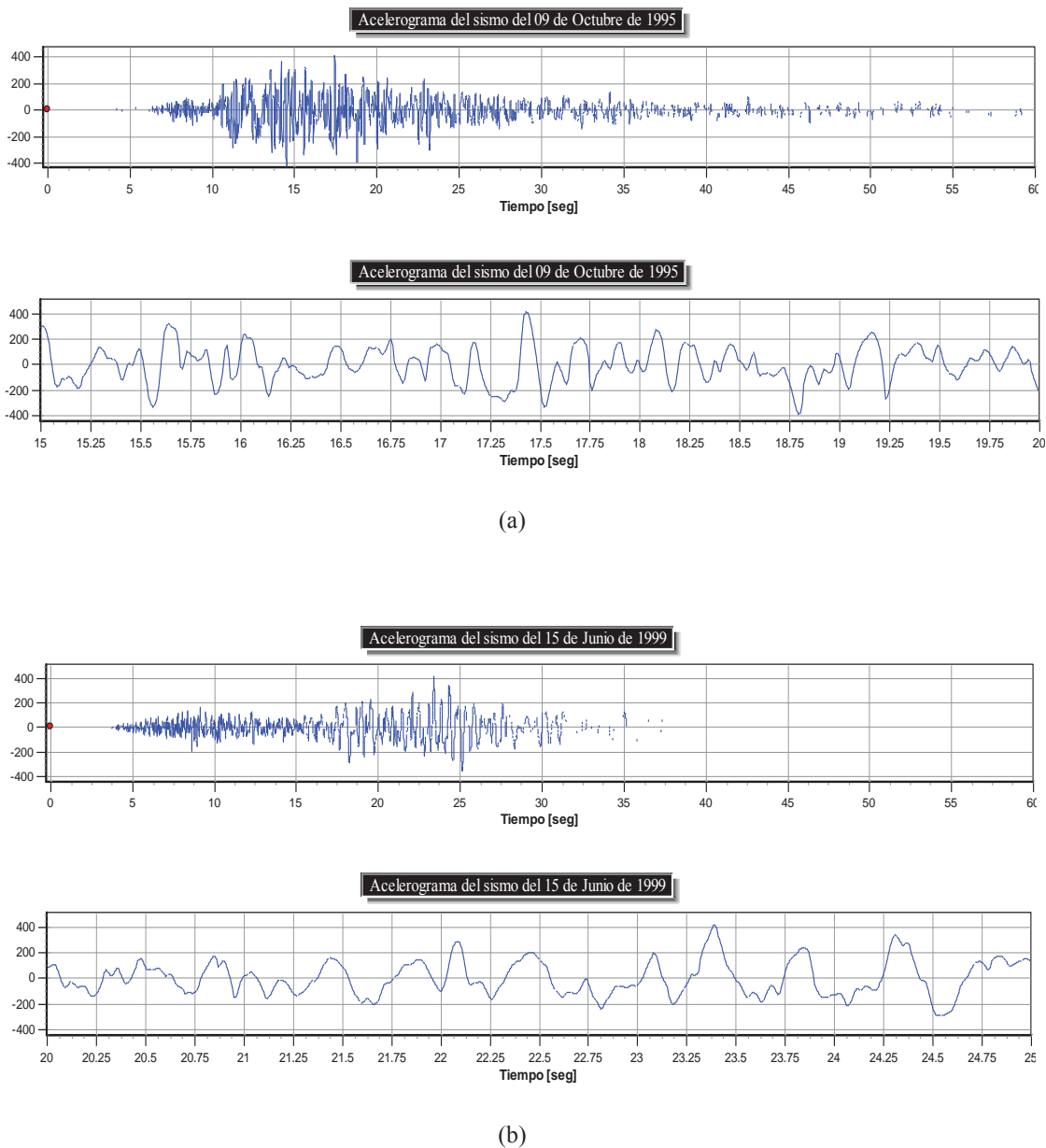


Figura 4.1 Acelerogramas con aceleración pico iguales. (a) Impulsos de corta duración. (b) Impulsos de larga duración.

Los *espectros de respuesta*, obtenidos de la integración paramétrica de la ecuación de movimiento de un sistema elástico o inelástico de un grado de libertad, son en la actualidad el método más popular para los análisis de respuesta dinámica de estructuras. Uno de sus más significativas limitaciones es que no toman en cuenta la duración del movimiento, aspecto que es determinante para la estimación del daño potencial. Los *espectros de energía*, obtenidos de la integración de la ecuación de balance energético de un sistema elástico o inelástico, proporcionan una estimación más confiable del daño potencial y del grado de deformación inelástica.

Otro aspecto fundamental para una adecuada caracterización del movimiento sísmico que permita una apropiada estimación del daño potencial es el *efecto de la cercanía a la falla* (Singh, 1995). De hecho, los registros obtenidos en los últimos años indican claramente que las características dinámicas del movimiento pueden variar significativamente entre estaciones de registro localizadas en una misma área, sobre todo en las zonas ubicadas en el área epicentral, donde el movimiento es dominado por las características de la fuente, con altas componentes de directividad de la señal. En este sentido, en zonas con fallas cercanas, es importante hacer consideraciones especiales ya que la respuesta dinámica no lineal de una estructura y en particular la respuesta en desplazamientos, es muy sensible a las características dinámicas del movimiento.

4.2. DEMANDA SÍSMICA PARA EL PUENTE INFIERNILLO II.

Como se explicó anteriormente, existen varios parámetros para estimar la acción o demanda sísmica a la que estará sujeta una estructura; las consideraciones que hay que tener en cuenta y sus limitaciones. A continuación se presentan las fuentes sísmicas consideradas para la determinación de la demanda sísmica, el criterio usado y los resultados del mismo, sin olvidar algunos comentarios importantes acerca de la selección de las fuentes sísmicas y los registros usados.

4.2.1. Fuentes sísmicas.

Conocida la distancia entre el puente y la fuente de subducción formada por la placa oceánica y continental, se recopiló acelerogramas de esta fuente a distancias similares. La misma cercanía a esa fuente, hace que los temblores de fallamiento normal sean también partícipes del peligro sísmico en este sitio, mismos que podrían generarse a una distancia más cercana al puente que los de subducción.

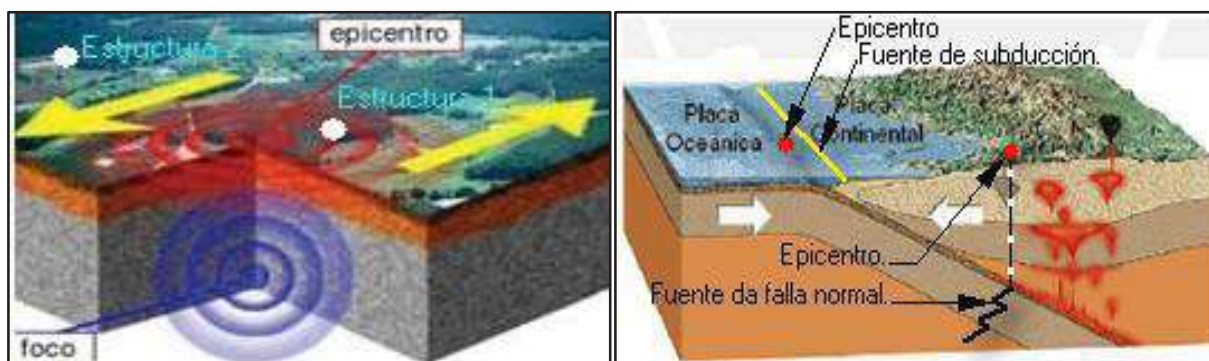


Figura 4.2 Fuentes sísmicas y su ubicación respecto a las estructuras.

Considerando la ubicación del puente, se decidió tomar en cuenta únicamente los registros sísmicos con distancias al puente localizadas en un radio de 150 km., para contar con una muestra más representativa de la demanda sísmica en donde se localiza la estructura. Como se comentó anteriormente, las ondas sísmicas tienen una atenuación distinta en dirección paralela al rompimiento de la falla y en dirección perpendicular a la misma. Es que por esto que se consideraron solamente registros de estaciones que se encuentren perpendiculares a la ubicación del epicentro. En cuanto a los sismos de fallamiento normal, sólo se usa el criterio de cercanía del epicentro al puente, sin tomar en cuenta la profundidad del foco. En la Fig. 4.3, se muestra el criterio de selección de estaciones acelerográficas de las fuentes sísmicas.



Figura 4.3 Criterio de selección de los registros.

El conjunto de estaciones seleccionadas de acuerdo al criterio señalado, se presentó en el capítulo anterior, por lo que ahora sólo se hace referencia a ellas.

4.2.2. Criterio para estimar la demanda.

Como una primera aproximación de la evaluación de la demanda sísmica, se determinarán espectros de respuesta elásticos para los distintos registros sísmicos, tanto para sismos de subducción, como para los de fallamiento normal. Los registros se escalaron para obtener aceleraciones máximas que corresponden a las presentadas por Jara y Jara (2007) en un estudio probabilista de peligrosidad sísmica para el Estado de Michoacán, para diferentes periodos de retorno.

Se usarán los espectros de respuesta debido a la facilidad con que se determinan y porque representan adecuadamente la respuesta dinámica de las estructuras.

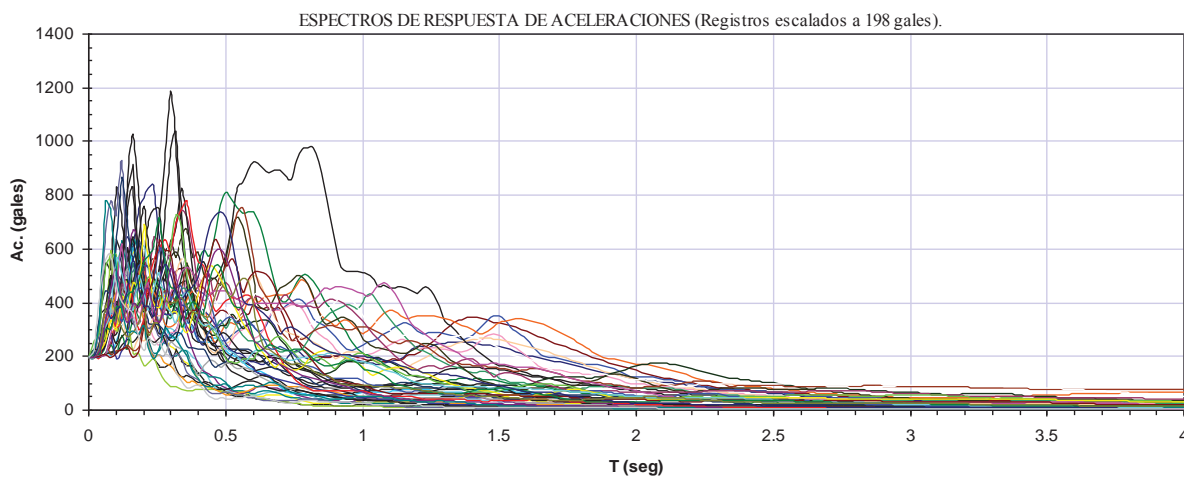
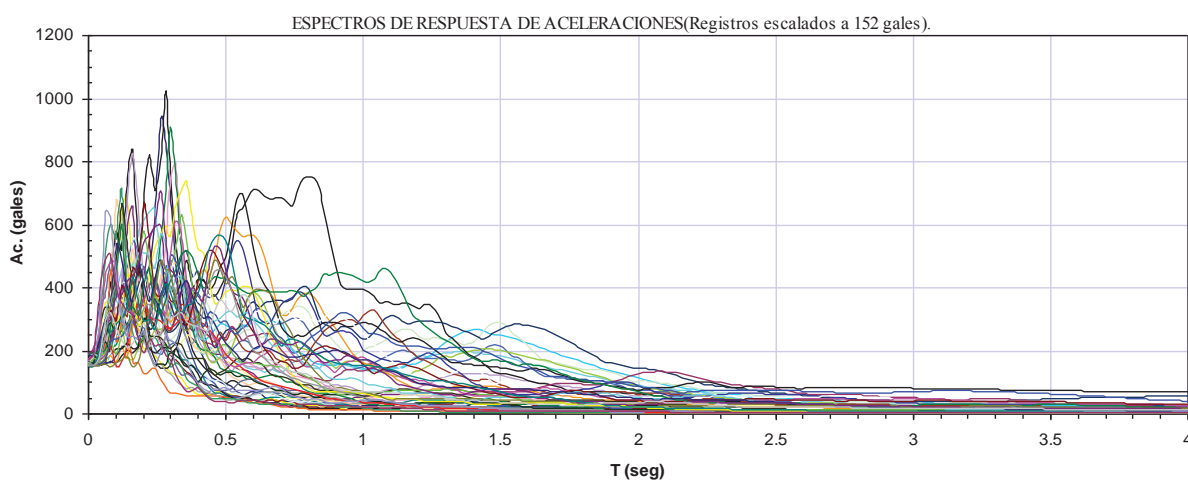


4.2.3. Aplicación del criterio adoptado.

Se obtuvieron los espectros de respuesta para los acelerogramas escalados de la fuente de subducción y de fallamiento normal. Los espectros calculados corresponden a un amortiguamiento crítico del 5%.

4.2.3.1. Espectros para los sismos de subducción.

Los espectros de respuesta para los registros sísmicos de subducción se presentan en las Fig. 4.4 y 4.5, los cuales comprenden un intervalo de periodos que va de 0 - 4 segundos. Se presenta tanto la respuesta de aceleraciones, como la de desplazamientos (Fig. 4.4 y 4.5, respectivamente).



