



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN EL ÁREA DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**

**EVALUACIÓN DE PUENTES CONTINUOS CON JUNTAS
DE DILATACIÓN INTERMEDIAS**

TESIS

**PARA OBTENER EL TITULO DE
MAESTRO EN EL ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

PRESENTA

ING. SAÚL ISAC AMBROCIO ASCENCIÓN

MATRÍCULA:

ASESOR:

DR. MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN, MAYO 2018

AGRADECIMIENTOS

Primeramente quiero agradecer a dios por permitirme culminar un proyecto más en mi vida, por darme salud para poder lograr una meta más de las muchas que vendrán.

A mi asesor de Tesis, Dr. Manuel Jara Díaz, por su apoyo durante el desarrollo de mi Tesis, por su esfuerzo, dedicación, por su conocimiento que me brindo, su orientación y paciencia, muchas gracias.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), que gracias a la solvencia económica que me brindo puedo concluir esta nueva etapa en mi vida.

A mi madre María Umbelina Ascención, que siempre me ha apoyado incondicionalmente durante toda mi vida, gracias por ser una mamá única e incomparable, gracias por existir y que dios te bendiga siempre.

A mi padre Saúl Ambrocio, por el apoyo durante mi vida, gracias dios por permitirme estar con él desde mí existir y que dios te bendiga siempre.

A mis hermanos, Verónica Imelda Ambrocio, Marcelino Ambrocio, Cecilia Ambrocio y Petra Ambrocio, que siempre me han apoyado en las buenas y en las malas siempre están ellos para decirme lo que está bien y lo que está mal, gracias dios por la salud que les brindas, que siempre disfrutan de mis logros, dios cuidalos siempre estén donde estén.

A mis abuelos, Filadelfo Ascención Abad, Ernestina Ruiz Chávez, que siempre están al pendiente de mí, a quienes les dedico este logro que está por venir, gracias dios por darles salud y bienestar, cuidalos mucho.

A mi abuela María Elena Borjas Cano, que ya no está físicamente pero sé que desde el cielo está muy feliz por este logro de mi parte, pues era lo que ella quería que terminara de estudiar. Y ahora un logro más en mi vida.

A mis familiares que de alguna u otra forma me apoyaron durante mi estancia en Morelia y que aún me apoyan.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por permitirme ingresar a la Facultad de Ingeniería Civil, y posteriormente a la Maestría en el Área de Estructuras.

A mi novia Fátima Rivera que me apoyo en las buenas y en las malas, por hacer que mis días simplemente fueran de alegría para así continuar con felicidad mis estudios de Maestría.

A mis amigos de la Maestría que durante los dos años pasamos la mayor parte del tiempo apoyándonos y siempre tener presente terminar la Maestría que esas desveladas tendrían que valer la pena con el título de Maestros en Ingeniería.

A mis amigos que siempre han estado ahí en las buenas y malas.

DE: SAÚL ISAC AMBROCIO ASCENCIÓN

ÍNDICE

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| RESUMEN | 6 |
| ABSTRAC..... | 7 |
| INTRODUCCIÓN | 8 |
| 1. REDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO | 11 |
| 1.1 Pérdida de longitud de asiento | 12 |
| 1.2 Experiencias en sismos pasados en puentes con reductores de desplazamiento | 15 |
| 1.3 Sistemas más empleados | 17 |
| 2. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO | 24 |
| 2.1 Características de la respuesta de un sistema con reductores | 24 |
| 2.2 Método Caltrans..... | 25 |
| 2.3 Método AASHTO | 27 |
| 2.4 Método W/2..... | 28 |
| 2.5 Método iterativo | 29 |
| 2.6 Efecto de las condiciones de apoyo | 34 |
| 2.6.1 Apoyos Articulados..... | 36 |
| 2.6.2 Apoyos Móviles | 38 |
| 3. EFECTO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN EN PUENTES CON DISTINTAS PROPIEDADES DINÁMICAS | 41 |
| 3.1 Puente sometidos a sismos de periodo corto | 46 |
| 3.1.1 Espectros de respuesta 3D de desplazamiento relativo de periodo corto | 49 |
| 3.2 Puentes sometidos a sismos de periodo largo..... | 53 |
| 3.2.1 Espectros de respuesta 3D de desplazamiento relativo de periodo largo..... | 53 |
| 3.3 Espectros de desplazamiento relativo | 57 |
| 3.4 Efecto del amortiguamiento | 59 |
| 3.5 Efecto del choque para distintas separaciones de la junta de dilatación | 62 |
| 3.5.1 Efecto del choque en alejamiento para sismos de periodo corto | 71 |
| 3.5.2 Efecto del choque en el número de golpes y la fuerza axial en la junta para sismos de periodo corto..... | 72 |
| 3.5.3 Efecto del choque en el cortante en la base de las pilas para sismos de periodo corto | 73 |
| 3.5.4 Efecto del choque en el alejamiento para sismos de periodo largo | 76 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.5.5 Efecto del choque en el número de golpes y la fuerza axial en la junta para sismos de periodo largo | 76 |
| 3.5.6 Efecto del choque en el cortante en la base de las pilas para sismos de periodo largo | 78 |
| 4. REVISIÓN DE LA LONGITUD DE ASIENTO | 80 |
| 5. APLICACIÓN DE LOS ESPECTROS PARA EVALUAR EL EFECTO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN ... | 84 |
| 5.1 EJEMPLOS DE DISEÑO DE REDUCTORES | 106 |
| 6. CONCLUSIONES | 110 |
| 7. BIBLIOGRAFÍA | 113 |

RESUMEN

Debido a los sismos recientes de magnitud grande, se ha observado que la mayor problemática que tienen los puentes, tanto continuos como simplemente apoyados, es la pérdida de longitud de asiento en la junta de dilatación, y es por tal motivo que los puentes en todo el mundo sufren parcial o totalmente el colapso. Como una alternativa de solución se propusieron reductores de desplazamiento para su colocación en puentes existentes y nuevos, y así prevenir los desplazamientos relativos excesivos. Existen diferentes normas para el análisis y diseño de reductores de desplazamiento, pero son inadecuados, pues no cubren todos los factores que tienen efecto en el desplazamiento relativo que se produce en las juntas. En este trabajo se propone un procedimiento de diseño que adopte los parámetros que influyan en los desplazamientos relativos en la junta de dilatación dentro del claro. Para ello se construyeron espectros de respuesta de desplazamiento relativo de choque y alejamiento en la junta de dilatación, con registros del suelo sísmicos con diferente contenido de frecuencia escalados a la aceleración del suelo probable para la Costa y la Ciudad de México. Para la obtención de los espectros de respuesta de desplazamiento relativo, se realizaron análisis lineales y no-lineales en la historia del tiempo.

Palabras clave: Reductores, junta de dilatación dentro del claro, choque, pérdida de asiento, espectros de respuesta de desplazamiento relativo.

ABSTRAC

It has been observed during recent strong earthquakes, that pounding and/or unseating of continuous bridges frames and simple supported span beams at in-span expansion joints is one of the biggest problems. The unseating of the superstructure leads to the, partial or total collapse of structure. An appealing solution is the addition of displacement restrainers than were proposed for existing and new bridges in order to prevent excessive relative displacements. There are different standards for the analysis and design of displacement restrainers, but they are inadequate because some significant parameters are not considered in the relative displacement estimation. A design procedure is proposed in this thesis, that adopts the parameters that influence the relative displacements in the in-span expansion joints. To this end, response spectra of relative displacement at pounding and opening in-span expansion joints were constructed, with several ground motion records with different frequency content scaled the probable ground acceleration for the Coast and Mexico City. To obtain the relative displacement response spectra, linear and non-linear time history analysis were made.

Key words: Restrainers, in-span expansion joints, pounding, unseating, relative displacement response spectra.

INTRODUCCIÓN

La evaluación sísmica de los puentes continuos con juntas de dilatación intermedias es un tema de gran interés debido al gran número de casos de colapsos parciales de la superestructura que se ha observado en sismos con diferentes contenidos de frecuencia, y se propone un procedimiento para diseñar los reductores de desplazamiento necesarios para evitar la pérdida de la longitud de asiento.

Primeramente se describen los reductores de desplazamiento más comunes que se emplean en la actualidad.

Y los métodos de análisis y dimensionamiento de los reductores de desplazamiento que se proponen en diferentes normas de puentes, tales como: el método de Caltrans, método AASHTO, método W/2 y el método propuesto en la Federal Highway Administration (FHWA). Los criterios de diseño, toman en cuenta las características del puente así como su demanda sísmica para la obtención del comportamiento y su respectivo diseño, los reductores más utilizados son los tipo cable de 19 mm con un área de 143mm^2 .

En el estudio realizado, la demanda sísmica que se utilizó fueron sismos de periodo corto y sismos de periodo largo, escogiendo registros sísmicos con una magnitud mayor 6.5. Fueron 20 registros sísmicos, 10 registros de terreno firme (de la costa) escalados a una aceleración del suelo de 0.75g obtenida del PRODISIS para los estados de Michoacán, Guerrero y Oaxaca, y 10 de registros de terreno blando (de la Ciudad de México) escalados a una aceleración del suelo de 0.11g.

Se evalúa el choque y el alejamiento (desplazamiento relativo), para obtener el comportamiento del puente con la demanda sísmica antes mencionada, y se obtuvieron espectros 3D de alejamiento de los marcos sin considerar el efecto del

choque. Posteriormente, se estima el efecto del amortiguamiento y se construyen espectros de desplazamiento relativo con amortiguamientos del 2, 5 y 7%. El efecto del choque se evalúa mediante análisis no lineales, con un elemento tipo gap, para dos separaciones de la junta de dilatación, que representan el 33 y 67% de los espectros de respuesta de desplazamiento relativo sin choque. Con estos resultados se estima el efecto de juntas muy cerradas y juntas en las que el choque es menos frecuente. El alejamiento es importante pues permite revisar la longitud de asiento disponible y comparar con las especificaciones de las normas.

AASHTO, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), las normas de Nueva Zelanda (NZTA) y de Japón (JRA). Las dos primeras normas toman en cuenta la longitud del claro en estudio y el promedio de la altura de las pilas; la norma NZTA tiene en cuenta el desplazamiento relativo en la junta de dilatación y la norma JRA además de tomar en cuenta el desplazamiento relativo considera el tipo de suelo.

Con los espectros de respuesta 2D de alejamiento, se obtuvo el diseño de reductores tipo cable con los métodos antes mencionados donde se compararon con la longitud de asiento de las AASHTO y donde el método más favorable es el de Caltrans y el menos desfavorable es el propuesto por la FHWA.

También se consideró el daño de las pilas de los dos marcos a través de la ductilidad de desplazamiento, con base en un ciclo histerético PIVOT en la longitud de articulación plástica, que es utilizado para elementos de concreto reforzado como es el caso de las pilas.

Por último, se da la aplicación de los espectros de respuesta de alejamiento, para obtener el diseño de los reductores tipo cable y un ejemplo.

El trabajo presenta un panorama del diseño de reductores que contempla la relación de periodos, el efecto del impacto en el desplazamiento relativo en la junta y en la redistribución del cortante, el daño en las pilas, y los contenidos de frecuencia de los sismos en México. Los resultados muestran el procedimiento que puede seguirse, pero es necesario complementar el estudio con mayor

número de casos, e incluir algunas otras variables como la fricción de los apoyos y el amortiguamiento en el momento del impacto.

1. REDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO

Los reductores de desplazamiento son dispositivos que impiden la movilidad de las vigas en las juntas de dilatación en puentes simplemente apoyados en pilas. Los reductores de desplazamiento evitan la caída de la superestructura al presentarse desplazamientos longitudinales o transversales producidos por un sismo. En el sismo de San Fernando en 1971 en California se observó que la pérdida de longitud de asiento era la principal falla de los puentes, y que no se podían rehabilitar llegando a una demolición total de la estructura. Al observar este tipo de falla se comenzó por estudiar reductores longitudinales y mediante pruebas a escala real de puentes se utilizaron en muchos puentes para prevenir este tipo de fallas.

Mediante la investigación de (Jara, et al, 2006) de vulnerabilidad sísmica en puentes, en México la principal falla de puentes fue la de pérdida de longitud de asiento, donde reglamentos de construcción comenzaron a proponer normas que se deben cumplir para la longitud de asiento en pilas, que dependen del claro del puente y de la altura de la pila, además de colocar topes sísmicos para impedir la movilidad de las vigas.

Existen diversos tipos de reductores de desplazamiento con diferente arreglo, pero su principal función es evitar el colapso del puente. Al reductor se le puede dar el arreglo que se desee siempre y cuando el comportamiento del puente con dicho arreglo sea adecuado ante un sismo severo. El reductor puede funcionar como un disipador de energía, y evaluar su eficiencia mediante modelos analíticos.

La pérdida de longitud de asiento se describirá a continuación así como la las experiencias en sismos pasados en USA y Japón, y los sistemas más conocidos en puentes.

1.1 Pérdida de longitud de asiento

La pérdida de la longitud de asiento en puentes simplemente apoyados se da por un evento sísmico de magnitud alta y es cuando existen desplazamientos transversales y longitudinales, en puentes en curva y puentes esviajados.

Un ejemplo de la pérdida de longitud de asiento debido a los desplazamientos es el de la Bahía en San Francisco-Oakland, donde fallaron los tableros superiores e inferiores de un claro de 15 m simplemente apoyado y la pila tuvo un desplazamiento de 14cm hacia el este (figura 1.1), otro ejemplo es el del puente en arco de Nishinomiya en Japón debido a un sismo de magnitud de 7.4 (figura 1.2), (Jara, et al, 2006).

Otro ejemplo es de puentes esviajados es el de la carretera Puebla-Tehuacán en México este tipo de puentes presenta mayores desplazamientos que los que se presentan en puentes rectos debido a que la superestructura tiende a rotar y a desplazarse transversalmente hacia afuera de las pilas donde se forman ángulos agudos (figura 1.3). En la figura 1.4 muestra la respuesta para este tipo de puentes en cualquier dirección donde se genera rotación en la esquina obtusa en sentido horario, estas rotaciones se acumulan bajo respuesta transversal cíclica, (Priestley, et al, 1996).



Figura 1.1. Pérdida de longitud de asiento en el puente de San Francisco-Oakland
(Jara, et al, 2006)



Figura 1.2. Pérdida de longitud de asiento y colapso del acceso del puente de Nishinomiya (Jara, et al, 2006)



Figura 1.3. Puente esviado con pérdida de longitud de asiento en Puebla, Mexico (Jara, et al, 2006)

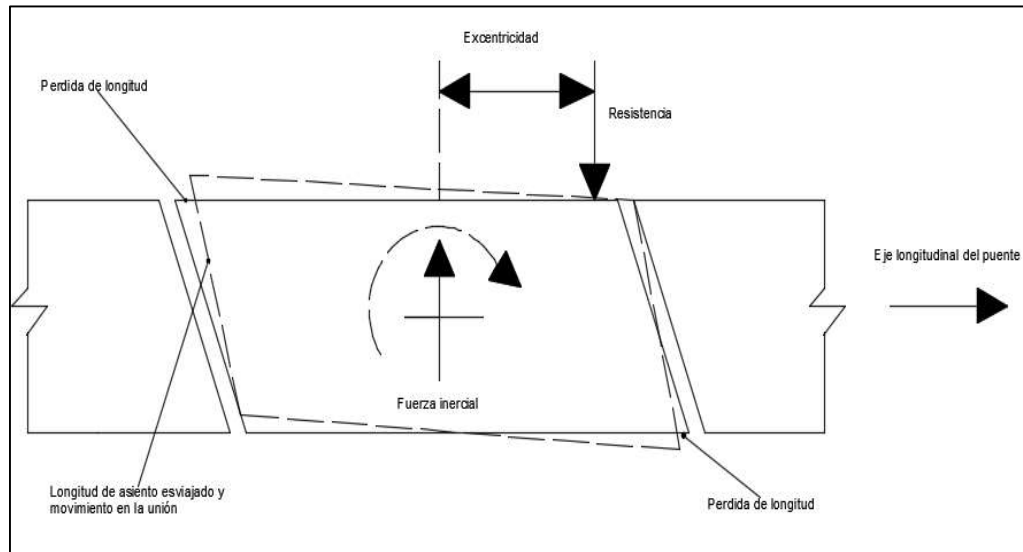


Figura 1.4. Respuesta de un puente esviado al presentarse un sismo

Debido a estos problemas se comenzó a realizar investigaciones para solucionar este tipo de problemas con la pérdida de la longitud de asiento, encontrando como una solución los reductores de desplazamiento.

Existen varios tipos de reductores de desplazamiento como lo son placas, cables y varillas que son más conocidos. El más utilizado en Estados Unidos es el reductor cable, es de acero y para obtener la cantidad de reductores se han propuesto métodos de diseño, donde se requiere un análisis no lineal para evaluar el comportamiento del reductor y así obtener el número de reductores necesarios.

La longitud de asiento disponible es de 102 mm que propone el método de Caltrans, con el método AASHTO se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125 s^2) \quad (1-1)$$

Donde:

N =longitud de asiento de la viga

L =longitud de la superficie del puente en metros

H =altura de la columna o pila

s = ángulo de esviajamiento de los apoyos medido en grados y algunos otros reglamentos de construcción la limitan entre 60 y 70 cm como longitud mínima. Si es excedida puede llegar al colapso el puente, para evitar no excederse se requiere un número de reductores para prevenir la pérdida de longitud de asiento y que el puente no sufra este daño ante un sismo fuerte. Para realizar el análisis estructural en la unión, tomando en cuenta los reductores y las vigas que estarán unidas, el modelo del puente se puede realizar con plasticidad concentrada representando el fenómeno físico con un resorte rotacional altamente rígido colocándolos en los extremos de las vigas, o realizando con el método de elemento finito con la ayuda de un programa de análisis no lineal que tome en cuenta los desplazamientos tanto elásticos como inelásticos en los elementos del puente.

1.2 Experiencias en sismos pasados en puentes con reductores de desplazamiento

Una de las principales razones por la cual se comenzó el estudio de colocar los reductores de desplazamiento en puente fue debido a la pérdida de longitud de asiento ante sismos severos, los puentes llegaron al colapso, esto fue principalmente en Estados Unidos y en Japón, donde se presentaron los siguientes sismos:

En el sismo de Loma Prieta en 1989, los investigadores comenzaron a realizar pruebas para revisar el comportamiento de los reductores durante un sismo y compararlo con un modelo analítico, debido a los colapsos de puentes que sufrió en California (figura 1.5), así como evaluar los procedimientos de diseño de los reductores más comunes en ese entonces.

Se llegó a la conclusión de que la unión débil en la junta de dilatación puede ser predeterminada dependiendo de la longitud de asiento (Randall, et al.1999).

En un estudio analítico se obtuvo que los reductores disminuyen el movimiento y prevén el colapso, y que puentes con longitud de asiento amplio no requiere

reductores de desplazamiento, debido a que los desplazamiento no son críticos. Pero que se pueden utilizar manteniendo la adecuada funcionalidad del puente.

Se realizaron modelos con elemento finito lineal y no-lineal de los puentes Madrone Drive Undercrossing y San Gregorio, donde fueron comparados con el sismo de Loma Prieta donde se obtuvo que con elementos finito no-lineal los puentes prevén los resultados de los puentes al estar sometidos a un sismo.

Investigadores de la Universidad de California estudiaron la respuesta de viaductos de dos niveles debido al colapso por el sismo de Loma Prieta, con elementos finitos no-lineal, donde se encontró que los reductores de desplazamiento fueron excesivos y no se controló la pérdida de longitud de asiento, además de que presentaba grandes movimientos no uniformes.

En el sismo de Northridge en 1994, el puente Govin Conyan Undercrossing colapso debido a la falla de los reductores, al límite de movimiento longitudinal y a la longitud de asiento inadecuada.

El puente Route 14/5 Separation and Overhead falló por cortante en las columnas cortas y por un mal diseño de los reductores y la inadecuada longitud de asiento de las vigas.

En enero de 1995 ocurrió el sismo de Hanshin/Awaji en Japón donde causo el colapso de muchos puentes carreteros (figura 1.6), debido a este sismo se rehabilitaron con reductores de desplazamiento (Randall, et al. 1999).



Figura 1.5. Colapso de puente, California (Tomada,

https://en.wikipedia.org/wiki/1989_Loma_Prieta_earthquake#/media/File:Cypress_structure.jpeg, 2017)



Figura 1.6. Colapso de superestructura por pérdida de longitud de asiento, Japón
(Tomada, <http://www.gettyimages.com/detail/video/bus-hangs-at-the-edge-of-a-collapsed-highway-overpass-news-footage/502882237>, 2017)

1.3 Sistemas más empleados

Los sistemas más conocidos de reductores de desplazamiento para prevenir la pérdida de la longitud de asiento y el colapso son: el reductor longitudinal, reductor cable, reductor tipo barra de alta resistencia, bumper blocks y los reductores de anclaje. Caltrans fue la primer asociación que comenzó a colocar reductores longitudinales para limitar los desplazamientos en las uniones de las superestructura y evitar el colapso. En los siguientes sismos se observó que los reductores longitudinales fallaron por un mal diseño, esto llevo a que se realizaran especificaciones más detalladas de este tipo de reductor. Los tipos de reductores más reconocidos se describen a continuación:

- El reductor longitudinal es para limitar el movimiento relativo en la junta de dilatación, disminuir la posibilidad de pérdida de la longitud de asiento, transmite la fuerza inercial longitudinal de la superestructura a la subestructura. Además de que este tipo de sistema transmite solo fuerzas a tensión, y no disipa mucha energía ante un evento sísmico.

Los reductores longitudinales son fáciles de instalar y más económicos, es por ello que son el sistema que más se ha utilizado.

- El reductor cable es otro de los más utilizados teniendo un diámetro de 19 mm, con un área de 143 mm^2 , teniendo una resistencia a la tensión de 174 kN, y una resistencia a la fractura de 205 kN, trabaja a tensión pero permitiendo el movimiento en la junta de dilatación para que no falle por efectos de temperatura, en la figura 1.7 se observan las partes que conforman este tipo de reductor cable desarrollado por Caltrans.