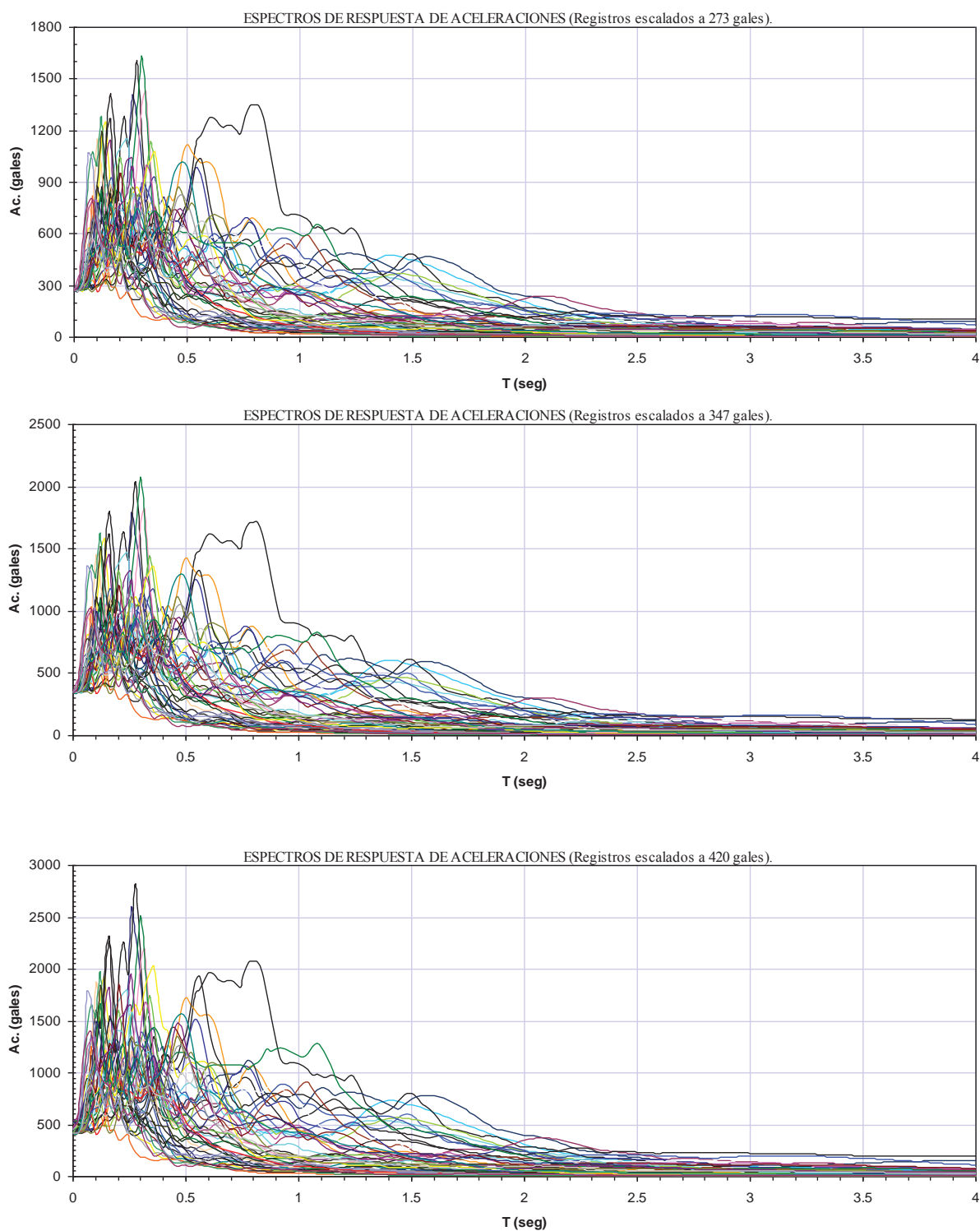
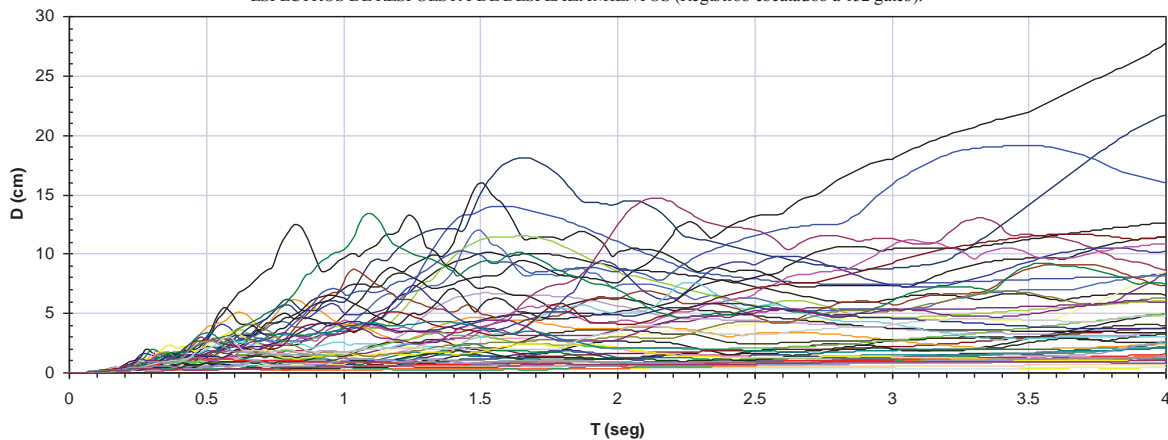


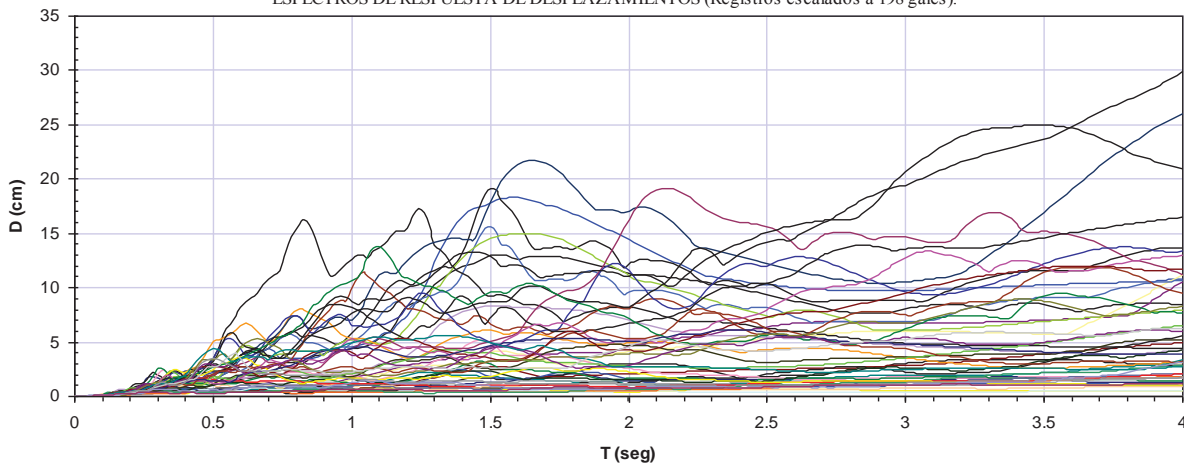
Figura 4.4 *Espectros de respuesta de aceleraciones.*



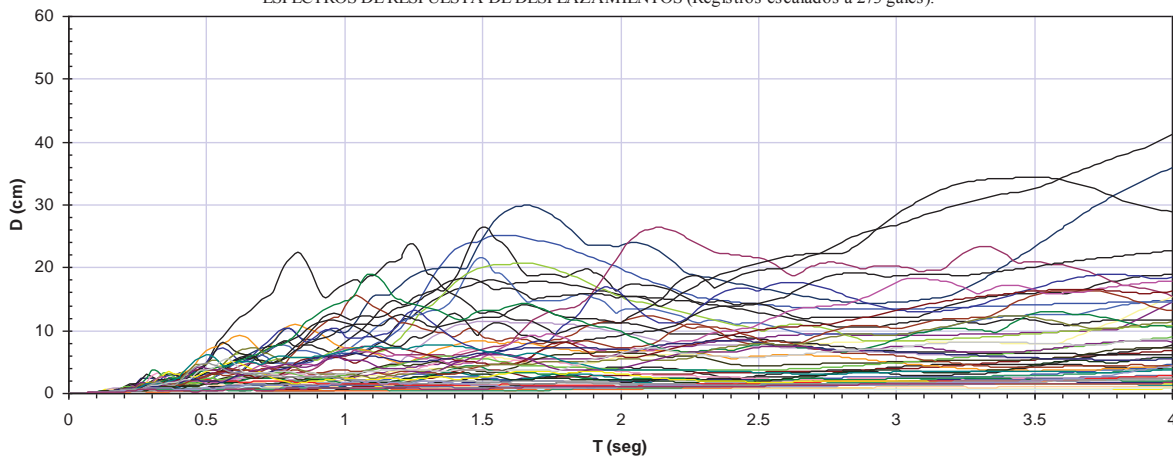
ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (Registros escalados a 152 gales).



ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (Registros escalados a 198 gales).



ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (Registros escalados a 273 gales).



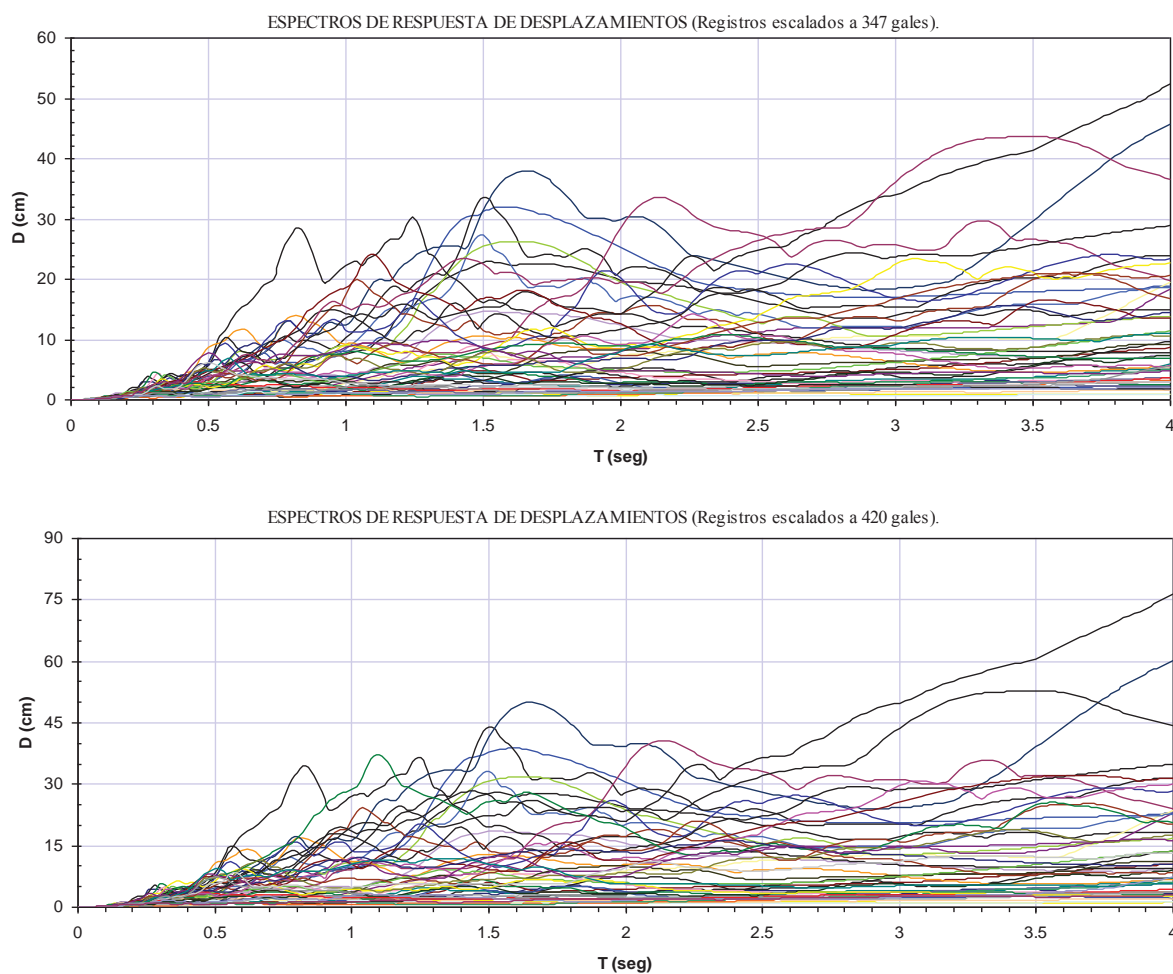
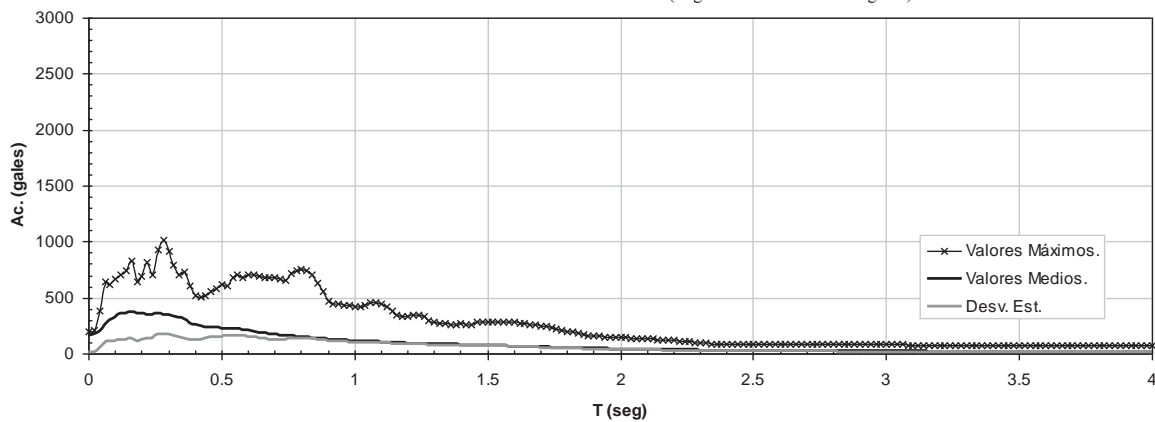


Figura 4.5 *Espectros de respuesta de desplazamientos.*

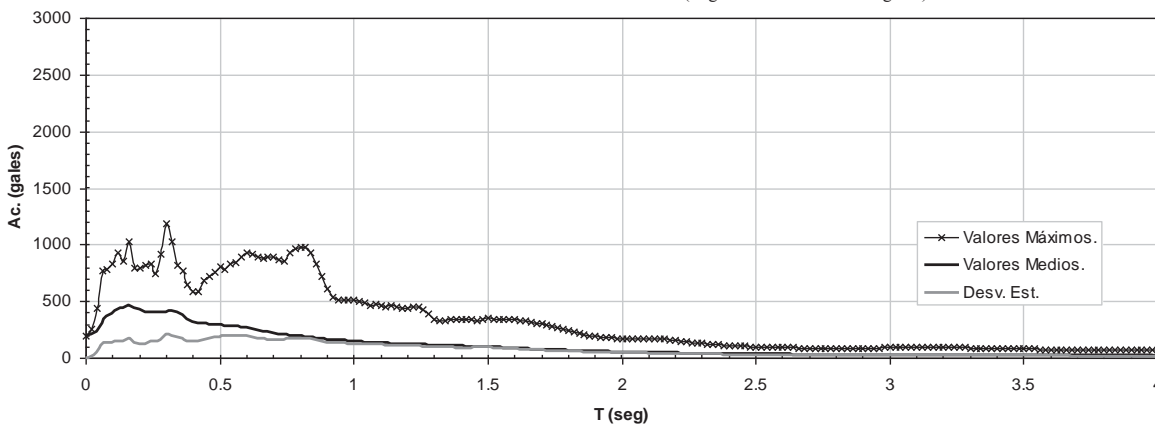
Para cada una de las ordenadas espectrales y para cada valor de aceleración máxima a la que se escalaron los registros, se obtuvieron los valores máximos, medios y la desviación estándar. Esta información se representa en las Fig. 4.6 y 4.7. En la Fig. 4.6, se muestran las medidas numéricas descriptivas para los espectros de aceleraciones, de acuerdo con cada una de las aceleraciones a las que se escalaron los registros. Se observa que la respuesta de aceleraciones para periodos que estén entre 0 y 1seg es más dispersa que para periodos mayores. En la Fig. 4.7 se presenta la respuesta de desplazamientos (también para cada ordenada espectral y para las distintas aceleraciones del terreno) en la cual no existe dispersión importante comparándola con la respuesta de aceleraciones.