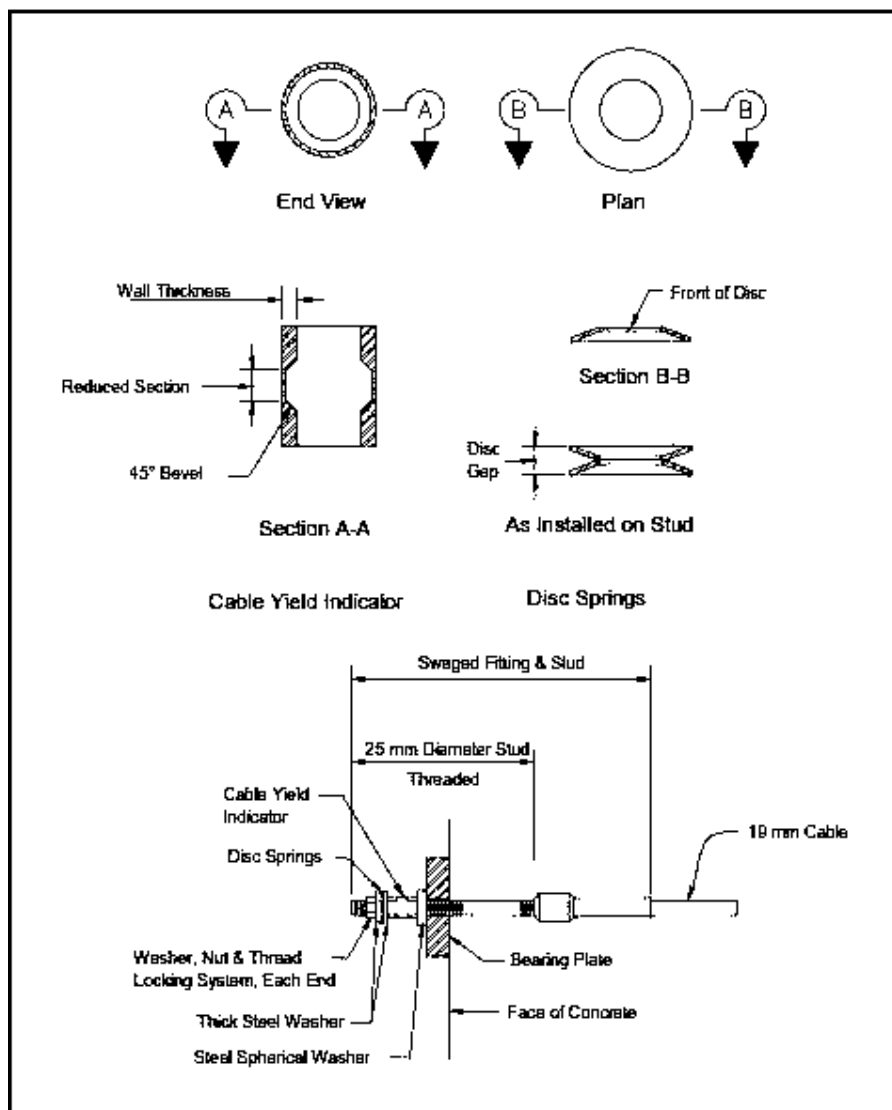
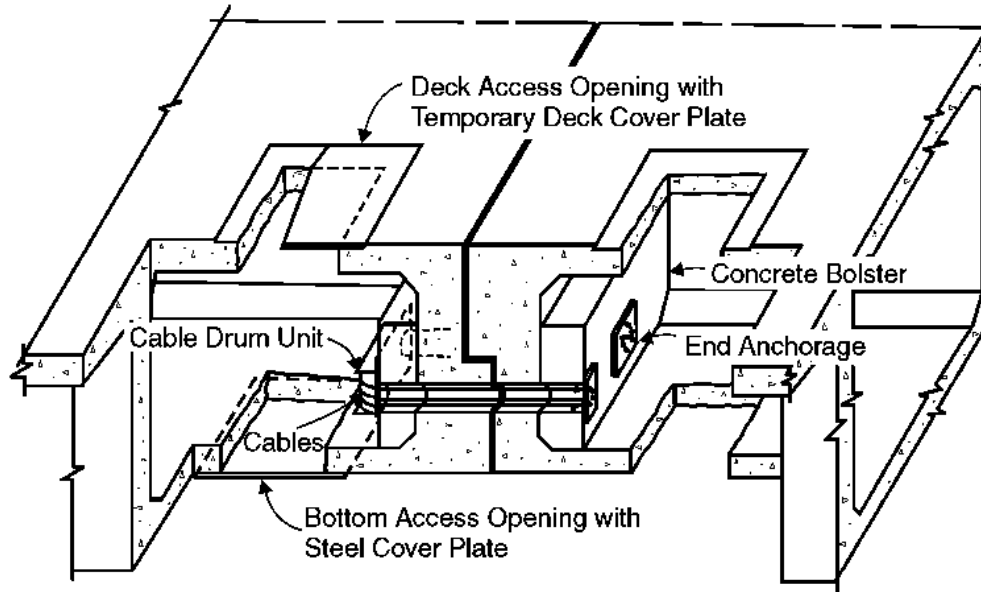


Figura 1.7. Muestra las características del Reductor cable (Buckle et al, 2006)

En las primeras pruebas de laboratorio del reductor cable por Caltrans, se observó que para limitar los desplazamientos excesivos, fue necesario colocar multi-cables para reducir los desplazamientos, como se muestra en la figura 1.8.



Note: Access may be gained from either the deck or soffit (bottom side), but need not be both.

Figura 1.8. Reductor multi-cables (Buckle et al, 2006)

- El reductor barra de alta resistencia también se utiliza para reducir el desplazamiento al presentarse un sismo fuerte, esta barra es menos flexible pero más dúctil, debido a esto requiere barras más largas que impida el movimiento en el rango elástico y su diseño debe de cumplir con los requerimientos del ASTM A-722, que permite una elongación mínima del 10 veces el diámetro de la barra, teniendo un módulo de elasticidad de 200,000 MPa.

La galvanización en estas barras dificulta la colocación de las tuercas en los extremos y se les debe de colocar pintura con alto contenido de zinc. Las barras de alta resistencia de más de 9m deben evitarse en la colocación.

- El reductor bumper blocks es un método sencillo pero una buena alternativa para restringir el movimiento longitudinal de la superestructura mediante el anclaje de barras verticales atornilladas en los extremos y sujeten la viga al

reductor bumper block, y así evitar la pérdida de longitud de asiento y el colapso del puente como se muestra en la figura 1.9.

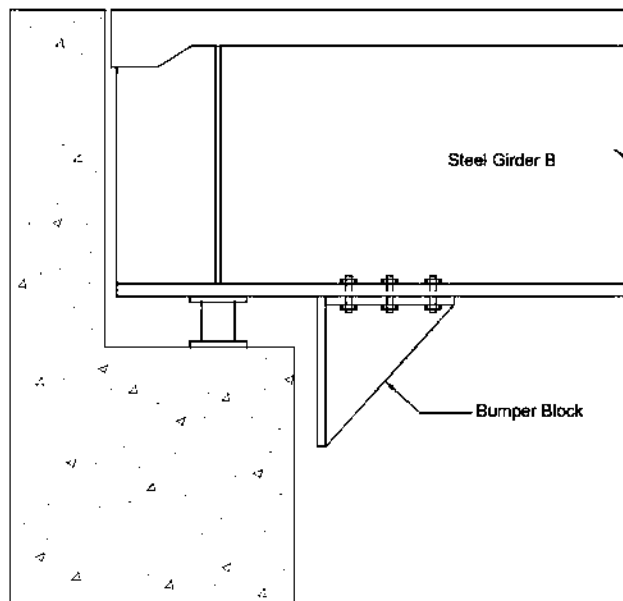


Figura 1.9. Reductor bumper blocks (Buckle et al, 2006)

- Reductores de anclaje deben estar bien conectados al puente y para que no sufra fallas y todas las conexiones deben ser diseñadas para un 25 por ciento más de su resistencia a la ruptura nominal. Los elementos estructurales que van a sostener los anclajes deben resistir las fuerzas transmitidas por los cables. Además de ser simétricos para que no esté expuesto a excentricidades, y si es necesario la colocación de la colocación asimétrica se tiene que realizar el análisis con dicha excentricidad cada reductor de anclaje mostrado en la figura 1.10 se dan especificaciones para su análisis y diseño, tomando en cuenta las dificultades de colocación. Los reductores de anclaje tiene dificultad en su colocación pero impiden el desplazamiento longitudinal y así evitando la perdida de longitud de asiento. Un tipo de reductor que no es deseable es el la figura 1.11, debido a que si llega a fallar un cable las vigas sufrirán daño, reduciendo la resistencia estructural y tendría problemas de excentricidad.

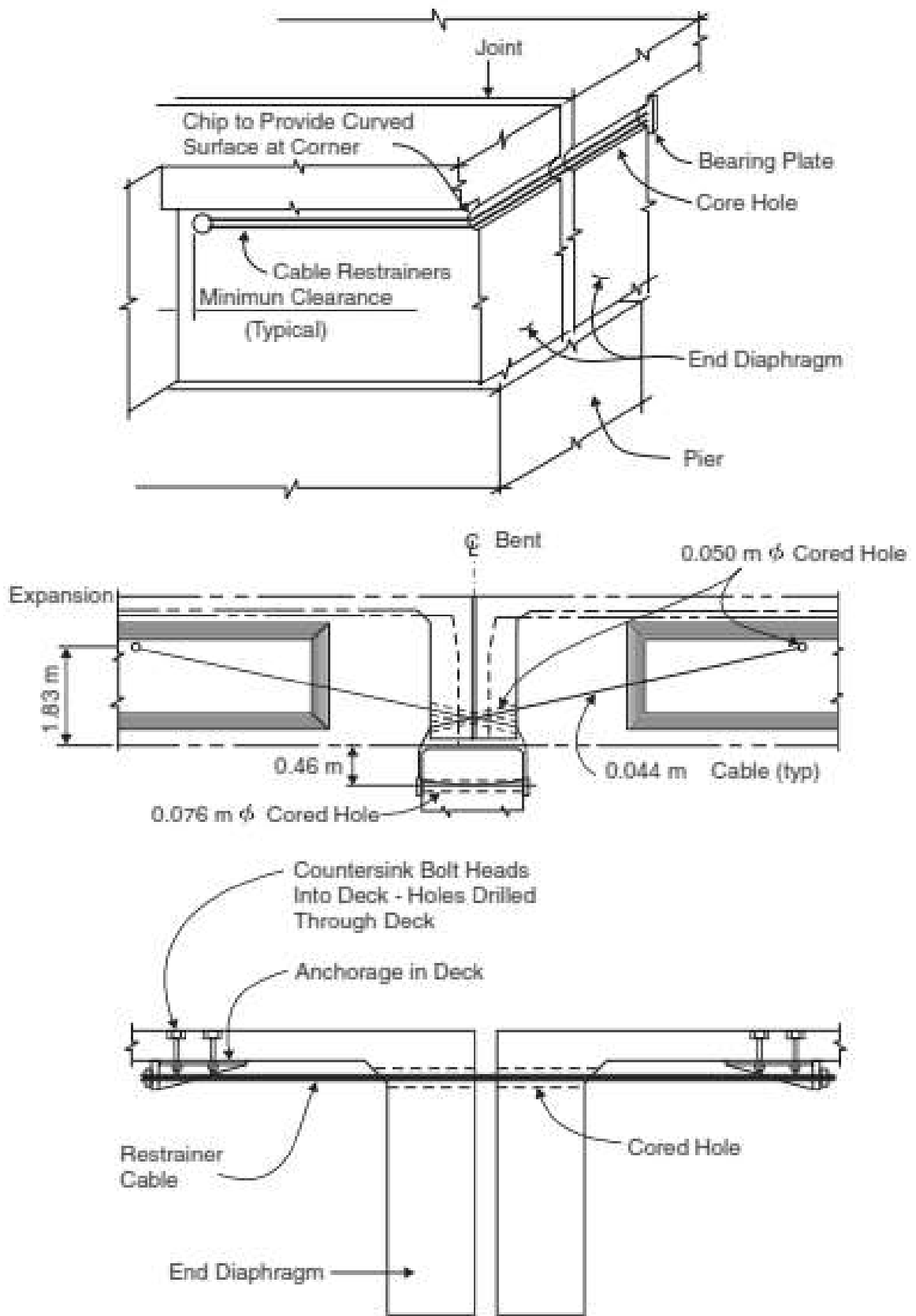


Figura 1.10. Reductores de anclaje (Buckle et al, 2006)