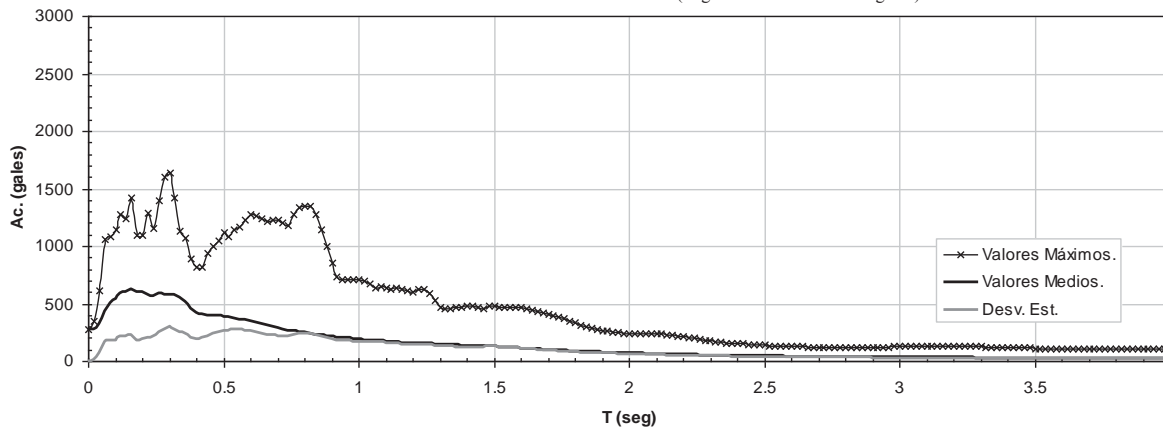
ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (Registros escalados a 152 gales).



ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (Registros escalados a 198 gales).



ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (Registros escalados a 273 gales).



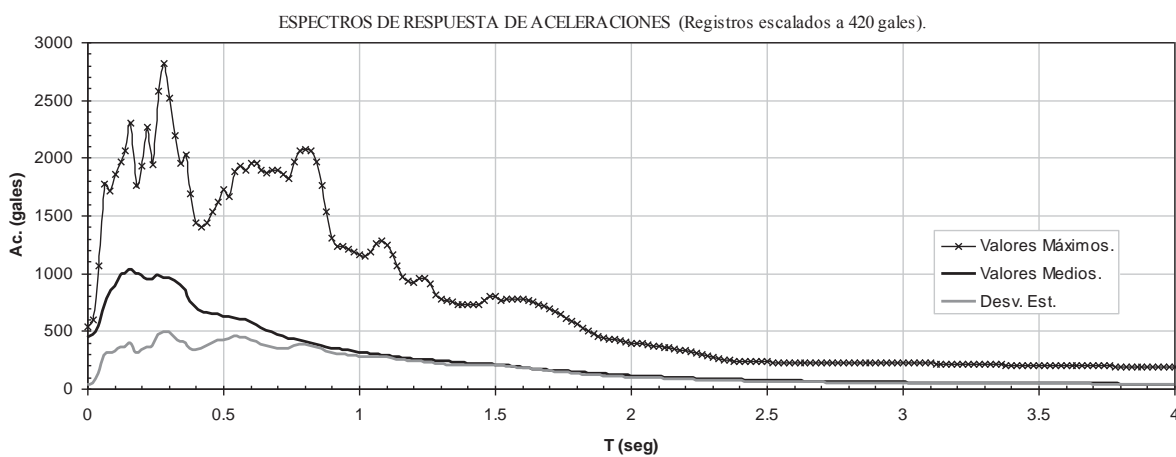
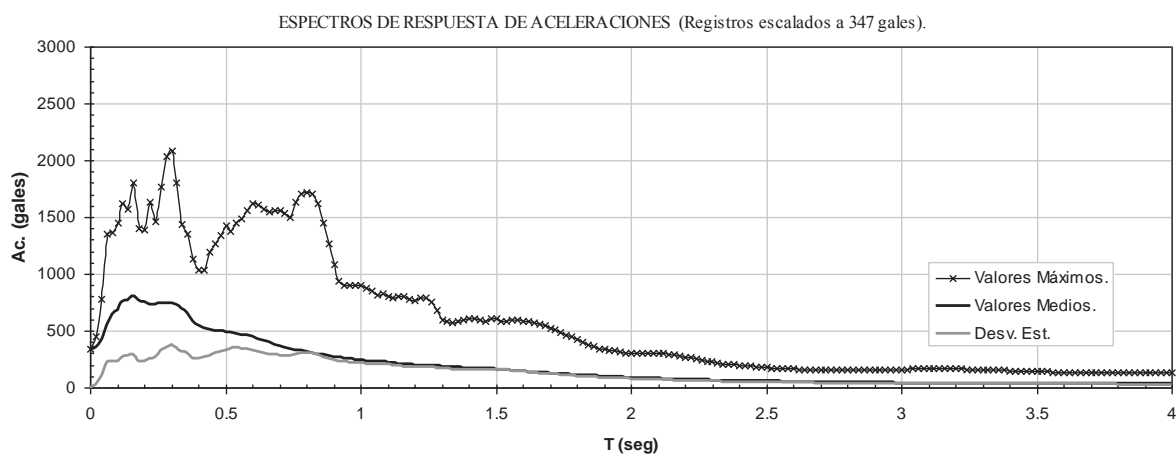
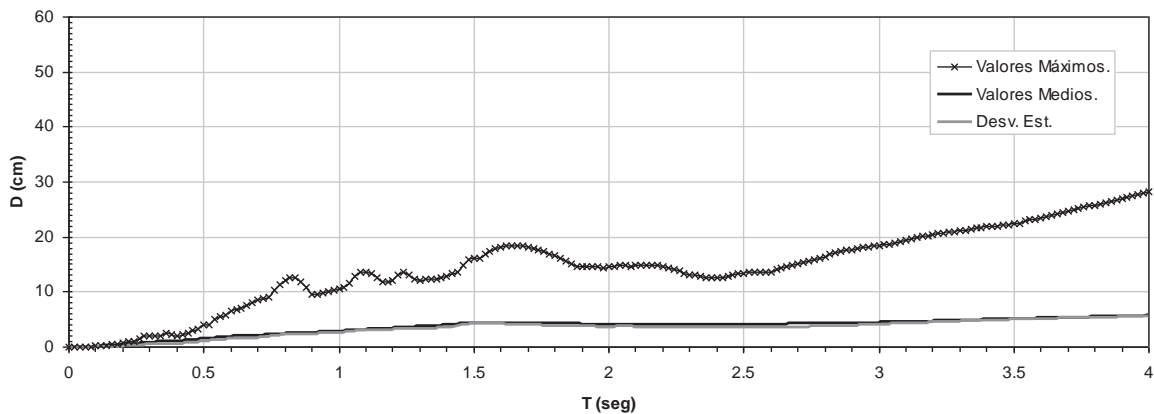


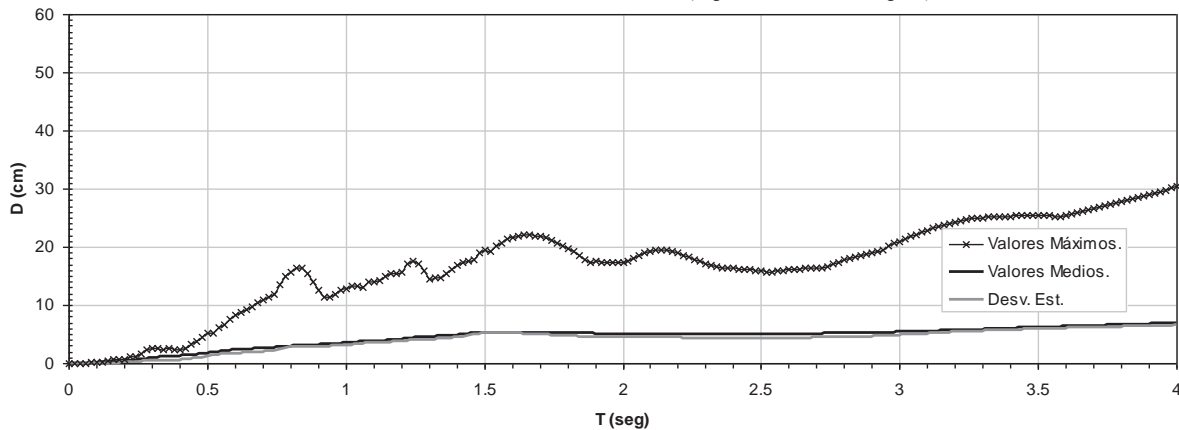
Figura 4.6 Medidas descriptivas para los espectros de respuesta de aceleraciones.



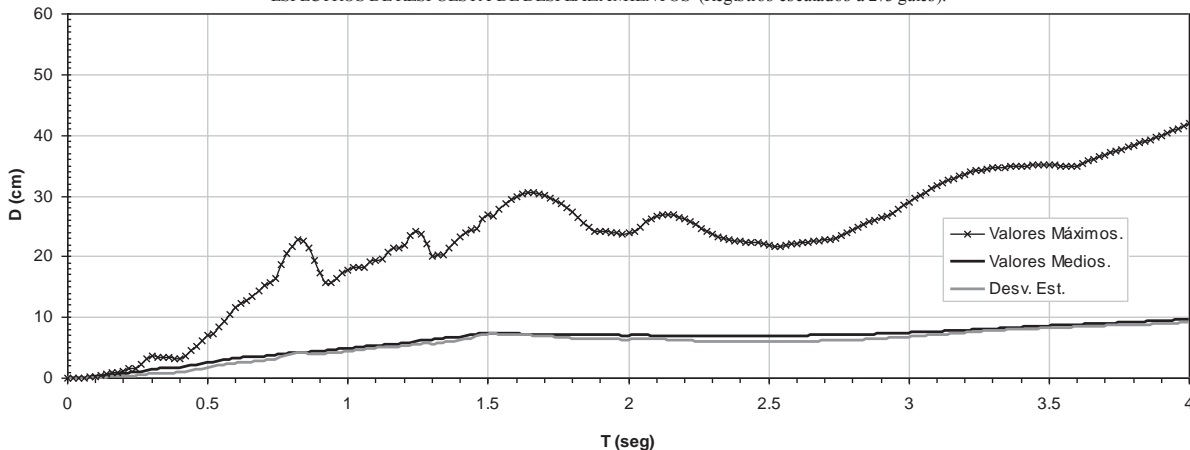
ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (Registros escalados a 152 gales).



ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (Registros escalados a 198 gales).



ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (Registros escalados a 273 gales).



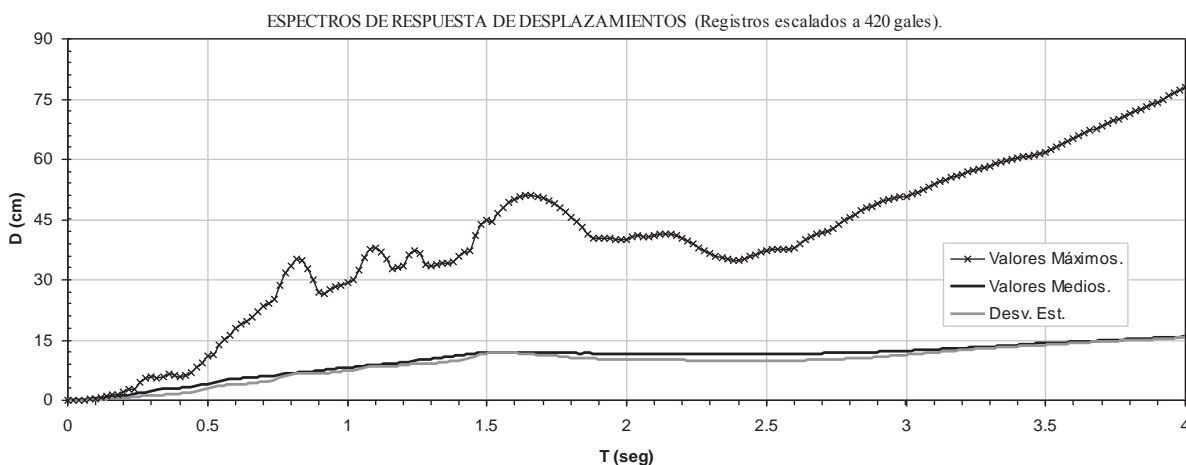
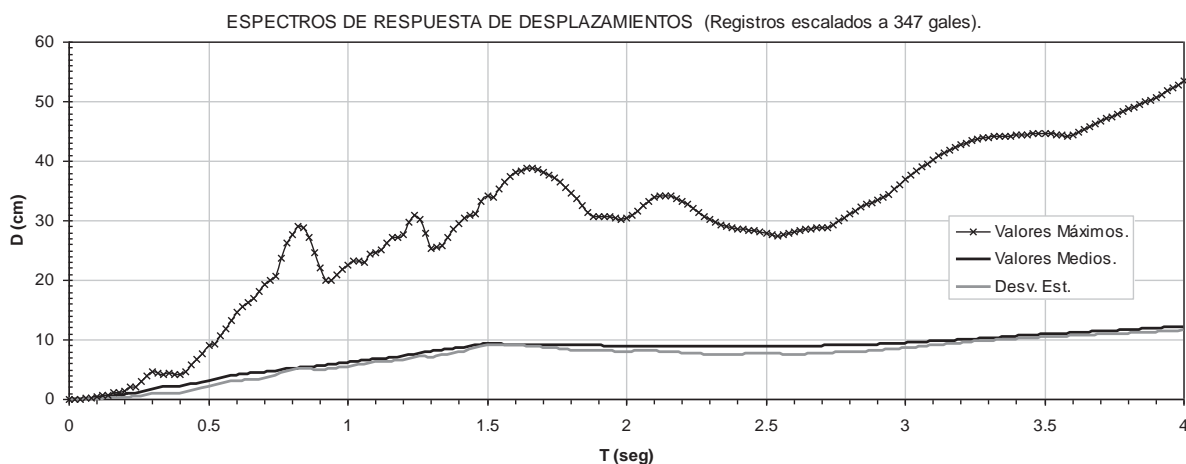


Figura 4.7 Medidas descriptivas para los espectros de respuesta de desplazamientos.

Posteriormente se encontró el mayor de cada valor descriptivo y su media, es decir, se determinó el valor mayor y el medio de los máximos, el mayor y el medio de los medios y la mayor y la media de la desviación estándar. En las Tablas 4.1 y 4.2, se presentan estos valores y se indica el periodo para el cual se dan. Esta información es descriptiva del conjunto de acelerogramas para los sismos de subducción, tomando en cuentas todas las aceleraciones a las que se escalaron los registros.