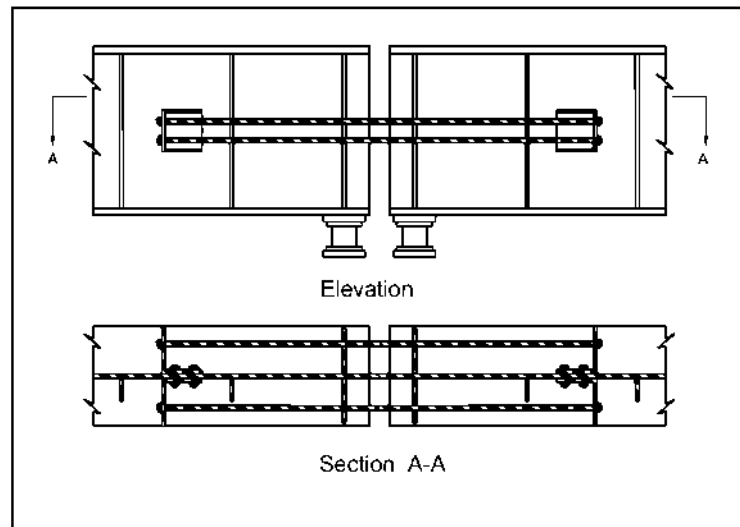


Figura 1.11. Reductores de anclaje no deseables (Buckle, et al, 2006)

Los reductores antes mencionados deben ser colocados en la dirección al movimiento esperado, si las pilas tienen apoyos rígidos los reductores deben colocarse paralelos al movimiento de la superestructura como se muestra en la figura 1.12. Para los puentes esviados como también tiene apoyos flexibles y puede rotar, los reductores se deben colocar como en la figura 1.13.

Cada sistema antes mencionados tienen sus ventajas y desventajas, pero todos los reductores tienen como objetivo restringir el desplazamiento ante un sismo fuerte, siempre y cuando se realice un análisis y diseño correcto. Con esto se asegura la integridad de la estructura.

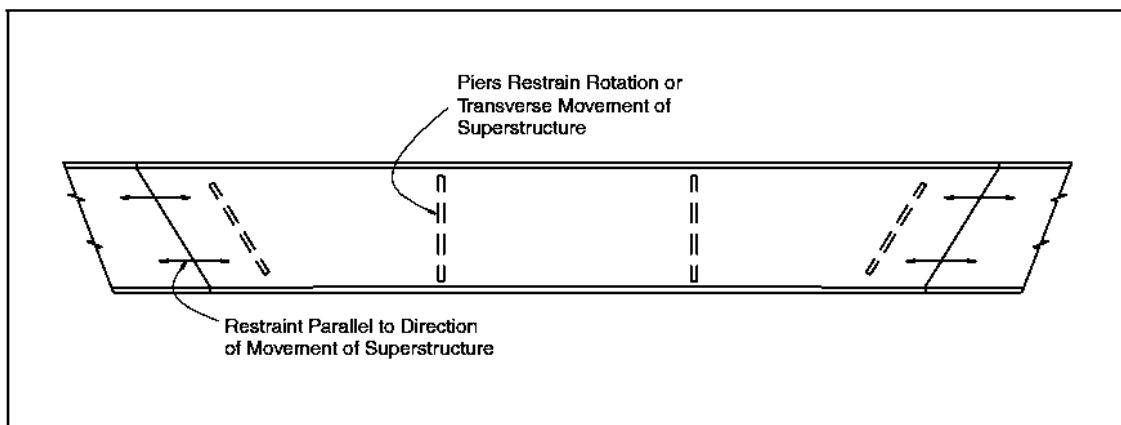


Figura 1.12. Puente con apoyos rígidos y la orientación de los reductores (Buckle, et al, 2006)

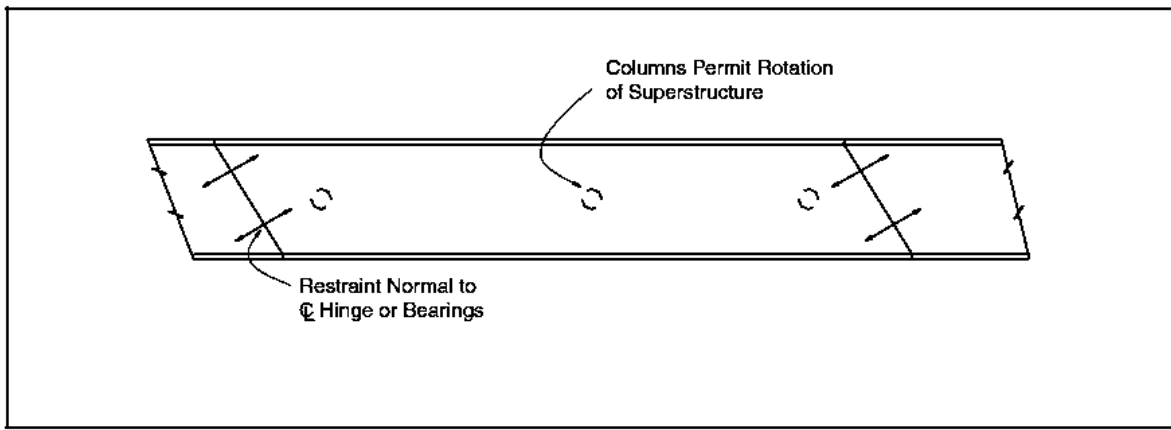


Figura 1.13. Orientación de los reductores en puentes esviajados (Buckle, et al, 2006)

2. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO

Para el análisis de los reductores en puentes continuos, se utilizan dependiendo del periodo longitudinal de vibración del puente, y así poder obtener el número de reductores necesarios para restringir el desplazamiento relativo de la superestructura.

Para una relación de periodos de 0.3 o menos (periodos cortos) se debe utilizar un análisis dinámico no-lineal, del puente para obtener la longitud y número de reductores requeridos. Por ejemplo el método Caltrans para periodos cortos menosprecia el número de reductores, el método AASHTO no utiliza el periodo longitudinal de vibración y por ende estima un número de reductores no adecuado.

Para el diseño de los reductores de desplazamiento para prevenir la pérdida de la longitud de asiento más comunes son dos: el método de diseño Caltrans y el método AASHTO. Estos dos métodos son los más comunes en Estados Unidos para determinar el número de reductores y longitud, debido al sismo de San Fernando en 1971 en California, sin embargo existen otros métodos para el diseño de reductores de desplazamiento como lo son: el método $W/2$, el método propuesto en Randall, et al., y el método de Caltrans modificado que a continuación se describirán, primeramente dando las características del comportamiento de los puentes con reductores.

2.1 Características de la respuesta de un sistema con reductores

La respuesta de los puentes continuos ya estudiados en Estados Unidos, al comenzar a diseñarse este tipo de solución para evitar el colapso de la

superestructura al tener pérdida de longitud de asiento, se observaron que al presentarse sismos tenían deficiencias y fallaron los reductores en los puentes (diseñados por el método Caltrans), al pasar el tiempo se comenzó por la investigación para que esta solución fuera más exacta y al presentarse un evento sísmico fuerte los reductores de comportaran adecuadamente.

Con los sistemas de reductores longitudinales, el comportamiento de los reductores es efectivo si se realiza un análisis y diseño adecuado tomando en cuenta el tipo de reductor y las características del puente. Como el método Caltrans que no toma en cuenta la superestructura y el método AASHTO desprecia elementos importantes como la longitud de asiento, esviajamiento, superestructura, estribos y tipos de apoyo.

2.2 Método Caltrans

Como ya se mencionó anteriormente el método Caltrans fue el más utilizado en el diseño de reductores de desplazamiento relativo, para solucionar la pérdida de longitud de asiento y evitar el colapso de la superestructura. Su objetivo principal el limitar los movimientos longitudinales de la superestructura ante un evento sísmico fuerte, además se pueden diseñar reductores para evitar el daño a los apoyos y pueden ser dispositivos para disipar energía.

Este método utiliza esfuerzos permisibles, donde cada reductor trabaja a un 50% de la resistencia última más un 33% más en condición por sismo (Randall, et al.1999). El procedimiento para el diseño de reductores por este método es el siguiente:

1. Calcular el desplazamiento máximo permisible del reductor y el desplazamiento limitarlo a la longitud de asiento en la junta de expansión.
2. Calcular el desplazamiento máximo debido a un sismo.
3. Comparar los resultados del paso 1 y 2 y determinar la forma de acción.
4. Determinar el número de reductores requeridos.

5. Revisar los desplazamientos del sistema con reductores y revisar el diseño si es necesario. Repetir los pasos del 1 al 5 si se necesita.

El desplazamiento máximo permisible es calculado con la siguiente ecuación:

$$Dr = Dy + Dg \quad (2-1)$$

Donde en la ecuación anterior Dr es el desplazamiento máximo permisible del reductor, Dy desplazamiento de fluencia del reductor y Dg elongación máxima permisible del reductor. El desplazamiento de fluencia del reductor se calcula con la ecuación (2-2).

$$Dy = \frac{fy*L}{E} \quad (2-2)$$

En la ecuación anterior fy es el esfuerzo de fluencia del reductor que es 1213 MPa por reductor, L es la longitud del reductor y E es el Modulo de elasticidad del reductor de 68947 MPa por reductor.

El desplazamiento máximo se obtiene de un análisis espectral, para obtener la rigidez del reductor (se obtiene de la ecuación 2-3), se propone un número de reductores para así calcular las fuerzas sísmicas con la rigidez del reductor, longitud del claro, periodo de vibración y el espectro de respuesta de pseudoaceleración. El periodo de vibración se obtiene de la ecuación 2-3.

$$Kt = \frac{fy*n*Ar}{Dr} \quad (2-3)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{Kt*g}} \quad (2-4)$$

En la ecuación 2-3, n es el número de reductor, Ar Área del reductor de 143 mm² para un reductor de 19 mm de diámetro, en la ecuación 2-4, T es el periodo de vibración, W peso del claro bajo consideración y g es la aceleración de la gravedad.

Al calcular uno de los periodos, un coeficiente sísmico se puede obtener del espectro de respuesta de pseudoaceleración (ARS) correspondiente al puente, este coeficiente sísmico se multiplica por el peso del claro y se obtiene la fuerza por sismo que se le aplicará al puente. El desplazamiento del reductor se calcula con la ecuación 2-5, a partir de la rigidez de cada reductor.

$$Dt = \frac{ARS*W}{Kt} \quad (2-5)$$

En la ecuación 2-5, D_t es el desplazamiento total del reductor, A_{RS} es el coeficiente sísmico. Si el desplazamiento total del reductor es menor al desplazamiento máximo disponible del reductor, entonces el análisis y diseño está completo. Si el desplazamiento total del reductor es mayor al desplazamiento máximo disponible del reductor, entonces se deben de colocar más reductores y evaluarlos para obtener un nuevo desplazamiento total del reductor y ser comparados con el desplazamiento máximo disponible del reductor, esto se realiza hasta cumplir que el desplazamiento total del reductor sea menor al desplazamiento máximo disponible y no exceder la longitud de asiento.

2.3 Método AASHTO

Otro de los métodos que se comenzaron a utilizar para el diseño de reductores es el Método AASHTO que fue integrado al reglamento Caltrans para el diseño de puentes nuevos, es similar al método Caltrans, pero con este método los resultados obtenidos en cuanto al número de reductores es menor al del método Caltrans, esto debido a que este método no está en función del periodo de vibración y no utiliza un espectro de respuesta de pseudoaceleración, y el método Caltrans para calcular el número de reductores está en función del periodo de vibración longitudinal y es por ello que se amplifican las fuerzas sísmicas.

El método AASHTO es mucho más simple y su principal objetivo es limitar los desplazamientos relativos entre la superestructura y los apoyos, y así evitar que la superestructura no remueva la longitud de asiento. Pero tiene la desventaja que despreja elementos estructurales del puente como estribos, tipo de apoyos y el esviamiento del puente. El procedimiento para el diseño es el siguiente:

1. Se determina la fuerza longitudinal con la ecuación (2-6).
2. Determinar el número de reductores con la ecuación (2-7).
3. Se determina la longitud de asiento con la ecuación (2-8).

$$F = A * W \quad (2-6)$$

$$n = \frac{F/f_y}{Ar} \quad (2-7)$$

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125s^2) \quad (2-8)$$

En la ecuación (2-6), F es la fuerza longitudinal, A coeficiente sísmico, W peso del claro bajo consideración. En la ecuación (2-7) f_y es el esfuerzo de fluencia del reductor y Ar es el área del reductor de 143 mm^2 de 19 mm de diámetro. En la ecuación (2-8) L es la longitud en metros del claro del puente en consideración, H es la altura de la pila y s es el ángulo de esviajamiento de los apoyos en grados.

2.4 Método W/2

Dentro de los métodos que se han propuesto se encuentra el método W/2, este método asume que debido a un evento sísmico fuerte la superestructura remueve la longitud de asiento, entonces el tablero no tendría longitud de asiento y colgaría, el método fue desarrollado para sostener la mitad del peso de la superestructura de cada claro y así no llegaría al colapso, este es el principal objetivo de este método.

Este método puede ser ejecutado con facilidad y rápidamente para el cálculo del número de reductores que se requieren para soportar el peso de la mitad del tablero, de allí el nombre W/2, esto sería como una primera aproximación. El método W/2 se recomienda utilizarse para zonas de baja sismicidad, debido a que al perder la longitud de asiento del puente se podría reparar con facilidad con reductores diseñados con este método.

El método desprecia elementos estructurales del puente como lo son: superestructura, estribos, esviajamiento, tipos de apoyo, longitud de asiento, y las cargas dinámicas al presentarse la pérdida de longitud de asiento y el tablero caiga sobre el reductor se generarían cargas dinámicas en los reductores. Este método tiene como función calcular el número de reductores despreciando el periodo de vibración longitudinal del puente y se calcula con la ecuación (2-9).

$$n = \frac{W/2/fy}{Ar} \quad (2-9)$$

En la ecuación (2-9) n es el número de reductores, W peso del claro bajo consideración, fy esfuerzo de fluencia del reductor y Ar área del reductor.

2.5 Método iterativo

El método iterativo de Buckle et al, 2006. Este método utiliza un estructura sustituta para obtener el número de reductores requeridos, las propiedades que se utilizan para utilizar el método son la rigidez del marco del puente, la rigidez elástica y la rigidez inelástica, y sus masas, y su ductilidad de desplazamiento objetivo de los marcos del puentes, μ . Las propiedades de los reductores son la longitud Lt , módulo de elasticidad E , esfuerzo de fluencia fy y el reductor slack Drd . Para el diseño se tiene que seguir el siguiente procedimiento:

1. Calcular el desplazamiento máximo en la junta de expansión.
 - 1.1 Calcular la capacidad de elongación de un reductor, Dr , con la ecuación (2-10) y la elongación de fluencia se calcula con la ecuación (2-11).

$$Dr = Dy + Drs \quad (2-10)$$

$$Dy = \frac{fy * Lt}{E} \quad (2-11)$$

En la ecuación (2-10) Dr es el desplazamiento máximo permisible del reductor, Dy es la elongación de fluencia del reductor, Drs es el espacio libre en la junta para posible expansión térmica. En la ecuación (2-11) fy es el esfuerzo de fluencia del reductor, Lt es la longitud del reductor y E es el módulo de elasticidad del reductor.

- 1.2 Se compara la longitud de asiento en la junta de expansión disponible con la elongación de reductor permisible máxima.

Si el desplazamiento permisible máximo del reductor es más grande del 67% de la longitud de asiento disponible, el factor de seguridad es insuficiente para que la junta de expansión se desprenda antes de que alcance la capacidad de retención. Para poder solucionarlo se debe de incrementar la longitud de asiento o disminuir la elongación del reductor ya sea por acortamiento de los reductores, disminuir la holgura del reductor o reduciendo los esfuerzos en los reductores para un valor menos que el de fluencia.

2. Calcular el desplazamiento en la junta de expansión relativa sin reductores (D_{eq0}).

Para calcular el desplazamiento relativo en la junta de expansión sin reductores (D_{eq0}), se utiliza la regla de la combinación cuadrática completa (CQC, ecuación 2-12), los desplazamientos $D1$ y $D2$ se obtienen mediante un espectro de diseño del sitio en estudio para un coeficiente de amortiguamiento efectivo que se puede obtener de la ecuación (2-15).

$$Dr = \sqrt{D1^2 + 2\rho_{12}D1D2 + D2^2} \quad (2-12)$$

En la ecuación 2-12, $D1$ es el desplazamiento máximo del claro del puente y $D2$ es el desplazamiento máximo de la parte superior de la pila y ρ_{12} es un factor que relaciona el amortiguamiento viscoso con las frecuencias de vibración del modo 1 y 2. Se obtiene con la ecuación 2-13.

$$\rho_{12} = \frac{8\xi^2(1+\beta)\beta^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta(1+\beta)^2} \quad (2-13)$$

En la ecuación 2-13, ξ es la relación de amortiguamiento viscoso equivalente y β es la relación de frecuencias de vibración del modo 1 y modo 2.

$$Di = \left(\frac{T_{effi}}{2\pi}\right)^2 FvS1(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (2-14)$$

Dónde:

$$T_{effi} = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_{effi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{w_i}{g k_{effi}}}, \quad k_{effi} = \frac{k_i}{\mu}$$

$$\xi = 0.05 + \frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}}{\pi} \quad (2-15)$$

Cuando el espectro de diseño no se tiene se tiene una segunda opción para obtener el valor de $FvS1$ para un 5% de amortiguamiento, se puede modificar por un coeficiente Cd para obtener valores de amortiguamiento efectivo.

$$[FvS1]_{\xi_{eff}} = Cd[FvS1]_{0.05} \quad (2-16)$$

$$Cd = \frac{1.5}{40\xi_{eff+1}} + 0.5 \quad (2-17)$$

Y se prosigue a una revisión del desplazamiento sin reductores en la junta de expansión:

Si $D_{eq0} < 0.67$ de la longitud de asiento disponible (Das), el puente no requiere reductores.

Si $D_{eq0} > 0.67 Das$, se deben utilizar reductores.

3. Se estima la rigidez inicial del reductor

Para estimar la rigidez inicial del reductor requerida para limitar los desplazamientos relativos en la junta de expansión, se obtiene con la ecuación 2-18.

$$kr = \frac{K_{effmod}(D_{eq0} - Dr)}{D_{eq0}} \quad (2-18)$$

Donde:

$$K_{effmod} = \frac{k_{eff1} k_{eff2}}{k_{eff1} + k_{eff2}} = \frac{k_1 k_2}{\mu(k_1 + k_2)} \quad (2-19)$$

4. Se procede a calcular el desplazamiento en la junta de expansión relativo de un análisis modal.

Para calcular el desplazamiento en la junta de expansión de requiere de un análisis modal de dos grados de libertad de los marcos donde se encuentre

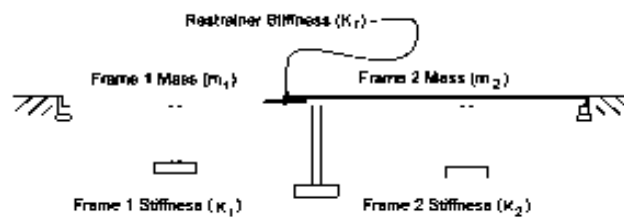
el reductor, utilizando la rigidez de los reductores que se obtiene en el paso anterior y se puede observar la idealización del sistema de dos grados de libertad en la figura 2.1. Con la ecuación 2-20 se obtiene el desplazamiento en la junta de expansión con la regla de la combinación cuadrática completa.

$$Deq = \sqrt{Deq1^2 + Deq2^2 + 2\rho12 Deq1 Deq2} \quad (2-20)$$

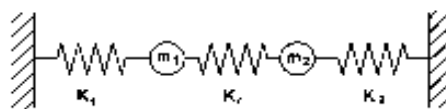
Dónde:

$$\rho12 = \frac{8\sqrt{\xi1\xi2}(\xi1+\beta\xi2)\beta^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta^2)^2+4\xi1\xi2\beta(1+\beta^2)+4(\xi1^2+\xi2^2)\beta^2} \quad (2-21)$$

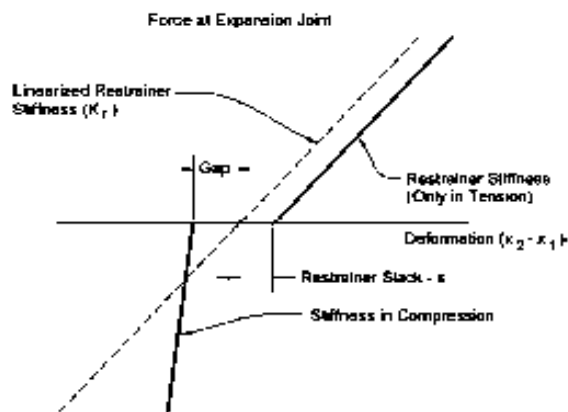
β es la relación de frecuencias del modo 1 al modo 2.



Structure



Model



Linearization of Hinge

Figura 2.1. Puente para el análisis modal con dos grados de libertad (Buckle et al, 2006)

$$Deqi = PiSa(Teffi, \xi effi) \quad (2-22)$$

$$Pi = \frac{\{\varphi i\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi i\}^T [K] \{\varphi i\}} (\{a\}^T \{\varphi i\}) \quad (2-23)$$

Donde:

Pi es el factor de participación para el modo i .

$\{\varphi i\}$ es la forma modal para el modo i .

$[M]$ es la matriz de masas d un sistema de dos marcos.