Tabla 4.1 Medidas numéricas descriptivas de las respuestas de aceleraciones.

| DEMANDA DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (gales) | | | | | | |
|---|----------------------|--------|---------------------|--------|-------------------------|--------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMA, T = 0.30 seg | | MEDIA, T = 0.16 seg | | DESV. EST, T = 0.30 seg | |
| | Mayor | Media. | Mayor. | Media. | Mayor. | Media. |
| 152 | 1022.7 | 273.7 | 374.5 | 87.3 | 179.3 | 59.2 |
| 198 | 1187.7 | 330.3 | 459.7 | 109.6 | 203.4 | 71.7 |
| 273 | 1637.6 | 459.9 | 630.2 | 147.1 | 298.1 | 99.3 |
| 347 | 2081.5 | 584.6 | 801.0 | 186.9 | 378.9 | 126.2 |
| 420 | 2825.9 | 756.3 | 1034.9 | 241.3 | 495.5 | 163.7 |

Tabla 4.2 *Medidas numéricas descriptivas de las respuestas de desplazamientos.*

| DEMANDA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | | | | |
|---|---------------------|--------|--------------------|--------|------------------------|--------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMA, T = 4.0 seg | | MEDIA, T = 4.0 seg | | DESV. EST, T = 4.0 seg | |
| | Mayor | Media. | Mayor. | Media. | Mayor. | Media. |
| 152 | 28.26 | 14.41 | 5.70 | 3.61 | 5.60 | 3.29 |
| 198 | 30.46 | 16.91 | 6.93 | 4.42 | 6.57 | 4.01 |
| 273 | 42.00 | 23.31 | 9.56 | 6.09 | 9.07 | 5.53 |
| 347 | 53.39 | 29.63 | 12.15 | 7.74 | 11.52 | 7.02 |
| 420 | 78.10 | 39.81 | 15.74 | 9.98 | 15.48 | 9.10 |

Es un objetivo indispensable conocer las respuestas para el periodo del puente (1.35seg), con el fin de estimar las demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento, a las que estará sometido. Esa información se presenta de manera resumida en las tablas siguientes:

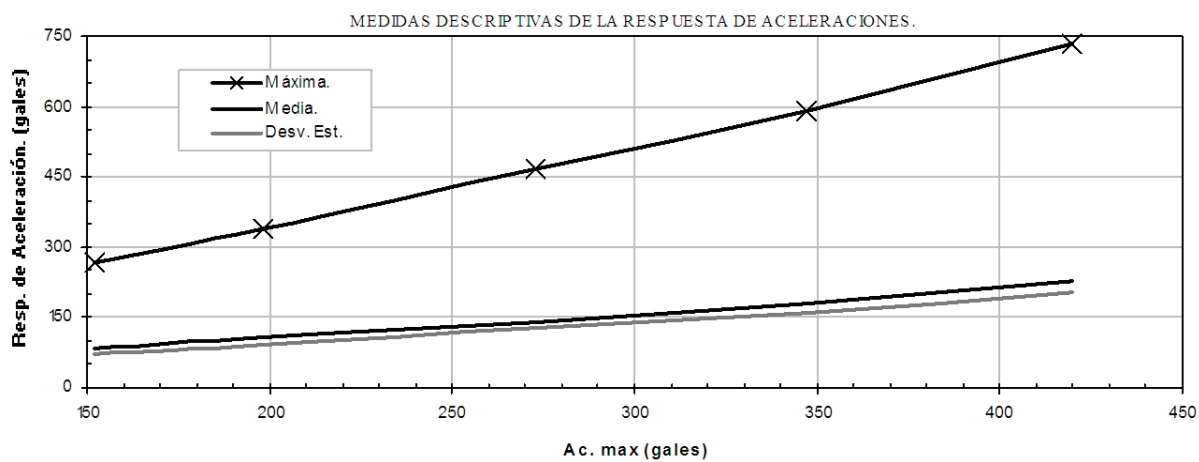
Tabla 4.3 *Medidas numéricas descriptivas de las respuestas de aceleraciones para el periodo del puente.*

| DEMANDA DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (gales) | | | |
|--|---------------------|--------------------|------------------------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMA, T = 1.35seg | MEDIA, T = 1.35seg | DESV. EST, T = 1.35seg |
| 152 | 265.32 | 82.55 | 73.12 |
| 198 | 337.31 | 107.17 | 92.16 |
| 273 | 465.08 | 140.63 | 126.24 |
| 347 | 591.14 | 178.75 | 160.45 |
| 420 | 733.12 | 228.08 | 202.03 |

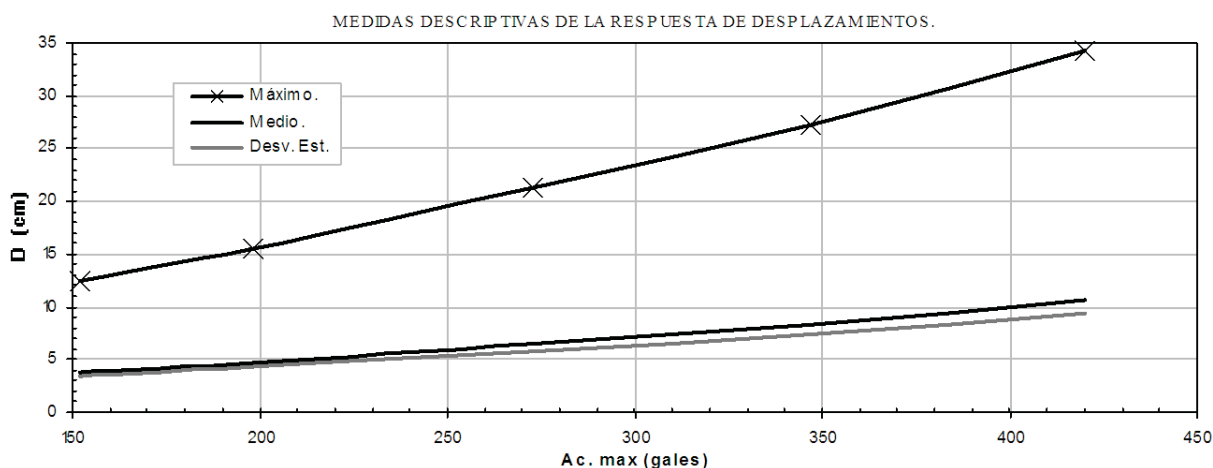
Tabla 4.4 *Medidas numéricas descriptivas de las respuestas de desplazamientos para el periodo del puente.*

| DEMANDA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | |
|---|---------------------|--------------------|------------------------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMO, T = 1.35seg | MEDIO, T = 1.35seg | DESV. EST, T = 1.35seg |
| 152 | 12.37 | 3.83 | 3.39 |
| 198 | 15.50 | 4.73 | 4.25 |
| 273 | 21.37 | 6.52 | 5.86 |
| 347 | 27.16 | 8.28 | 7.44 |
| 420 | 34.19 | 10.57 | 9.38 |

Al graficar los valores de las tablas anteriores se muestra una clara tendencia de la respuesta del puente para distintas aceleraciones del terreno. En la Fig. 4.8, se muestran los valores descriptivos de la respuesta de aceleraciones y de desplazamientos para el periodo del puente. Se observa que la tendencia de ambas respuestas es lineal y creciente hacia aceleraciones mayores del terreno. La desviación estándar, que es una medida de la dispersión de los datos, se observa constante para la respuesta de aceleraciones y creciente (para mayores aceleraciones del terreno) en la respuesta de desplazamiento. Por lo tanto, es posible que a mayores aceleraciones del terreno, la respuesta real del puente difiera en comparación con la encontrada mediante los espectros de respuesta.



(a)



(b)

Figura 4.8 Tendencia de la respuesta del puente. (a) Aceleraciones (b) Desplazamientos.

4.2.3.2. Espectros para los sismos de fallamiento normal.

Para los sismos de fallamiento normal, sólo se presentan las demandas de aceleraciones y de desplazamientos. De los valores descriptivos para cada ordenada espectral, se determinan sus máximos y se indica el periodo que le corresponde (Tabla 4.5). En la parte (a), se muestran las respuestas de aceleraciones y en la parte (b) se muestra la respuesta de desplazamientos.



| DEMANDA DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (gales) | | | | | | |
|---|-----------------|--------|-----------------|--------|---------------------|--------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMA | | MEDIA, T = 0.20 | | DESV. EST. T = 0.48 | |
| | Mayor | Media. | Mayor. | Media. | Mayor. | Media. |
| 152 | 682.12, T=0.20 | 207.14 | 419.45 | 419.45 | 193.32 | 48.27 |
| 198 | 871.62, T=0.48 | 262.80 | 512.09 | 111.98 | 231.76 | 60.35 |
| 273 | 1201.78, T=0.48 | 362.34 | 706.07 | 154.40 | 319.55 | 83.22 |
| 347 | 1527.54, T=0.48 | 460.56 | 897.46 | 196.25 | 406.16 | 105.77 |
| 420 | 1884.81, T=0.20 | 572.35 | 1159.01 | 253.23 | 534.18 | 133.39 |

(a)

| DEMANDA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | | | | |
|--|------------------|--------|-----------------|--------|---------------------|--------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMA, T = 1.74 | | MEDIA, T = 2.42 | | DESV. EST, T = 1.74 | |
| | Mayor | Media. | Mayor. | Media. | Mayor. | Media. |
| 152 | 28.26 | 14.41 | 5.70 | 3.61 | 5.60 | 3.29 |
| 198 | 30.46 | 16.91 | 6.93 | 4.42 | 6.57 | 4.01 |
| 273 | 42.00 | 23.31 | 9.56 | 6.09 | 9.07 | 5.53 |
| 347 | 53.39 | 29.63 | 12.15 | 7.74 | 11.52 | 7.02 |
| 420 | 78.10 | 39.81 | 15.74 | 9.98 | 15.48 | 9.10 |

(b)

Tabla 4.5 Medidas numéricas descriptivas de las respuestas. (a) De aceleraciones. (b) De desplazamientos.

Por lo que respecta al periodo del puente (1.35seg), la respuesta se muestra en la Tabla 4.6 y de forma gráfica en la Fig. 4.9. Se observa en esta figura que la desviación estándar resulta, para fines prácticos, independiente del nivel de escalamiento.

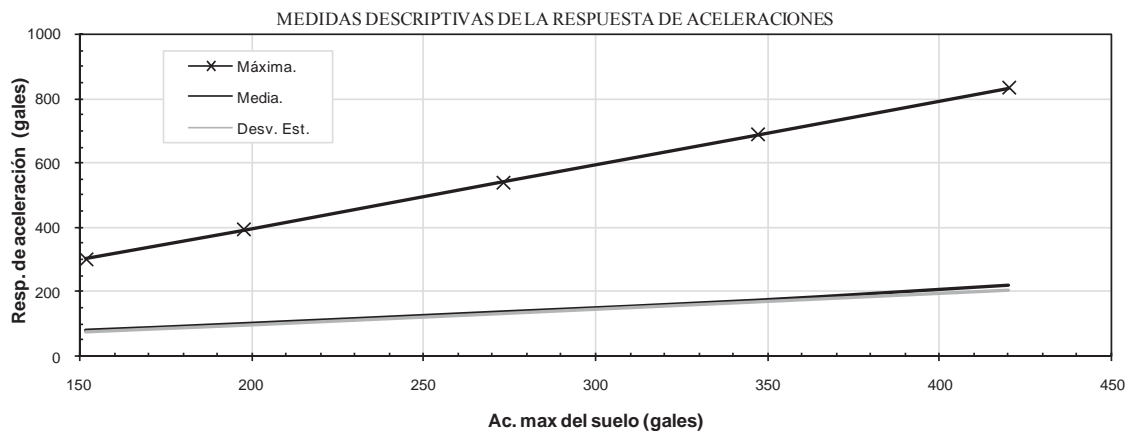
| DEMANDA DE RESPUESTA DE ACELERACIONES (gales) | | | |
|---|---------------------|--------------------|------------------------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMA, T = 1.35seg | MEDIA, T = 1.35seg | DESV. EST, T = 1.35seg |
| 152 | 300.63 | 78.76 | 73.69 |
| 198 | 391.32 | 98.40 | 96.61 |
| 273 | 539.54 | 135.68 | 133.21 |
| 347 | 685.79 | 172.45 | 169.31 |
| 420 | 830.69 | 217.61 | 203.61 |

(a)

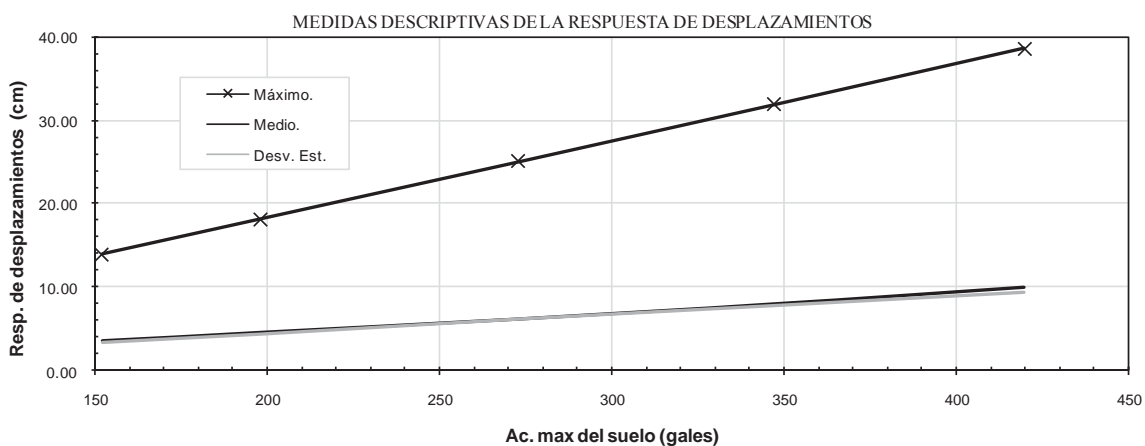
| DEMANDA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | |
|--|---------------------|--------------------|------------------------|
| Ac. MAX de ESCALA (gales) | MÁXIMO, T = 1.35seg | MEDIO, T = 1.35seg | DESV. EST, T = 1.35seg |
| 152 | 14.00 | 3.65 | 3.44 |
| 198 | 18.23 | 4.57 | 4.50 |
| 273 | 25.13 | 6.30 | 6.21 |
| 347 | 31.94 | 8.00 | 7.90 |
| 420 | 38.69 | 10.10 | 9.50 |

(b)

Tabla 4.6 Medidas numéricas descriptivas de las respuestas para el periodo del puente. (a) De aceleraciones. (b) De desplazamientos.



(a)



(b)

Figura 4.9 Tendencia de la respuesta del puente. (a) Aceleraciones (b) Desplazamientos

**CAPÍTULO 5 :****APLICACIÓN DEL MODELO DE VULNERABILIDAD.****5.1. INTRODUCCIÓN.**

La vulnerabilidad sísmica está caracterizada por dos parámetros: la capacidad y la demanda. Por lo tanto, cuando se quiere evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, es necesario relacionar ambos parámetros a fin de establecer un resultado que permita obtener las características del comportamiento de la estructura ante la acción sísmica. En términos generales, existen dos tipos de técnicas para cuantificar la vulnerabilidad sísmica: las *técnicas relativas* y las *absolutas*. Los términos relativos y absolutos se refieren a que los primeros no permiten de manera directa estimar los daños esperados para un nivel de acción determinada, sino que permiten calificar de manera relativa la mayor o menor predisposición de una estructura a sufrir daño, mientras que los segundos conducen a relaciones explícitas que permiten estimar de manera directa los daños físicos esperados para los diferentes niveles de la acción sísmica.

Dentro de las *técnicas relativas* destacan los *índices de vulnerabilidad*, los cuales constituyen parámetros relativos que permiten cuantificar la susceptibilidad de una edificación de sufrir daños. Su empleo de manera directa, permite comparar diferentes estructuras de una misma tipología, donde se consideren los mismos factores en la evaluación. Esta metodología pretende calificar las características de diseño sismorresistente y la calidad de la construcción, mediante un coeficiente llamado índice de vulnerabilidad, obtenido a través de la valoración de parámetros estructurales preestablecidos por expertos. Entre los llamados métodos del índice de vulnerabilidad, destaca el utilizado por el Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT, 1990) para la evaluación del riesgo sísmico en edificios.

Mientras que las *técnicas absolutas* comprenden las *matrices de probabilidad de daño*, *funciones de vulnerabilidad* y *curvas de fragilidad*.

Las *matrices de probabilidad de daño* expresan en forma discreta, la probabilidad condicional de obtener un determinado nivel de daño para cada tipo de estructura sujeta a un sismo, con un determinado nivel de severidad (Braga et al., 1986). Para la representación de la severidad del movimiento, generalmente emplean parámetros de práctica interpretación como la intensidad macrosísmica o la aceleración pico del terreno. Entre los principales aportes destacan las MPD propuestas por el ATC (ATC-13, 1985), fundamentadas en la experiencia y juicio de reconocidos expertos, con un total de 91 tipos de instalaciones, que cubren una amplia variedad de configuraciones estructurales de edificaciones, puentes, presas, túneles, torres, etc.