$[K]$ es la matriz de rigideces de un sistema de dos marcos con reductores.

$$\{a\}^T = [-1 \ 1]$$

$$\{1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Para resolver las ecuaciones de movimiento de un sistema de dos grados de libertad se requiere la ayuda de una herramienta de análisis por computadora.

Se hace una revisión del desplazamiento calculado por el análisis modal, D_{eq} , con el desplazamiento máximo permisible del reductor, si $D_{eq} > D_r$, entonces continuar con el paso 5.

5. Se calcula la rigidez del reductor incremental requerida para limitar los desplazamientos en la junta de expansión.

La rigidez del reductor incremental se obtiene con la ecuación 2-24.

$$kr_{j+1} = kr_j + (keffmod + krj) \frac{(Deqj - Dr)}{Deqj} \quad (2-24)$$

Al calcular la nueva rigidez se tiene que regresar al paso 4, para obtener un nuevo desplazamiento utilizando el análisis modal de un sistema de dos

grados de libertad, y realizar las iteraciones requeridas hasta que se cumpla que $Deq < Dr$, al cumplir esta condición se calcular el número de reductores en el paso 6.

6. Calculo del número de reductores

Teniendo los datos necesarios para obtener el número de reductores, se obtiene con la ecuación 2-25.

$$Nr = \frac{kr Dr}{fy Ar} \quad (2-25)$$

Donde:

A_r es el área de un reductor que para un reductor común su área es de 143 mm². Y con esto se tiene un diseño de los reductores que tendría el puente para evitar los desplazamientos relativos de la junta de expansión.

2.6 Efecto de las condiciones de apoyo

Las condiciones de apoyo de los puentes se deben tener en consideración para evaluar su comportamiento ante un evento sísmico con los diferentes tipos de apoyos como son apoyos fijos y apoyos móviles, ya que pueden tener desplazamientos mayores a los calculados si no se tiene en cuenta esta consideración.

De los métodos descritos anteriormente no tienen en cuenta las condiciones de apoyo, por lo que tienen esa desventaja que no toman en cuenta esta consideración. Un método propuesto en Randall, et al (1999), es similar al método Caltrans, en ese método toma en cuenta las condiciones de apoyo, y su principal objetivo es limitar los desplazamientos relativos longitudinales y así al presentarse un evento sísmico no se pierda la longitud de asiento.

El procedimiento general de este método propuesto es el siguiente:

1. Determinar las propiedades del puente
2. Determinar la ubicación de apoyos y determinar si los apoyos actúan articulados o móviles
3. Determinar si los reductores son necesarios para la evaluación de la capacidad de apoyo y revisar los desplazamientos sin reductores.
4. Asumir un número de reductores.
5. Revisar los desplazamientos del sistema con reductores.
6. Revisar los esfuerzos en los reductores para asegurar que permanezcan elásticos.
7. Añadir o disminuir reductores hasta lograr un diseño óptimo.

Para el primer paso se requiere obtener las propiedades del puente, la rigidez y resistencia de los apoyos se determinan mediante el método de Mander et al. Para la rigidez de la pila se obtiene mediante la sección agrietada que es el 50% de la sección gruesa. Para obtener la rigidez y resistencia de los estribos se utilizan métodos definidos en Caltrans y por último se requiere calcular el peso de la superestructura, apoyos, estribos, pilas y apoyos.

El segundo paso requiere que el diseñador opte por el tipo de apoyo ya sea articulado o móvil como se muestra en la figura 2.2, en este método son independientemente cada apoyo y por lo tanto depende del tipo de apoyo, debido a esto el número de reductores puede ser diferente en cada apoyo. Ya definido el tipo de apoyo se evalúa su resistencia y se puede obtener un número de reductores, si en uno de los extremos se utiliza como apoyo móvil se calcula el desplazamiento sin reductores, y si excede la longitud de asiento disponible requiere reductores para la reducción del desplazamiento relativo.

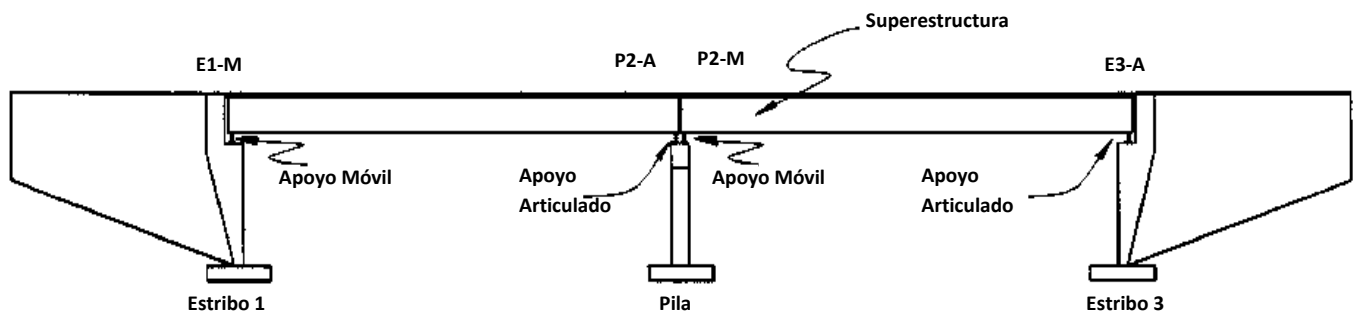


Figura 2.2. Tipos de apoyo (Randall et al, 1999. Modificada)

Este método también es más complejo debido a que distingue tres ubicaciones en el puente, estribos, extremos del claro y centro del claro. Con el fin de calcular el desplazamiento relativo y el número de reductores en cada ubicación. Este método da seis casos para la elección del tipo de apoyo dependiendo de la ubicación.

1. Móvil en estribo.
2. Móvil en el centro del claro.
3. Móvil en el extremo del claro.
4. Articulado en el estribo.
5. Articulado en el centro del claro.
6. Articulado en el extremo del claro.

Para cada tipo de apoyo se tiene un procedimiento diferente, debido a las diferentes características que presentan o la idealización en el modelo analítico. A continuación se describe el procedimiento cuando se tiene apoyo articulado.

2.6.1 Apoyos Articulados

Como ya se mencionó anteriormente este método toma en cuenta tres ubicaciones del puente, primero se tratará cuando el apoyo articulado se encuentra en el estribo, y para esto primero se requiere el cálculo del desplazamiento relativo sin reductores, y se puede obtener cuando la rigidez del reductor es igual a cero y se toma la rigidez total es la del apoyo. Para apoyos de acero se puede suponer una relación fuerza-desplazamiento elasto-plástica no lineal como se muestra en la figura 2.3, donde la rigidez post fluencia es la rigidez

inicial entre 1000, esto debido a que los apoyos deben ser muy rígidos en el rango elástico, ya que cuando se vean sometidos a un evento sísmico entre en el rango inelástico.

Para calcular la fuerza en el apoyo se obtiene con el coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la superestructura y se debe revisar si la resistencia del apoyo resiste dicha fuerza, si el apoyo resiste y se conoce la longitud de asiento entonces se puede colocar un número mínimo de reductores, ya que si el apoyo falla, para obtener el desplazamiento sin reductores se debe utilizar la relación fuerza-desplazamiento no-lineal del apoyo.

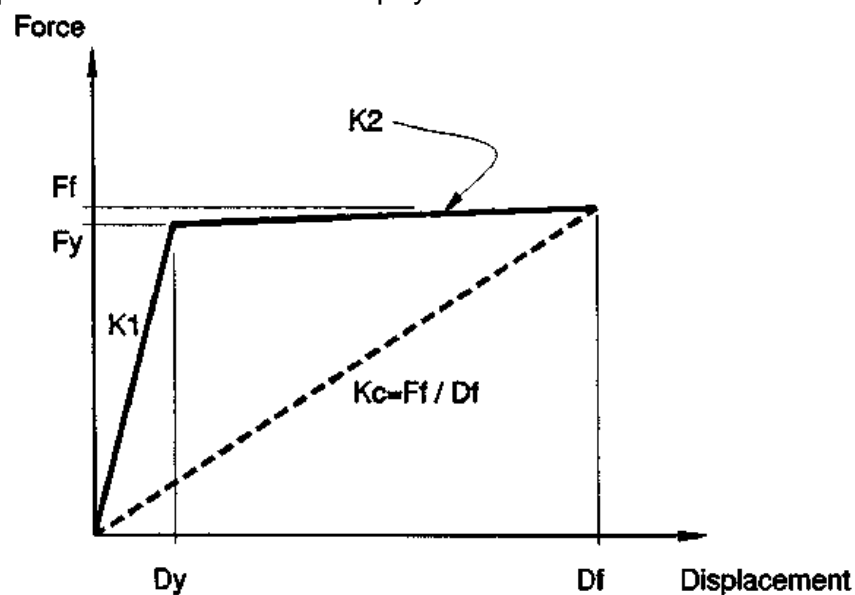


Figura 2.3. Idealización no-lineal (Rigidez equivalente) y la relación fuerza-desplazamiento no-lineal elasto-plástica para apoyos de acero

Para calcular el periodo del puente se requiere del peso de la superestructura y de la rigidez equivalente, ya que para obtener esta rigidez se sigue un proceso iterativo que se describe a continuación.

- Se asume un desplazamiento mayor al desplazamiento de fluencia.
- Calcular la fuerza asociada con la relación fuerza-desplazamiento.
- Calcular la rigidez equivalente al dividir la fuerza entre el desplazamiento.
- Calcular el periodo del sistema de un grado de libertad.
- Calcular el coeficiente de aceleración ARS.

- Calcular la fuerza sísmica multiplicando el peso del sistema de un grado de libertad por el coeficiente de aceleración ARS.
- Si la fuerza calculada es igual a la fuerza asumida en el paso dos, entonces la rigidez equivalente y el desplazamiento son correctos, y si no regresar al paso uno.

Una vez encontrada la rigidez equivalente se puede obtener el desplazamiento sin reductores y debe ser menor a la longitud de asiento disponible, ya que si es mayor se deben asumir un número de reductores y el puente se debe volver a analizar hasta que el desplazamiento sea menor a la longitud de asiento.

Cuando el apoyo articulado se encuentra en el extremo del claro, primeramente se calcula la fuerza en el apoyo, con las rigideces de la cimentación, estribo, columnas, etc. Después se calcula la fuerza sísmica y al obtenerla se pueden calcular los desplazamientos sin reductores para poder ser comparados con la junta de expansión entre la superestructura y el estribo o pila. Si la junta de dilatación no choca se puede comparar la fuerza sísmica con la resistencia del apoyo, ya que si choca entonces tendría un comportamiento no-lineal y se debe de calcular la rigidez equivalente y volver analizar todo el sistema hasta que el desplazamiento relativo entre la superestructura y la pila sea menor a la longitud de asiento disponible, y así utilizar un número mínimo de reductores. Y si excede de debe de añadir más reductores y verificar que no fallen los apoyos, que los esfuerzos sean menores a los esfuerzos de fluencia.

Cundo el apoyo articulado se encuentra en el centro del claro, existe solo una diferencia con respecto al del extremo del claro, es que no considera la interacción de los estribos.

2.6.2 Apoyos Móviles

Anteriormente se dio el procedimiento del cálculo de reductores cuando tienen apoyos articulados para las tres diferentes ubicaciones, ahora se mencionará el

procedimiento para obtener un diseño óptimo de reductores con apoyos móviles en las tres diferentes ubicaciones.