Las *funciones de vulnerabilidad* son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la relación media entre el daño y la intensidad del movimiento sísmico, por tipo de edificación. Estas relaciones pueden ser derivadas a partir del ajuste numérico de un conjunto de observaciones de daños para diferentes tipologías estructurales (vulnerabilidad observada) o generadas a través de un proceso de simulación numérica (vulnerabilidad calculada). Una de sus principales variantes constituye las funciones de vulnerabilidad expresadas en términos del índice de vulnerabilidad. En este formato, la calificación de la vulnerabilidad de la estructura se hace a través del índice de vulnerabilidad, de manera que los niveles de daño esperados para un sismo determinado pueden ser correlacionados a través de las funciones de vulnerabilidad. Destacan en este sentido, las funciones propuestas por Angeletti et al. (1988) y las funciones de vulnerabilidad observadas.



Las *curvas de fragilidad* representan la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño como una función de un parámetro representativo de la severidad del movimiento o asociado a la respuesta estructural (DiPascuale y Cakmak, 1989). Al igual que las funciones de vulnerabilidad, las curvas de fragilidad representan relaciones movimiento-daño para diferentes tipos de estructuras. Estas relaciones pueden derivarse a partir de la información discreta asociada a los parámetros que sirven para caracterizar el movimiento y el daño (demanda-capacidad). Generalmente se expresan como la probabilidad acumulada de alcanzar o superar un determinado estado de daño, para un tipo de edificación dada, sujeta a diferentes niveles de severidad del movimiento sísmico. De manera que a diferencia de las funciones de vulnerabilidad, estas curvas describen de manera continua la probabilidad de excedencia de los estados límites de daño convencionalmente adoptados. Destaca en este sentido el estudio de fragilidad de edificios desarrollado conjuntamente por NCEER-ATC (Anagnos et al., 1995), donde se proponen curvas de fragilidad basadas en la información de las MPD del ATC-13 (1985) para 40 tipos de construcciones.

5.2. MODELO DE VULNERABILIDAD ADOPTADO.

Interesa obtener de manera directa la cuantificación de la vulnerabilidad para el Puente Infiernillo II, por lo que se usará una técnica absoluta: las curvas de fragilidad. Estas curvas deben relacionar los parámetros característicos de la vulnerabilidad, por lo que se debe tomar en cuenta tanto la capacidad del puente como la demanda sísmica a la que puede estar sometido.

Los parámetros mencionados anteriormente, se estimaron de manera independiente en los capítulos anteriores de este trabajo, por lo que, finalmente, se procede a relacionarlos. La capacidad del puente se determinó a través de los índices de daño para distintos estados de daño, de acuerdo a la tabla siguiente (Ghobarah et al. 1997):

| Índice de Daño (ID) | Estado de Daño. |
|-----------------------|-----------------|
| $0.00 < ID \leq 0.14$ | Sin daño. |
| $0.14 < ID \leq 0.40$ | Daño ligero. |
| $0.40 < ID \leq 0.60$ | Daño moderado |
| $0.60 < ID \leq 1.00$ | Daño severo |
| $ID \geq 1.00$ | Colapso. |

Por otro lado, la demanda sísmica fue determinada a través de análisis paso a paso de historia en el tiempo de un conjunto de acelerogramas escalados para distintas aceleraciones máximas del terreno y para la zona donde se ubica el puente. Estos valores de aceleraciones se obtuvieron de un estudio de peligro sísmico para el Estado de Michoacán (Jara y Jara, 2007). Estas aceleraciones se presentan a continuación con sus respectivos periodos de retorno:

| $A_{m\acute{a}x}$ (gales) | T_r (años) |
|------------------------------|-----------------|
| 152 | 50 |
| 198 | 100 |
| 273 | ---- |
| 347 | 500 |
| 420 | 1000 |



Una vez definida la capacidad y la demanda, se obtienen las curvas de fragilidad. Recordemos que estas son funciones que establecen la probabilidad de excedencia de un estado de límite, debido a la ocurrencia de un evento sísmico de cierta intensidad. En general, estudios realizados en estructuras muy diversas asignan a la capacidad y a la demanda una distribución del tipo lognormal. Por esta razón, los índices de daño que se determinaron en el capítulo 3, que corresponden a cada uno de los valores de aceleración máxima presentados en la tabla anterior, representan una variable aleatoria de probabilidad que se supone de distribución lognormal.

Por definición, si la variable ID sigue un comportamiento exponencial, tal como $ID = \exp(w)$, y si el exponente es una variable aleatoria, W, entonces $ID = \exp(W)$ también es una variable aleatoria y su distribución es de interés. Un caso de especial interés ocurre cuando W tiene una distribución normal y, en ese caso, la distribución de ID se llama distribución lognormal. El nombre se deriva de la transformación de $W = \ln(ID)$, es decir, el logaritmo natural de ID es normalmente distribuido. Entonces, si $W = \ln(ID)$ tiene una distribución normal con media ψ , y desviación estándar σ ; entonces $ID = \exp(W)$ es una variable aleatoria lognormal con función de densidad de probabilidad igual a:

$$f(ID) = \frac{1}{ID\sigma_{\ln ID} \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln ID - \psi)^2}{2\sigma_{\ln ID}^2}\right)$$

Las funciones de densidad muestran el comportamiento completo de una variable aleatoria en todo el intervalo de validez de esta. Si integramos la ecuación anterior, obtendremos la función de distribución acumulada, que para la variable ID es:

$$F(ID) = \Phi\left[\frac{\ln ID - \psi}{\sigma_{\ln ID}}\right]$$

Donde:

Φ = Operador de la densidad lognormal acumulada.

La función de distribución acumulada permite calcular la probabilidad de que ID sea menor o igual que un valor cualquiera X, ($P[ID \leq X]$). Por lo tanto, si se desea conocer la probabilidad de que la variable en estudio sea mayor que cierto valor, sólo tendremos que aplicar el complemento de la probabilidad, es decir, $1 - P[ID \leq X]$.

5.3. FUNCIONES DE DENSIDAD

De acuerdo con lo establecido anteriormente, se obtuvieron las funciones de densidades de probabilidad para los índices de daño correspondiente a los distintos valores de aceleración máxima del terreno y para las dos fuentes sísmicas consideradas. Se determinaron para cada uno de los cilindros del puente y, con base en la ponderación de los índices de daño, se obtuvieron para todo el puente.

5.3.1. Sismos de subducción.

Del conjunto de resultados de los índices de daño se estiman los parámetros ψ y $\sigma_{\ln ID}$ de la función de densidad lognormal. Estos se determinaron utilizando el método de máxima verosimilitud y se presentan en la Tabla 5.1, para cada cilindro y cada valor de aceleración máxima del terreno.

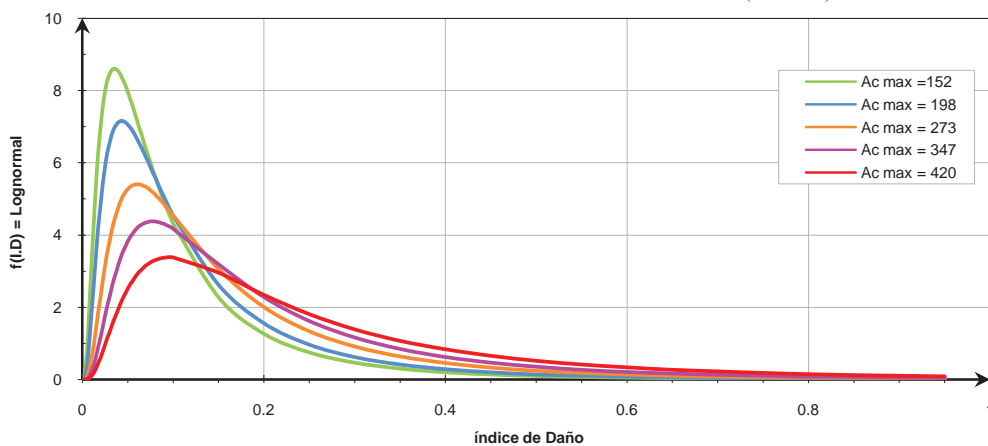


Tabla 5.1 Parámetros de la funciones de densidad (sismos de subducción).

| Ac máx.(gales) | 152 | | 198 | | 273 | | 347 | | 420 | |
|-----------------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|
| Parámetro. | ψ | σ | ψ | σ | ψ | σ | ψ | σ | ψ | σ |
| Cilindro 2 | -2.56 | 0.89 | -2.37 | 0.88 | -2.08 | 0.85 | -1.87 | 0.83 | -1.62 | 0.85 |
| Cilindro 3 | -2.75 | 0.92 | -2.58 | 0.90 | -2.31 | 0.86 | -2.09 | 0.87 | -1.86 | 0.86 |
| Cilindro 4 | -2.77 | 0.92 | -2.60 | 0.90 | -2.33 | 0.86 | -2.11 | 0.87 | -1.89 | 0.86 |
| Cilindro 5 | -2.67 | 0.87 | -2.48 | 0.85 | -2.19 | 0.83 | -1.98 | 0.81 | -1.74 | 0.81 |
| Todo el puente. | -2.74 | 0.91 | -2.54 | 0.87 | -2.27 | 0.86 | -2.05 | 0.84 | -1.80 | 0.86 |

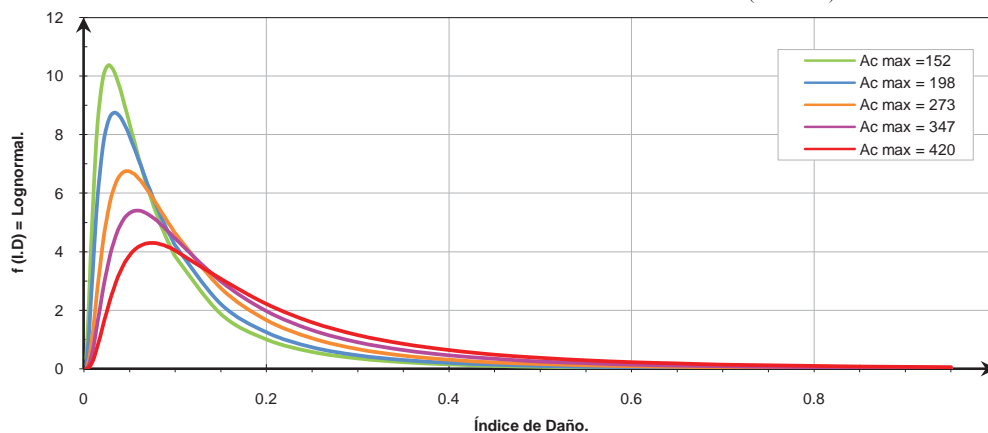
Las funciones de densidad para cada cilindro y cada aceleración máxima se muestran en la Fig. 5.1. De la gráfica (a) a la (d) se presentan para cada cilindro del puente. En la gráfica (e) se representan las funciones correspondiente a los índices de daño para todo el puente, como resultado de la ponderación de los mismos.

FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS Ac max DEL TERRENO (Cilindro 2).



(a)

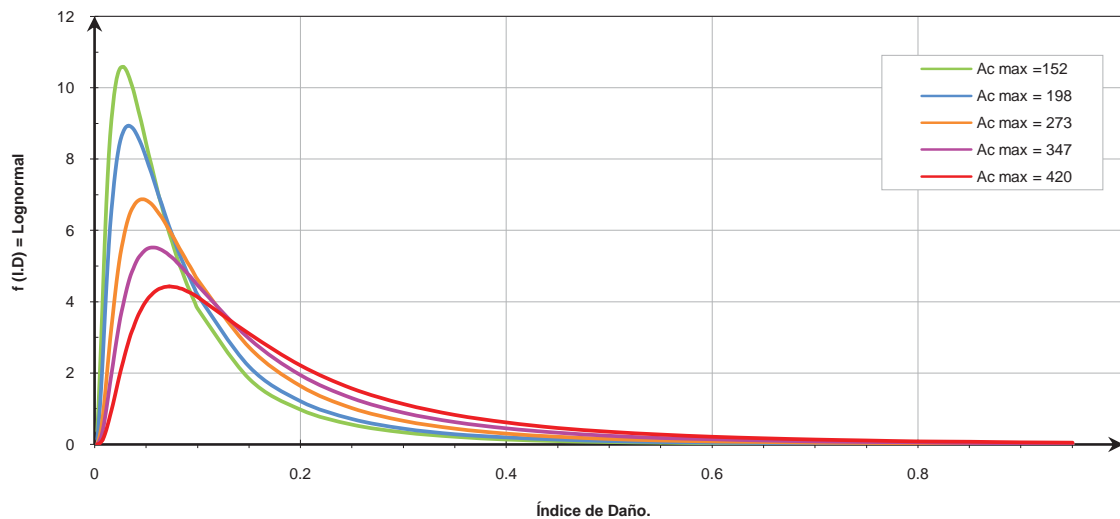
FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS Ac max DEL TERRENO (Cilindro 3).



(b)

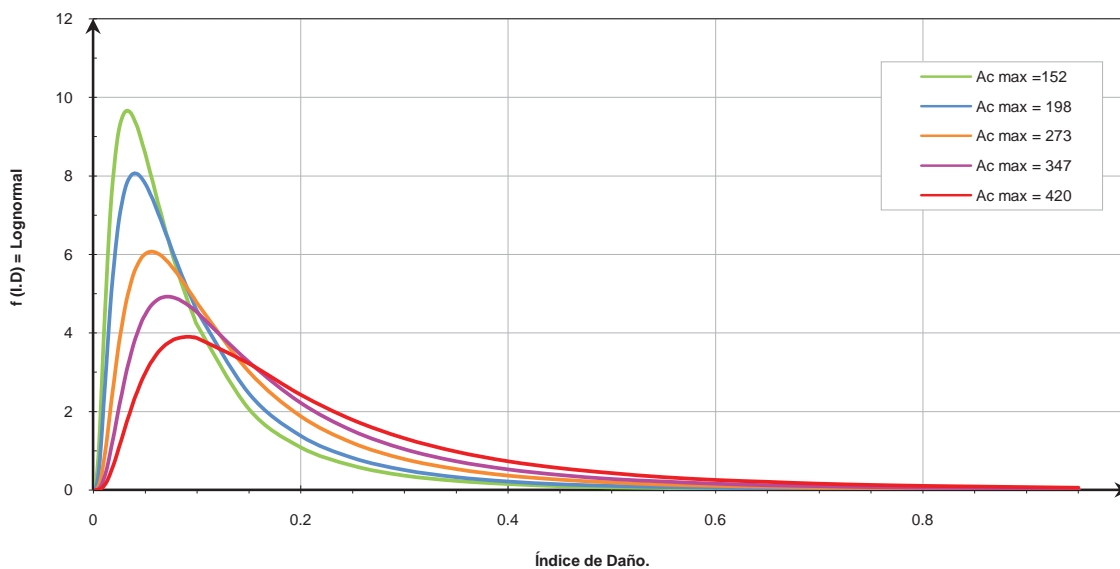


FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS A_c max DEL TERRENO (Cilindro 4).

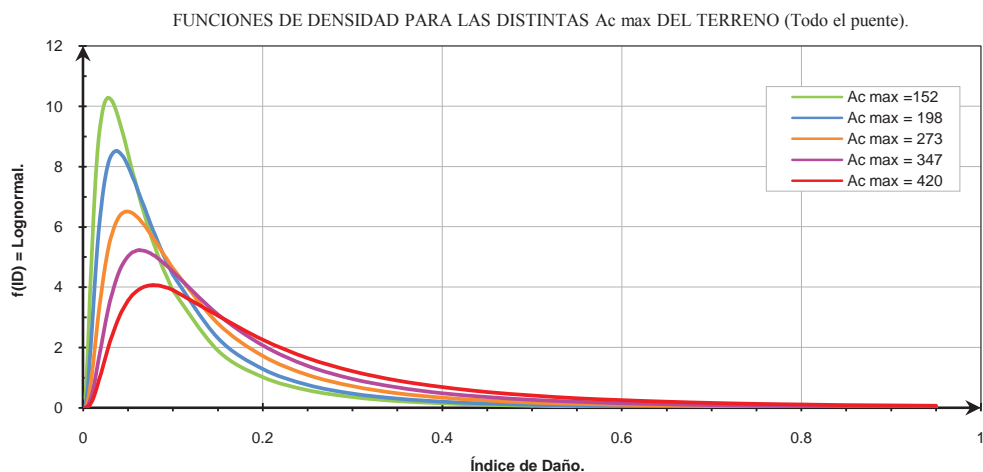


(c)

FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS A_c max DEL TERRENO (Cilindro 5).