Cuando el apoyo móvil se encuentra en los estribos como se muestra en la figura 2.4, se debe calcular el desplazamiento relativo máximo entre la superestructura y se debe comparar con la longitud de asiento disponible. En este caso el estribo se desprecia debido a que el mayor desplazamiento será el de la superestructura.

Cuando el apoyo se encuentra en el extremo del claro, el objetivo es determinar el desplazamiento relativo entre la viga y la pila como se muestra en la figura 2.5, sin embargo en este método se desprecia el desplazamiento de la viga y se toma el desplazamiento máximo de la pila (para calcularlo es dividiendo la fuerza sísmica entre la inversa de la suma de la columna y la cimentación) y con este se compara con la longitud de asiento disponible, para obtener si se deben colocar reductores. Si requiere la colocación de reductores se reanaliza el sistema, hasta que el desplazamiento de la pila sea menor a la longitud de asiento disponible, y revisar los esfuerzos en los reductores.

En el tercer caso es con apoyos en la parte interior del claro, como se muestra en la figura 2.6, el objetivo es calcular el desplazamiento relativo entre la columna C y la superestructura B, y el desplazamiento sin reductores se puede obtener como un sistema de un grado de libertad, para las fuerzas en los apoyos de los marcos se calcula como un apoyo no-lineal. Al obtener la fuerza aplicada en el marco se pueden obtener los desplazamientos en la columna C y en la viga B, y para encontrar la respuesta máxima de los dos marcos se utiliza la regla CQC, y se compara con la longitud de asiento disponible, si el desplazamiento es menor a la longitud de asiento un número mínimo puede ser utilizado, y si se excede se requieren reductores y volver analizar el puente hasta que el desplazamiento relativo máximo de los dos marcos sea menor a la longitud de asiento disponible, y por último revisar que los esfuerzos en los reductores sean menores al esfuerzo de fluencia.

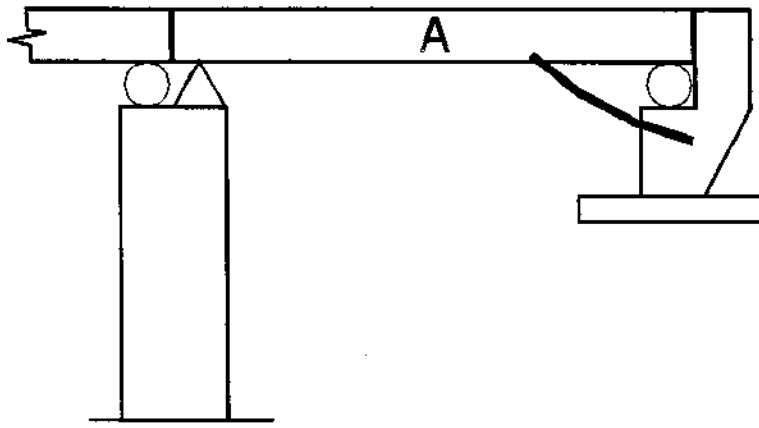


Figura 2.4. Apoyo móvil en el estribo

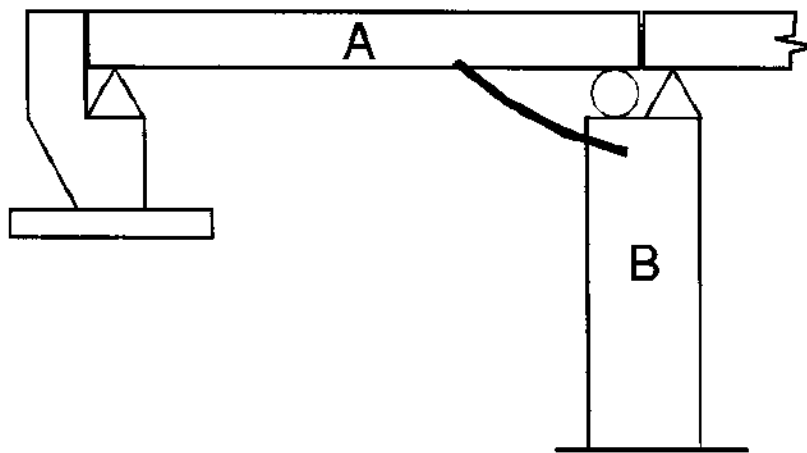


Figura 2.5. Apoyo móvil en el extremo del claro

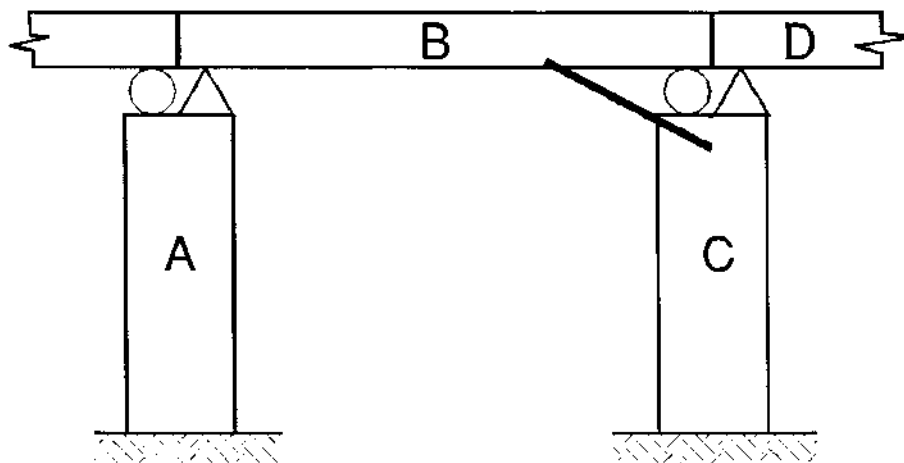


Figura 2.6. Apoyo móvil en el interior del claro

3. EFECTO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN EN PUENTES CON DISTINTAS PROPIEDADES DINÁMICAS

Debido a lo ocurrido en puentes carreteros sometidos a eventos sísmicos fuertes, que sufren desplazamientos relativos grandes, como en el caso del sismo de Northridge (1994), los puentes con una articulación dentro del claro estuvieron a punto de sufrir el colapso como se observa en la figura 3.1. Hoy en día en todo el mundo se construyen este tipo de puentes con claros en voladizos para reducir la deflexión al centro del claro y por ende la flexión, y así obtener un diseño más económico. También se colocan juntas de dilatación intermedias para permitir los desplazamientos longitudinales debidos a efectos de temperatura, flujo plástico y pérdidas de presfuerzo. Es por ello que se optó por modelar un puente con estas características, considerando un voladizo del diez por ciento del claro en cuestión, y con una junta de dilatación. El diez por ciento que se propone es una distancia típica en la posición de las juntas. Debido a la presencia de la junta, el modelo cuenta con dos marcos (marco A y marco B) como se muestra en la figura 3.2. El marco A tiene dos claros de treinta metros, y las pilas tienen una altura de diez metros, y el voladizo es de un metro y medio. El marco B consta de tres claros de igual magnitud que los del marco A, pero las pilas tienen una altura de veinte metros. La superestructura es una viga-cajón de 1.8m de altura y 10m de ancho, y el diámetro de las pilas es de 1.5 metros.

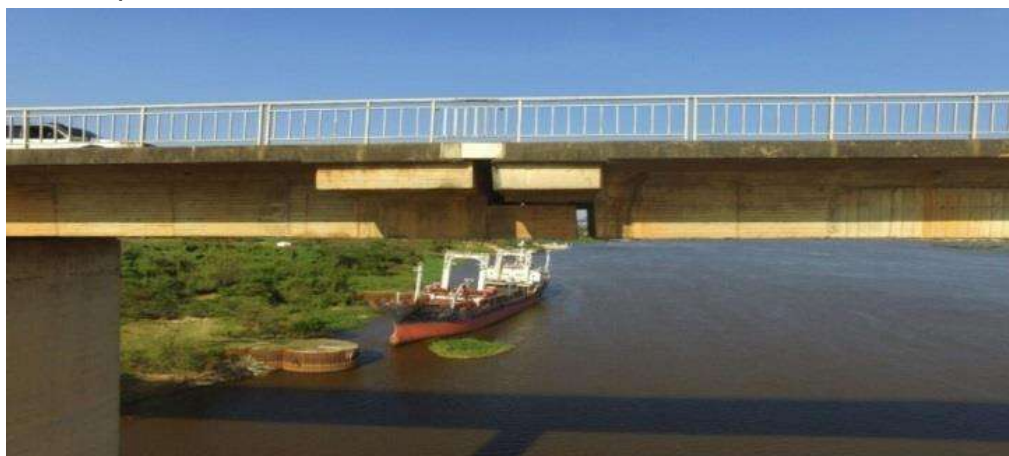


Figura 3.1. Puente con una junta de dilatación en el centro del claro, donde está a punto de colapsar la superestructura debido al sismo de Northridge de 1994

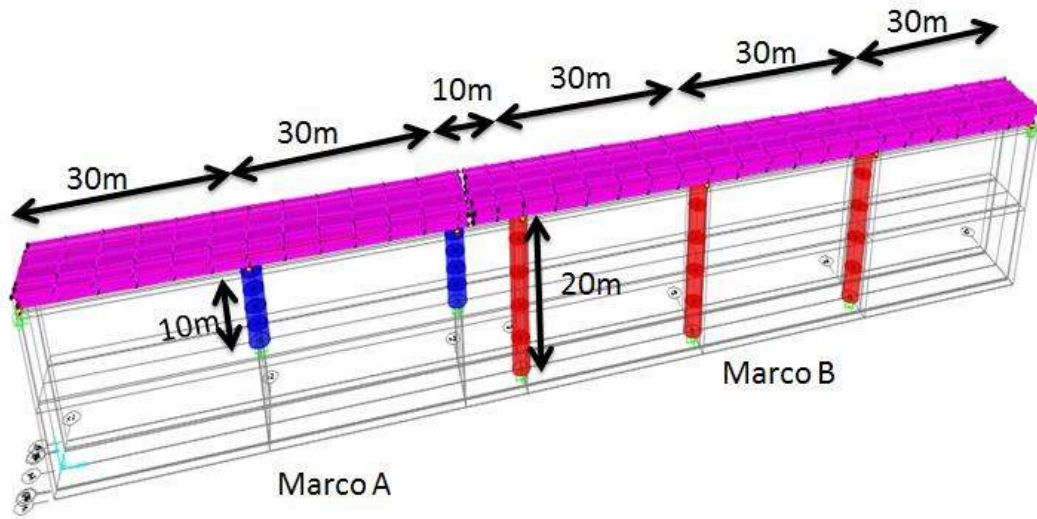


Figura 3.2. Modelo del puente con una junta de dilatación a una distancia de diez metros

En la figura 3.2 se muestra el modelo del puente, que se realizó en el programa de análisis estructural SAP2000, donde las pilas se modelaron como elementos barra y la superestructura con elementos finitos tipo Shell, el tipo de apoyo en sus extremos son móviles mientras que en las pilas son monolíticos. Debido a que las pilas son esbeltas se dividieron en segmentos para concentrar las masas y poder capturar las deformaciones de los modos superiores de forma más precisa.