(d)



(e)

Figura 5.1 Funciones de densidad para cada cilindro (a-d). (e) Para el puente completo.

Se aprecia claramente en las densidades anteriores que la dispersión crece con el incremento de la aceleración máxima del terreno y la moda de cada densidad se mueve también hacia la derecha.

5.3.2. Sismos de fallamiento normal.

Al igual que para los sismos de subducción, se presentan a continuación las funciones de densidad de probabilidad para los índices de daño obtenidos de los registros sísmicos correspondientes a temblores de fallamiento normal. Se calcula una densidad para cada cilindro del puente y para las distintas aceleraciones a las que se escalaron los registros (Fig. 5.2). De la (a) a la (d) se presentan los cilindros 2 al 5, respectivamente y en la gráfica (e) se representan las funciones correspondiente a los índices de daño para todo el puente, como resultado de la ponderación de los mismos. En la Tabla 5.2, se presentan los parámetros de las funciones para cada cilindro y para el todo el puente.

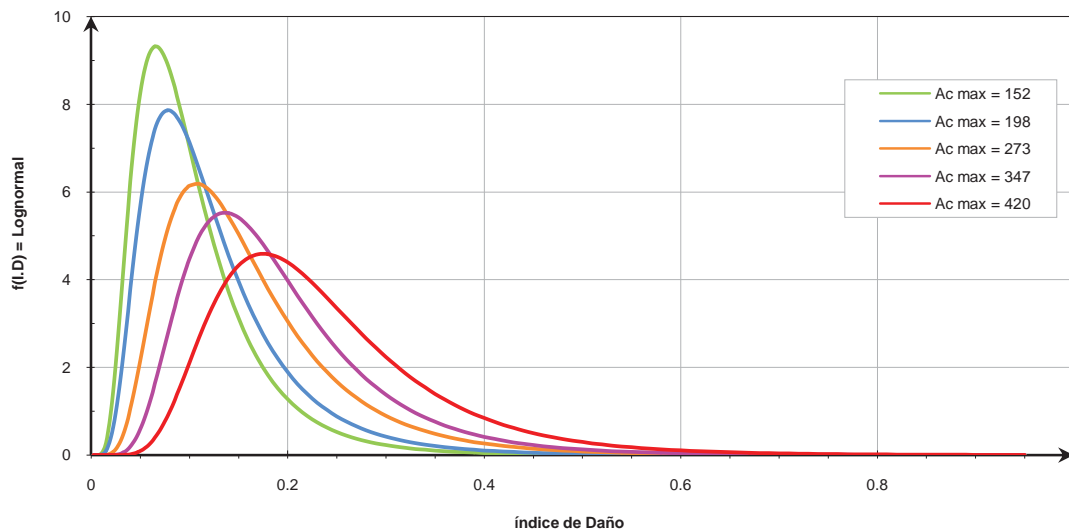
Tabla 5.2 Parámetros de la funciones de densidad (sismos de falla normal).

| Ac máx.(gales) | 152 | | 198 | | 273 | | 347 | | 420 | |
|----------------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|
| | ψ | σ | ψ | σ | ψ | σ | ψ | σ | ψ | σ |
| Cilindro 2 | -2.41 | 0.56 | -2.24 | 0.56 | -1.96 | 0.52 | -1.77 | 0.47 | -1.54 | 0.45 |
| Cilindro 3 | -2.64 | 0.58 | -2.48 | 0.58 | -2.22 | 0.56 | -2.02 | 0.55 | -1.79 | 0.54 |
| Cilindro 4 | -2.65 | 0.60 | -2.49 | 0.60 | -2.22 | 0.56 | -2.03 | 0.56 | -1.79 | 0.55 |
| Cilindro 5 | -2.50 | 0.51 | -2.33 | 0.50 | -2.05 | 0.46 | -1.85 | 0.42 | -1.61 | 0.42 |
| Todo el puente | -2.56 | 0.55 | -2.42 | 0.55 | -2.14 | 0.49 | -2.00 | 0.56 | -1.68 | 0.49 |

Las gráficas resultantes son:

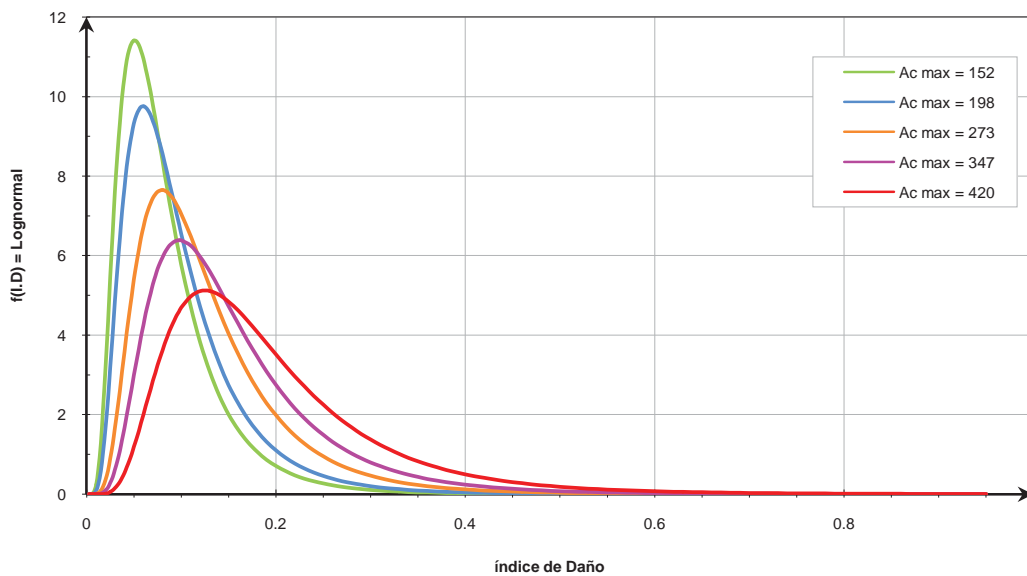


FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS A_c max DEL TERRENO (Cilindro 2).



(a)

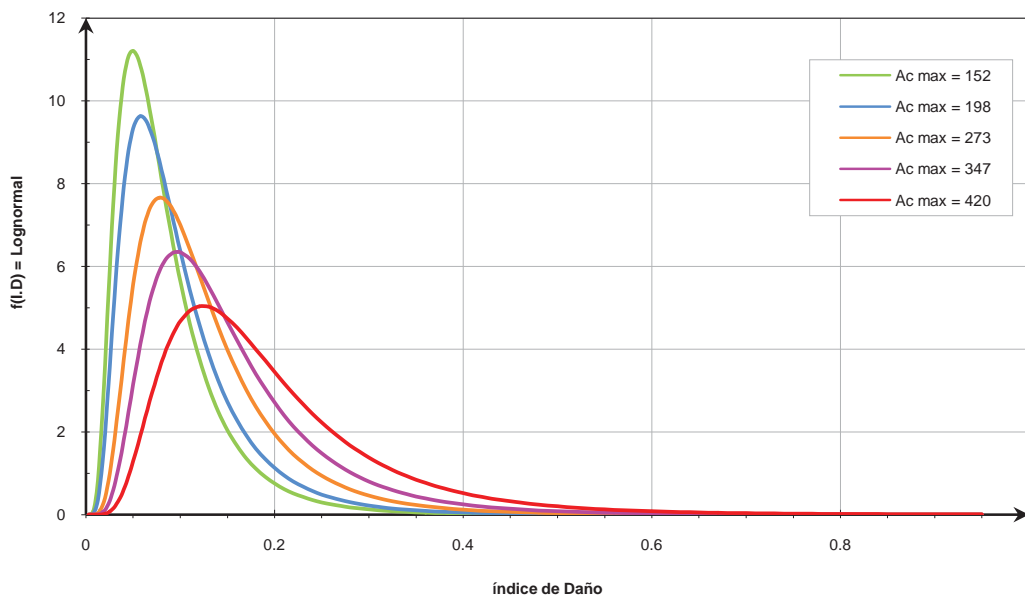
FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS A_c max DEL TERRENO (Cilindro 3).



(b)

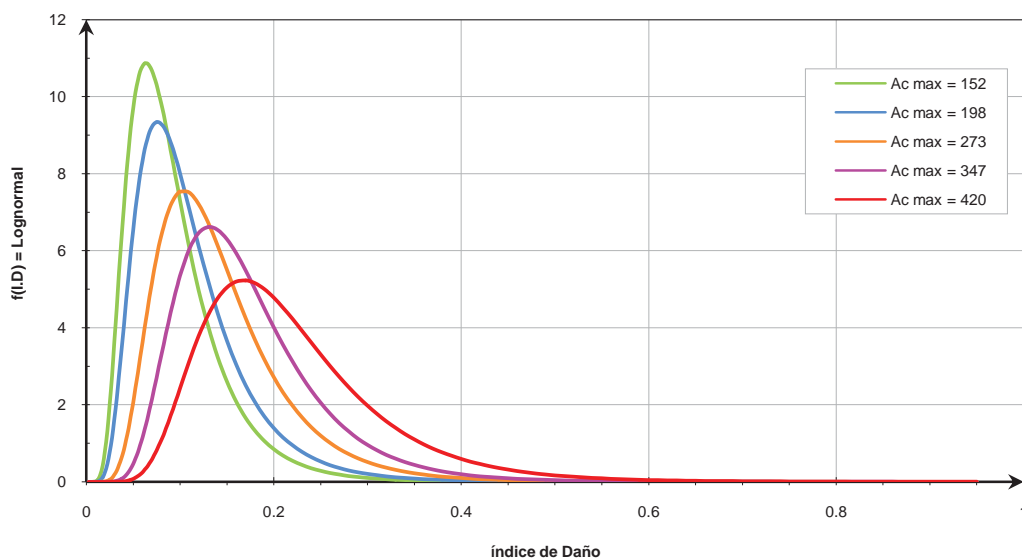


FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS A_c max DEL TERRENO (Cilindro 4).

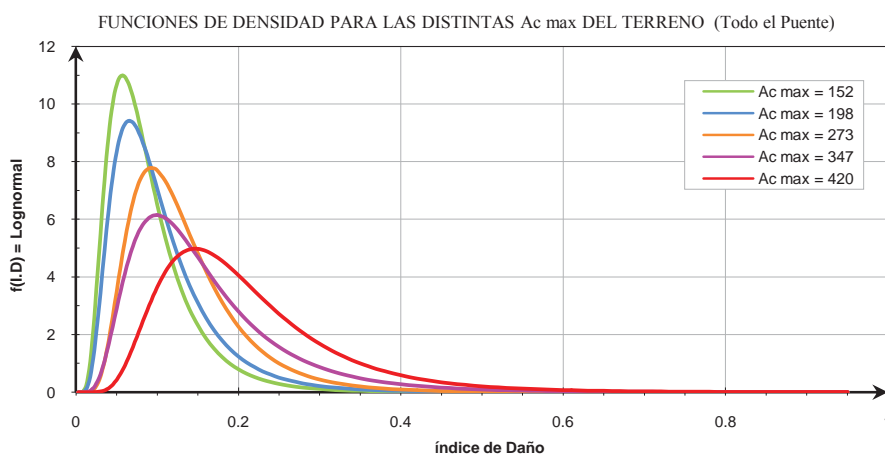


(c)

FUNCIONES DE DENSIDAD PARA LAS DISTINTAS A_c max DEL TERRENO (Cilindro 5).



(d)



(e)

Figura 5.2 (a) – (d), Funciones de densidad para cada cilindro. (e) Para el puente completo.

Se puede ver la diferencia entre las densidades de los sismos de subducción y los de fallamiento normal. En el caso de los segundos, se observa de manera clara la tendencia a separarse más las modas de cada una de las densidades de probabilidad conforme se incrementa la aceleración del terreno. Por otro lado, observando que el intervalo de índices de daño en el que se encuentran las curvas de densidad para falla normal es más reducido que los obtenidos para sismos de subducción, hace que la curva de índices de daño, como función de la aceleración máxima (anteriormente presentadas), crezca más rápidamente para los sismos de fallamiento normal.

5.4. CURVAS DE FRAGILIDAD.

Obtenidas las funciones de densidad de probabilidad, se obtienen las curvas de fragilidad, que son la integral de las primeras, representando así la probabilidad acumulada de la variable.

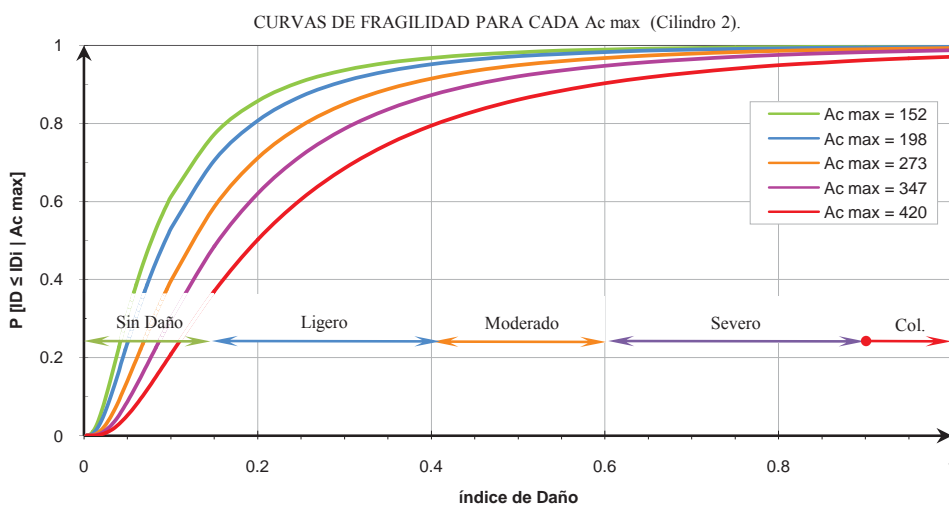
La forma en que se presentarán las curvas de fragilidad, indica la probabilidad de que un valor cualquiera del índice de daño sea menor que el que representa algún estado límite. Se presentan para cada aceleración máxima del suelo a la que se escalaron los registros sísmicos, por lo que en conjunto, se obtiene la probabilidad condicional de que un índice de daño sea menor o igual que aquel que representa un estado de daño, dado que ocurrió una aceleración máxima del suelo.

A continuación se presentan las curvas de fragilidad para los dos tipos de registros sísmicos utilizados. Se usaron los parámetros mostrados en las Tablas 5.1 y 5.2, para los sismos de subducción y de fallamiento normal, respectivamente.

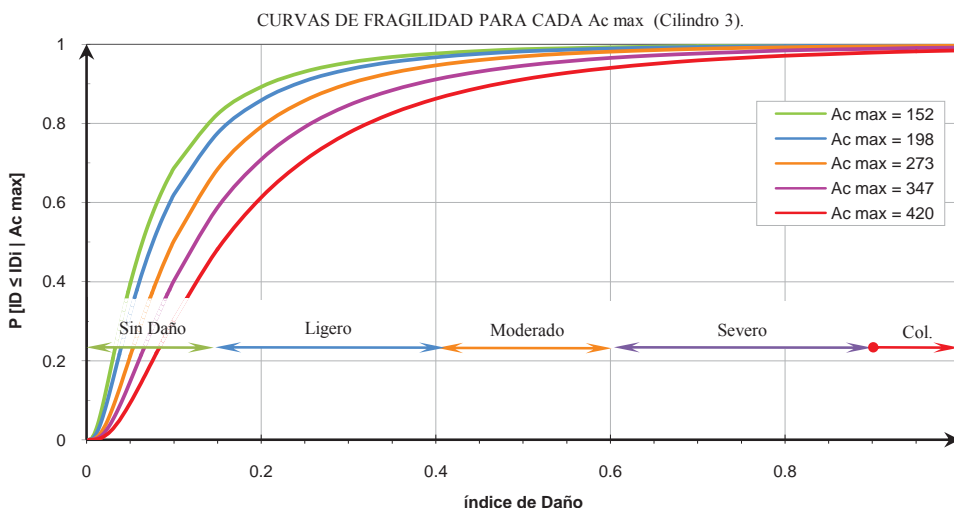


5.4.1. Sismos de subducción.

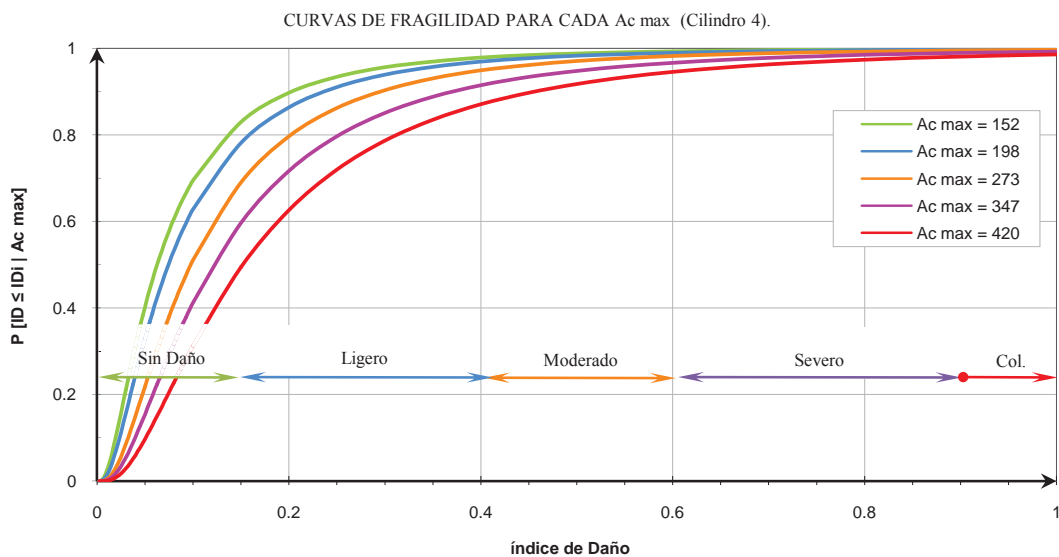
Integrando las funciones de densidad para los sismos de subducción, se obtuvieron las curvas de fragilidad. Se anotan también los intervalos en los que se dan los distintos estados de daño, según el criterio de vulnerabilidad adoptado. En la Fig. 5.3 se presentan estas curvas; de la gráfica (a) a la (d) se muestran las curvas correspondientes a cada uno de los cilindros, mientras que en la gráfica (e) se exponen para todo el puente.



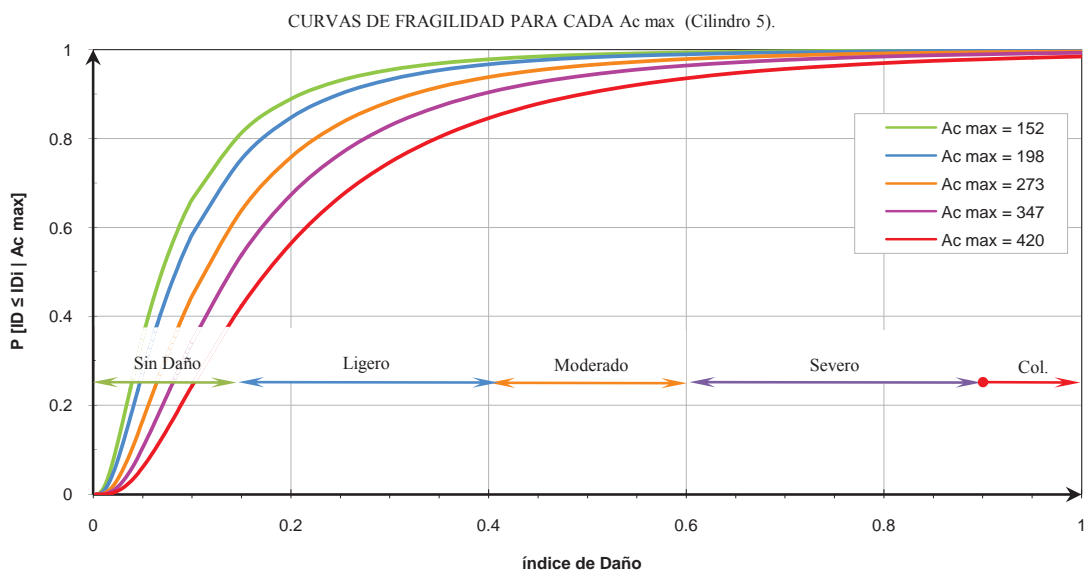
(a)



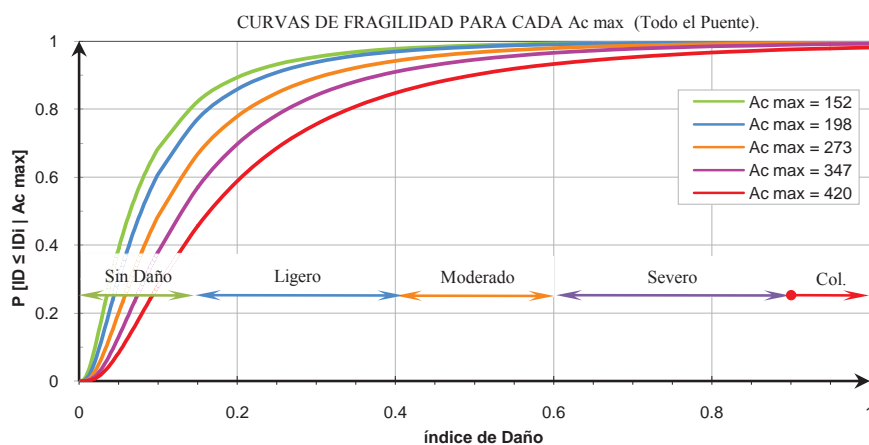
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.3 Curvas de fragilidad para cada cilindro y para todo el puente.

De la última gráfica, se puede determinar la probabilidad de que el puente presente un índice de daño mayor al que representa algún estado de daño dado, por ejemplo, la probabilidad de que el puente presente daño moderado cuando se tiene una aceleración máxima del suelo de 420 gales es igual a determinar la probabilidad de que el índice de daño esté entre 0.4 y 0.6, o sea que se calcula $P[ID < 0.6] - P[ID < 0.4] = P[0.4 < ID < 0.6]$. De la gráfica (e), se tiene que $P[0.4 < ID < 0.6] = 0.93 - 0.84 = 0.09$, lo cual indica que existe la probabilidad del 9% de que el puente presente daño moderado cuando ocurre un sismo con una aceleración máxima de 420 gales. Este procedimiento se puede generalizar para cualquier estado de daño y es por esto que las curvas de fragilidad representan una herramienta muy útil para estimar el nivel de daño que una estructura puede presentar ante diferentes escenarios sísmicos. De esta manera, las curvas de fragilidad estiman la vulnerabilidad sísmica de las estructuras como función ciertos parámetros de intensidad.

Se presenta, a manera de resumen, la Tabla 5.3. Allí se proporcionan las probabilidades que se tienen para que el puente completo presente los distintos estados de daño, en base a las curvas de fragilidad anteriores:

Tabla 5.3 Probabilidades de daño para los distintos estados límite.

| Edo. de Daño | 152 gales | 198 gales | 273 gales | 347 gales | 420 gales |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Sin daño. | 82.29 | 77.13 | 66.82 | 57.03 | 45.61 |
| Daño ligero. | 15.45 | 19.80 | 27.39 | 33.94 | 39.16 |
| Daño moderado. | 1.54 | 2.10 | 3.74 | 5.59 | 8.50 |
| Daño severo. | 0.59 | 0.80 | 1.63 | 2.68 | 4.89 |
| Colapso. | 0.13 | 0.17 | 0.42 | 0.77 | 1.84 |
| Suma = | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |

De forma esquemática, se grafican los valores anteriores y se tiene lo que se muestra en la Fig. 5.4.

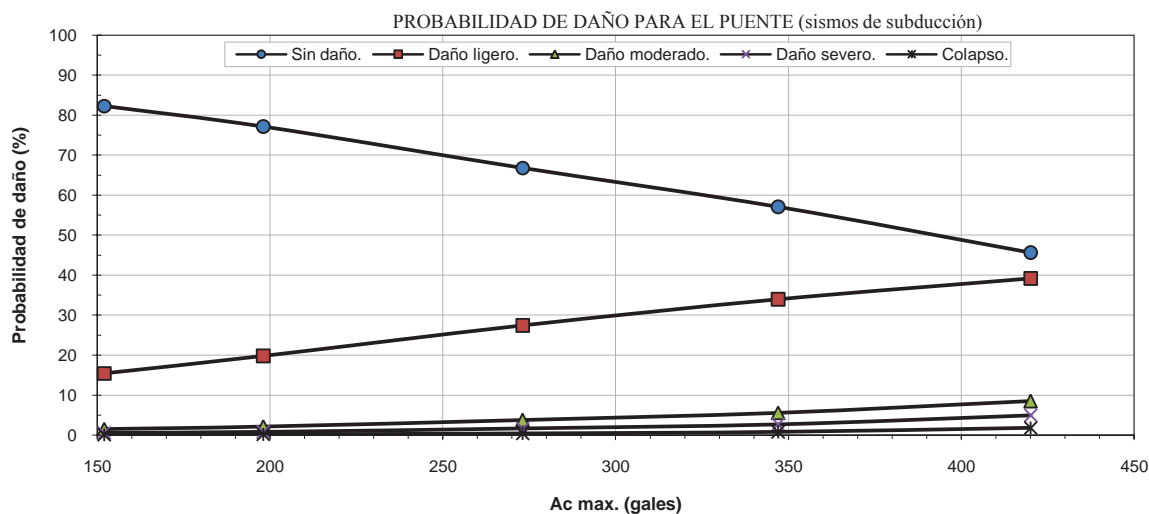
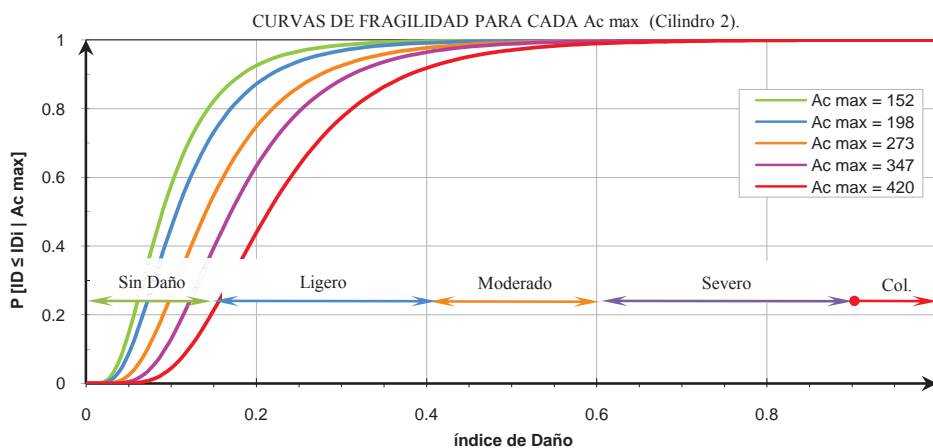


Figura 5.4 Probabilidades de daño para los distintos estados límite del puente.

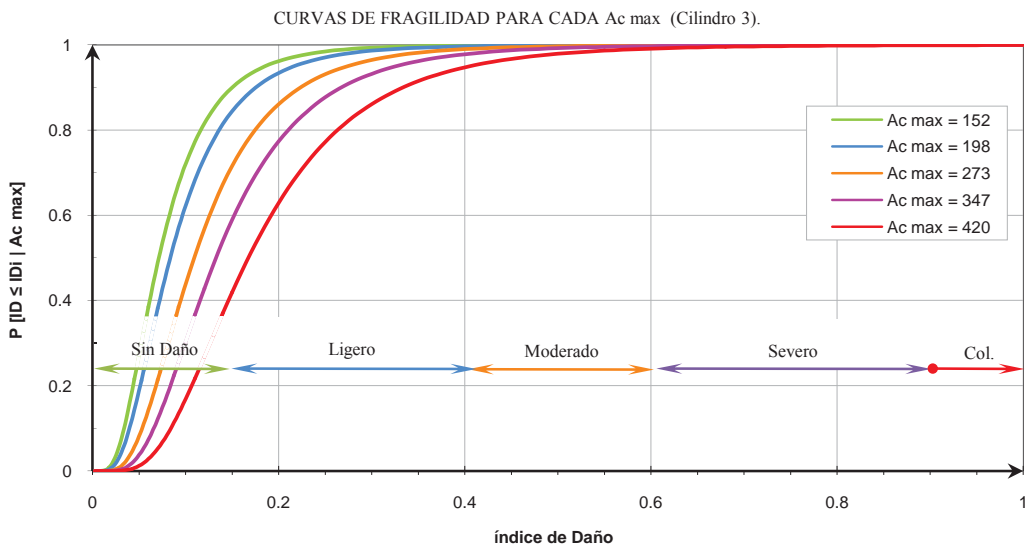
En la figura anterior, se aprecian los estados de daño que predominan para el puente y nos deja claro que a mayores aceleraciones del terreno, los estados de daño moderado, severo e incluso el colapso, pueden presentarse.

5.4.2. Sismos de fallamiento normal.

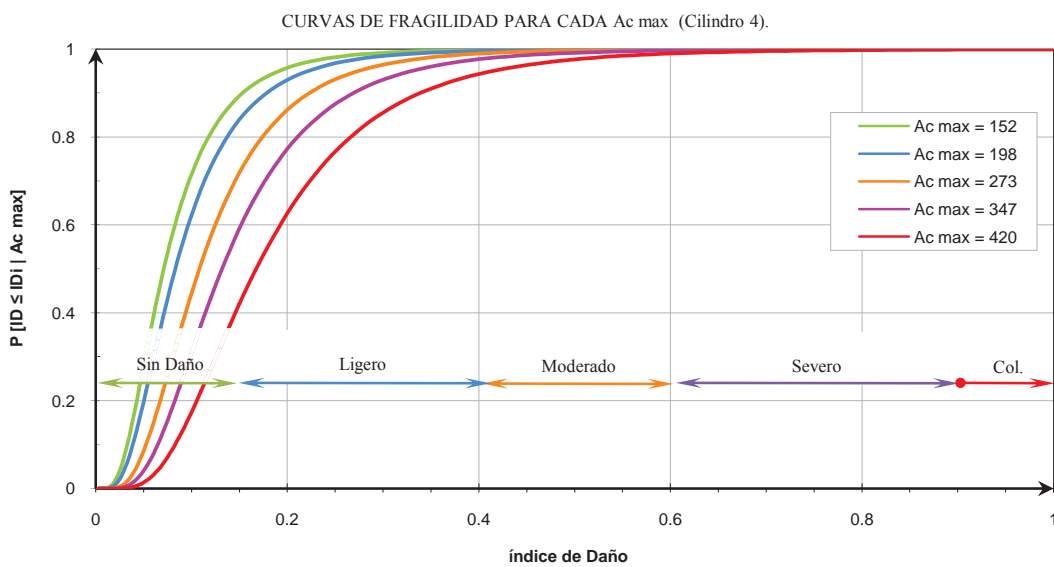
A continuación se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para los sismos de fallamiento normal (Fig. 5.5). Se presentan en el mismo formato que las presentadas para los sismos de subducción. Las figuras (a) a la (d) corresponden a los cilindros de puente, mientras que en la gráfica (e) se muestra para el puente completo.



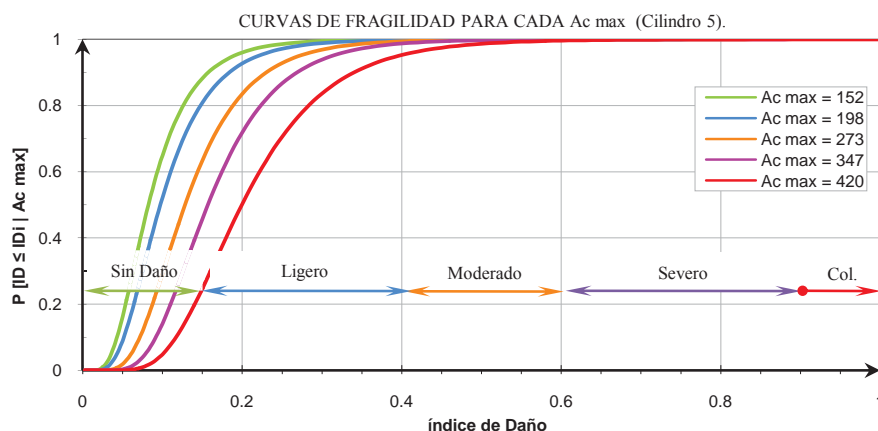
(a)



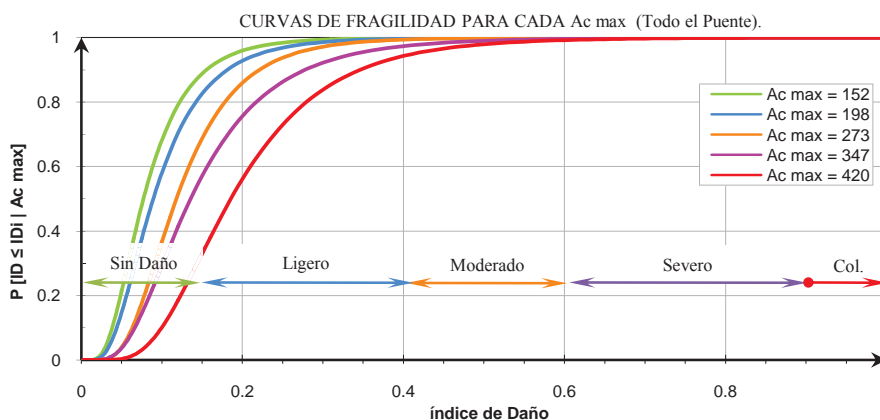
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.5 Curvas de fragilidad para cada cilindro y para todo el puente.

Evaluando la probabilidad de que un sismo de fallamiento normal con aceleración máxima del terreno de 420 gales, le provoque al puente un estado de daño moderado, se obtiene: $1 - 0.94 = 0.06$, es decir existe 6% de probabilidad de que se presente este estado límite. Por otro lado, si se evalúa la probabilidad de que el puente alcance cualquier estado límite desde el caso sin daño hasta moderado cuando la aceleración máxima del suelo sea de 420 gales, este valor es de 0.94; esto significa que hay una probabilidad del 94% (hecho casi seguro) que al presentarse esta aceleración máxima del terreno el puente podrá tener como máximo daño moderado. A diferencia de los sismos de subducción, los de fallamiento normal tienen menor probabilidad de causarle más daño al puente. Esto se observa en el intervalo de índices de daño sobre el que se extienden las curvas de fragilidad para uno y otro tipo de sismos (Fig. 5.3 y 5.5).



Se presenta a continuación (Tabla 5.4), un resumen de las probabilidades de ocurrencia de los distintos estados de daño para todo el puente con base en las curvas de fragilidad anteriores:

Tabla 5.4 Probabilidades de daño para los distintos estados límite.

| Edo. de Daño | 152 gales | 198 gales | 273 gales | 347 gales | 420 gales |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Sin daño. | 86.25 | 79.23 | 63.66 | 52.25 | 28.08 |
| Daño ligero. | 13.62 | 20.43 | 35.71 | 45.09 | 66.22 |
| Daño moderado. | 0.12 | 0.31 | 0.59 | 2.27 | 4.91 |
| Daño severo. | 0.01 | 0.03 | 0.04 | 0.37 | 0.76 |
| Colapso. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 0.03 |
| Suma = | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |

Graficando los valores de la Tabla 5.4 (Fig. 5.6) se aprecia un comportamiento similar al mostrado con las frecuencias de los índices de daño. Se ven claramente los estados de daño y los intervalos de aceleraciones para los que se presentan.

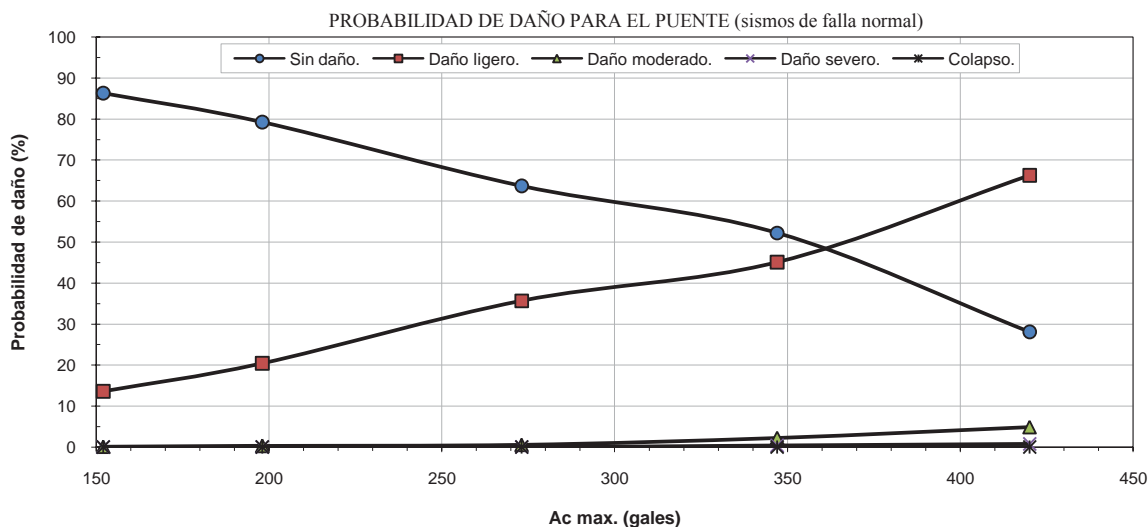


Figura 5.6 Probabilidades de daño para los distintos estados límite del puente.

**CAPÍTULO 6 :****DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS****6.1. CONCLUSIONES.**

La cercanía del puente Infiernillo II a la falla de subducción que existe entre la placa oceánica y la continental, lo convierte en una estructura con alto riesgo sísmico. No sólo es importante la fuente sísmica de subducción, sino también lo es la fuente sísmica de fallamiento normal. La apropiada consideración sobre ese aspecto es de importancia primordial para los resultados que se obtengan.

Un modelo analítico no lineal del puente proporciona resultados que se apegan más a la realidad de la respuesta sísmica que normalmente tienen las estructuras que se construyen. Adicionalmente, si el análisis es dinámico el modelo se acerca aún más al verdadero comportamiento. Es por esto que el análisis dinámico no lineal que se utilizó en este trabajo es una característica sobresaliente del enfoque adoptado. No obstante que el modelo usado es en dos dimensiones únicamente, proporciona más y mejor información del comportamiento esperado.

El periodo fundamental del puente cuando el aislamiento sísmico se encuentra en su intervalo de comportamiento elástico es de 1.35 s. Es de resaltar que si se usa la rigidez secante del sistema de aislamiento para el desplazamiento de diseño de estos elementos, el periodo se incrementa a 2.52 s.

Contando con los planos constructivos del puente, fue de gran importancia obtener las relaciones momento – curvatura de los cilindros – pilas, ya que a partir de estas, se obtuvieron las propiedades de fluencia y de falla de los elementos. La consideración de los modelos elasto-plástico y el de endurecimiento del acero de Park, no mostraron diferencias importantes en las curvas obtenidas.

De los análisis dinámicos no lineales realizados se obtuvo información importante sobre la capacidad que tiene el puente. A partir de estos, se obtuvieron los índices de daño para los cilindros y para el puente completo. Los resultados también muestran la incursión de los elementos en el intervalo no lineal, a través de las curvas de balance energético mostradas. Se concluyó, a partir de las respuestas con historias en el tiempo, que las pilas del puente presentan movimientos fuera de fase, incluso entre las pilas de claros sucesivos. Esto se debe fundamentalmente a la irregularidad en elevación que tiene la estructura. Se obtuvo una clara tendencia de desplazamientos mayores para los cilindros más altos (3 y 4) y menores para los de menor altura, como era de suponerse.

Por lo que respecta al funcionamiento de los aisladores, se observó que, a pesar de que los aisladores sí logran desacoplar la subestructura y la superestructura, no lo hacen como se desearía para una estructura con irregularidades como las de este puente. Las historias de desplazamientos muestran poca diferencia entre los desplazamientos al nivel de la calzada y los del cabezal de la pila, indicando así que el aislamiento no es del todo efectivo. Otro de los aspectos que confirman lo anterior es la disipación de energía, ya que para la mayoría de los análisis en los que el sismo originó fluencia de los cilindros, la mayoría de la energía disipada corresponde a los mismos y en menor grado, corresponde a los aisladores. Del total de energía disipada por el puente, del 30 al 45% corresponde a todos los aisladores; del 20 al 30% corresponde a cada uno de los cilindros más altos (C-3 y C-4), mientras que del 5 al 10% corresponde a cada uno de los cilindros de menor altura. Es decir, la mayoría de la energía histerética disipada (alrededor del 60%) corresponde a los cilindros, dejando el resto al sistema de aislamiento. Entonces, si los aisladores tienen desplazamientos relativos pequeños y se mueven en conjunto con las pilas, tendrán menor participación en la respuesta del puente, en especial aquellos colocados en las pilas de menor altura, por lo que estarían siendo menos demandados y se les estaría sacando un menor provecho.



Observando los índices de daño calculados para cada cilindro del puente, se concluye que los más dañados son los de menor altura (C-2 y C-5), siendo el cilindro 2 el que resulta con daño mayor. Este comportamiento se presentó para ambas fuentes sísmicas. Los estados de daños establecidos se alcanzan para aceleraciones menores cuando los eventos provienen de sismos de fallamiento normal que cuando se originan en la fuente de subducción. Por ejemplo, para alcanzar un estado de daño severo se necesita una aceleración máxima de entre 791 y 961 gales en el primer caso y de entre 803 y 973 gales para el segundo caso.

Para estimar la vulnerabilidad sísmica del Puente Infiernillo II, se determinaron curvas de fragilidad que representan de manera directa los daños físicos esperados para diferentes intensidades sísmicas. Las curvas obtenidas muestran las probabilidades de daño, de acuerdo con las aceleraciones máximas esperadas en la ubicación del puente para diferentes periodos de retorno. Del análisis de las curvas relacionadas con los temblores originados en la fuente de falla normal, se concluye que el puente tiene una alta probabilidad de no presentar daño o tener daño ligero (Fig. 5.6) para aceleraciones menores que 350 gales. Por otro lado, para aceleraciones mayores que este valor, puede presentarse daño moderado con una probabilidad bastante baja. En lo referente a los estados de daño severo y colapso, la probabilidad de ocurrencia es despreciable incluso para un periodo de retorno de 1000 años, no ocurrirían. Por lo que respecta a los sismos de subducción, estos generan estados de daño moderado, severo e incluso colapso, aunque la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos es pequeña (Fig. 5.4).



REFERENCIAS

- ♦ A SEISMIC RETROFITTING MANUAL FOR HIGHWAY BRIDGES, *Ian G. Buckle, Ian M. Friedland and James D. Cooper, FHWA.*
- ♦ CURVAS DE FRAGILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y COMPARACIÓN CON HAZUS1, *Roberto Aguiar y Carlos Bobadilla, 2006.*
- ♦ DEVELOPMENT OF SEISMIC FRAGILITY CURVES FOR TALL BUILDINGS, *Michael W. Tantala and George Deodatis, ASCE, 2002.*
- ♦ DRAIN-2DX, BASE PROGRAM DESCRIPTION AND USER GUIDE, *Prakah, V., Powel, G. H. y Campbell, S, University of California, Berkeley.. (1993).*
- ♦ ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS POR SISMO EN EDIFICIOS PERUANOS MEDIANTE CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS, *Ing. José Martín Velásquez Vargas, Tesis para optar el grado académico de maestro en Ingeniería Civil, PUCP, 2006.*
- ♦ ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS SÍSMICAS MEDIANTE CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS, *José Velásquez1 y Marcial Blondet, 2003.*
- ♦ EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE WARTH EN AUSTRIA, *Consuelo Gómez Soberón, Sergio Oller y Alex H. Barbat.*
- ♦ FHWA R&D PROGRAM PRODUCES MAJOR IMPROVEMENTS IN SEISMIC DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES, *James d. Cooper, Robert j. Reilly, and Brenda j. Vumbaco.*
- ♦ FRAGILITY CURVES, DAMAGE MATRICES, AND WIND INDUCED LOSS ESTIMATION *by J.J. Filliben, K. Gurley, J.-P. Pinelli and E. Simiu, National Institute of Standards and Technology, 2002.*
- ♦ FRAGILITY CURVE DEVELOPMENT FOR ASSESSING THE SEISMIC VULNERABILITY OF HIGHWAY BRIDGES, *by John B. Mander, University at Buffalo, State University of New York, 1999.*
- ♦ METHODS TO ASSESS THE SEISMIC COLLAPSE CAPACITY OF BUILDING STRUCTURES: STATE OF THE ART, *R Villaverde, Journal of Structural Engineering-ASCE. 133 (1), 2007.*
- ♦ QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS, *ATC-63 Project Report, FEMA, 2008.*
- ♦ RELIABILITY-BASED DESIGN OF SEISMIC RETROFIT FOR BRIDGES, *Kenneth J. Fridley and Zhiyuan Ma, The Washington State department of Transportation, 2007.*
- ♦ RETROFITTED BRIDGE FRAGILITY CURVES FOR ASSESSING THE CONSEQUENCES OF AN EARTHQUAKE EVENT, *Jamie Padgett.*
- ♦ SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS, VOLUME 1, *Applied Technology Council, 96-01.*
- ♦ THE SCALED NON-LINEAR DYNAMIC PROCEDURE: A PRACTICAL TECHNIQUE FOR OVERCOMING LIMITATIONS OF THE NONLINEAR STATIC PROCEDURE, *Mark A. Aschheim, Tjen Tjhin and Mehmet Inel, ISET Journal of Earthquake Technology, 2004.*