Debido a que el objetivo de este tipo de puentes es evitar la pérdida de longitud de asiento, se hicieron análisis en la historia del tiempo para obtener el alejamiento y acercamiento que se produce en la junta de expansión durante un sismo, y poder saber cuándo la superestructura puede sufrir el colapso y poder evitarlo colocando reductores de desplazamiento, así como para estimar el comportamiento del puente en caso de impacto en la junta. Para el estudio se utilizaron registros de periodo corto y largo, esto con el fin de obtener el comportamiento ante diferentes contenidos de frecuencia de los acelerogramas, y generar espectros de respuesta de desplazamiento relativo en la junta de dilatación, para distintas características de los marcos y para cada tipo de registro.

Los diez registros de periodo corto que se utilizaron para obtener los espectros de respuesta son los que se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Demanda sísmica de sismos de periodo corto

| DEMANDA SÍSMICA | | | | |
|------------------|---------------------------------------------------|----------|-----------------|----------|
| TIPO DE REGISTRO | REGISTRO | CLAVE | FECHA DEL SISMO | MAGNITUD |
| PERIODO CORTO | Iglesia de Atoyac, Guerrero | ATYC | 18/04/2014 | 7.2 |
| | Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo, Guerrero | AZIH | 21/09/1985 | 7.5 |
| | Pueblo de chila de Flores, Puebla | CHFL | 15/06/1999 | 7 |
| | Escuela primaria federal, Copala Guerrero | COPL | 20/03/2012 | 7.4 |
| | Jamiltepec, Oaxaca | JAMI | 20/03/2012 | 7.4 |
| | Caleta de Campos, Michoacán | CALES | 19/09/1985 | 8.1 |
| | Unión, Guerrero | UNIÓN | 19/09/1985 | 8.1 |
| | | CENTRONS | | 6.5 |
| | | KOBETNS | | 6.5 |
| | | MANZA | | 7 |

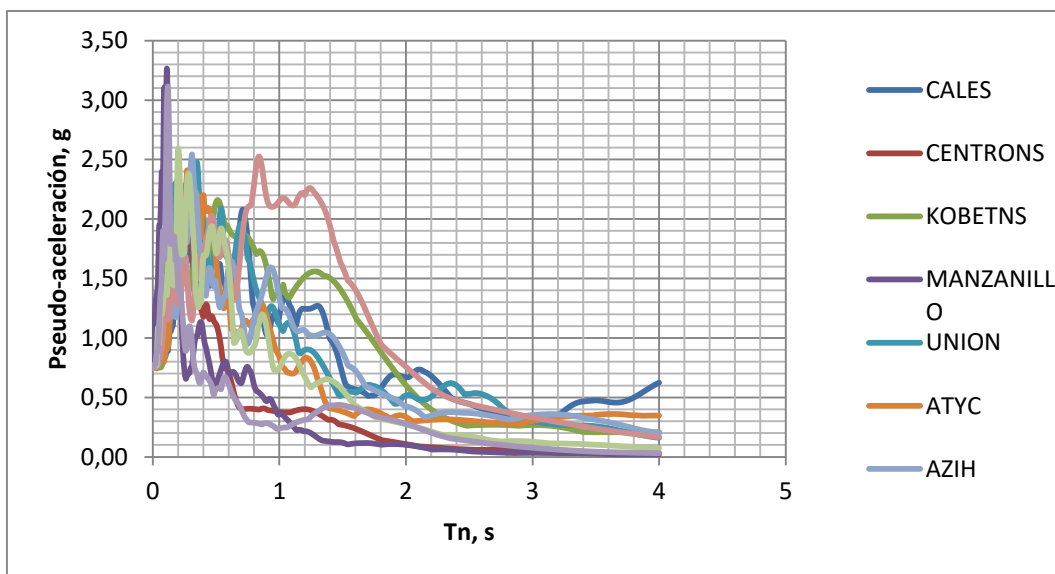


Figura 3.3. Espectros de respuesta de pseudo-aceleración para los diez registros de periodo corto

Los registros de periodo corto se escalaron a una misma aceleración del suelo, la cual se obtuvo a partir de los espectros de diseño del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (MDOC, 2008), eligiendo la mayor probable de los Estados de Michoacán, Guerrero y Oaxaca. De ahí se decidió escalar todos los registros de periodo corto a una aceleración del suelo de 0.75g y los espectros de respuesta de pseudo-aceleración que se obtienen se muestran en la figura 3.3. Se observa que los máximos de los espectros de concentran en la zona de periodos cortos. El espectro con el periodo máximo más largo es el de Copala, Guerrero, T=0.85 s, y los restantes registros tiene una respuesta máxima en periodos menores a 0.5 segundos.

Los diez registros de periodo largo que se utilizaron se muestran en la tabla 3.2. Los acelerogramas de la CDMX se escalaron a una aceleración del terreno de 0.11g y los espectros de respuesta de pseudo-aceleración se muestran en la figura 3.4, que es para la cual se diseñó en esa región de acuerdo con los espectros del MDOC, 2008. Los picos de los espectros de respuesta están ubicados en la zona comprendida entre 1.7 y 2.91 segundos.

Tabla 3.2. Demanda sísmica de sismos de periodo largo

| DEMANDA SÍSMICA | | | | |
|------------------|------------------------------------------------|-------|-----------------|----------|
| TIPO DE REGISTRO | REGISTRO | CLAVE | FECHA DEL SISMO | MAGNITUD |
| PERIODO LARGO | Central de abastos, Av. Río Churubusco, CDMX | CDAF | 19/09/1985 | 8.1 |
| | Central de abastos, Col. San José Aculco, CDMX | CDAO | 22/01/2003 | 7.6 |
| | Clínica Londres Col Roma Norte, CDMX | CLON | 22/01/2003 | 7.6 |
| | Jardín Pushkin Col. Roma Norte, CDMX | JPSK | 22/01/2003 | 7.6 |
| | Plaza Morelia Col. Roma Norte, CDMX | PMOP | 22/01/2003 | 7.6 |
| | Plaza Morelia Superficie Col. Roma Norte, CDMX | PMOS | 22/01/2003 | 7.6 |

| | | | |
|-----------------------|--------|------------|-----|
| Av. Universidad, CDMX | SCT-B1 | 22/01/2003 | 7.6 |
| Av. Universidad, CDMX | SCT-B1 | 19/09/1985 | 8.1 |
| Col. Navarte, CDMX | SCT-B2 | 20/03/2012 | 7.4 |
| Col. Navarte, CDMX | SCT-B2 | 18/04/2014 | 7.2 |

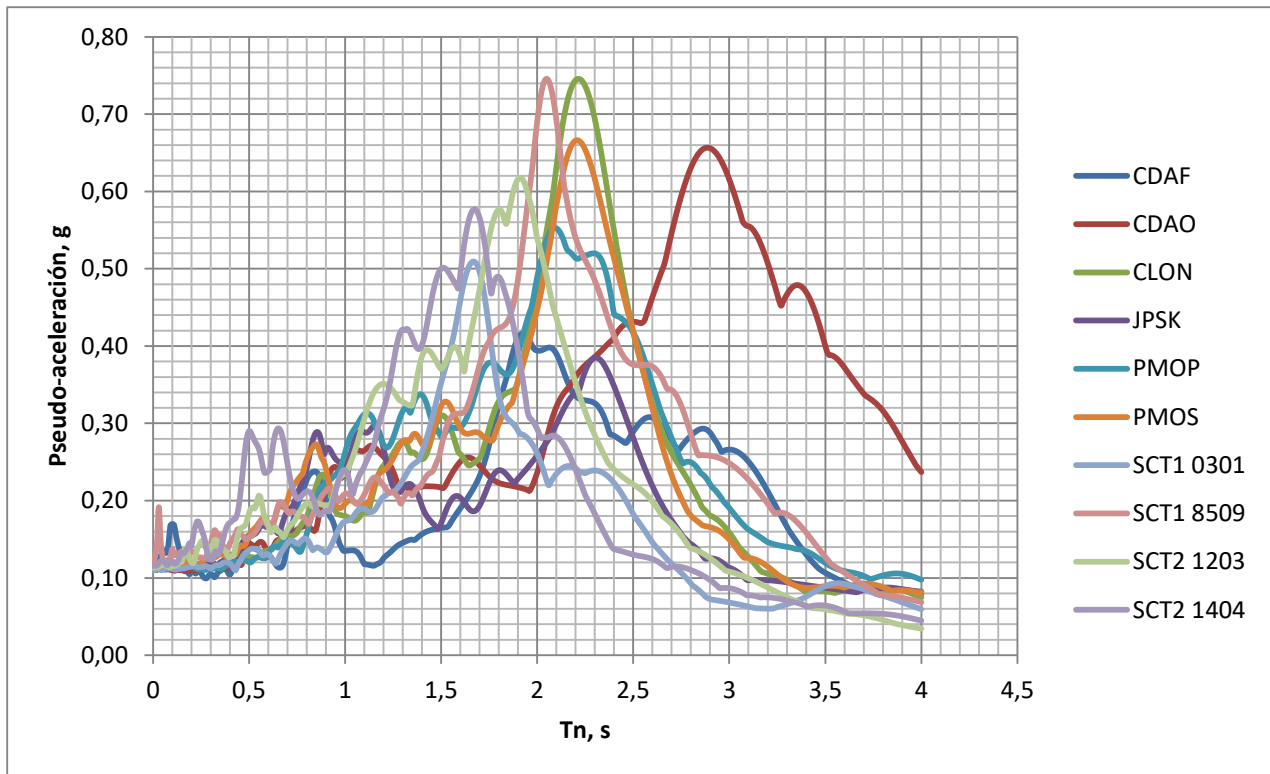


Figura 3.4. Espectros de respuesta de pseudo-aceleración para los diez registros de periodo largo

A continuación se describirán los resultados de los análisis que se obtuvieron con los veinte registros descritos y los espectros de respuesta de desplazamiento relativo en la junta de dilatación que divide al puente en los dos marcos.

3.1 Puente sometidos a sismos de periodo corto

Se consideraron como sismos de periodo corto los que en el espectro de respuesta de pseudoaceleración sus mayores aceleraciones ocurren en periodos menores a 0.85 s, como se muestra en la figura 3.3. Estos tipos de sismos afectan gravemente a las estructuras rígidas que son las que también tienen periodos bajos. Debido a que en la actualidad los puentes continuos en México y en todo el mundo se diseñan como en la figura 3.5, teniendo juntas de dilatación alejadas de los apoyos, y están formados por dos marcos o más, y cada marco tiene su periodo, uno de los problemas que tienen este tipo de puentes es que al estar sometidos a un movimiento sísmico se mueven fuera de fase y se puede producir el golpeteo en los extremos de la superestructura de la junta de dilatación, así como la pérdida de longitud de asiento, llegando al colapso de la superestructura.



Figura 3.5. Puente Bicentenario con juntas de dilatación intermedias, Pachuca (<http://www.sepsacv.com.mx/wp-content/uploads/2016/12/DISTRIBUIDOR-VIAL-BICENTENARIO-PACHUCA4.jpg>, 2017)

Para obtener el comportamiento del puente con dos marcos descrito en la Figura 3.2, se hicieron análisis en la historia del tiempo y se evaluaron las condiciones en las que se produce el acercamiento y alejamiento de los extremos de la junta de dilatación. Para esto se tuvieron dos casos de alejamiento (Figura 3.6.) y dos casos de acercamiento (Figura 3.7.) que debemos estudiar para obtener un comportamiento adecuado de lo que puede perjudicar al puente.

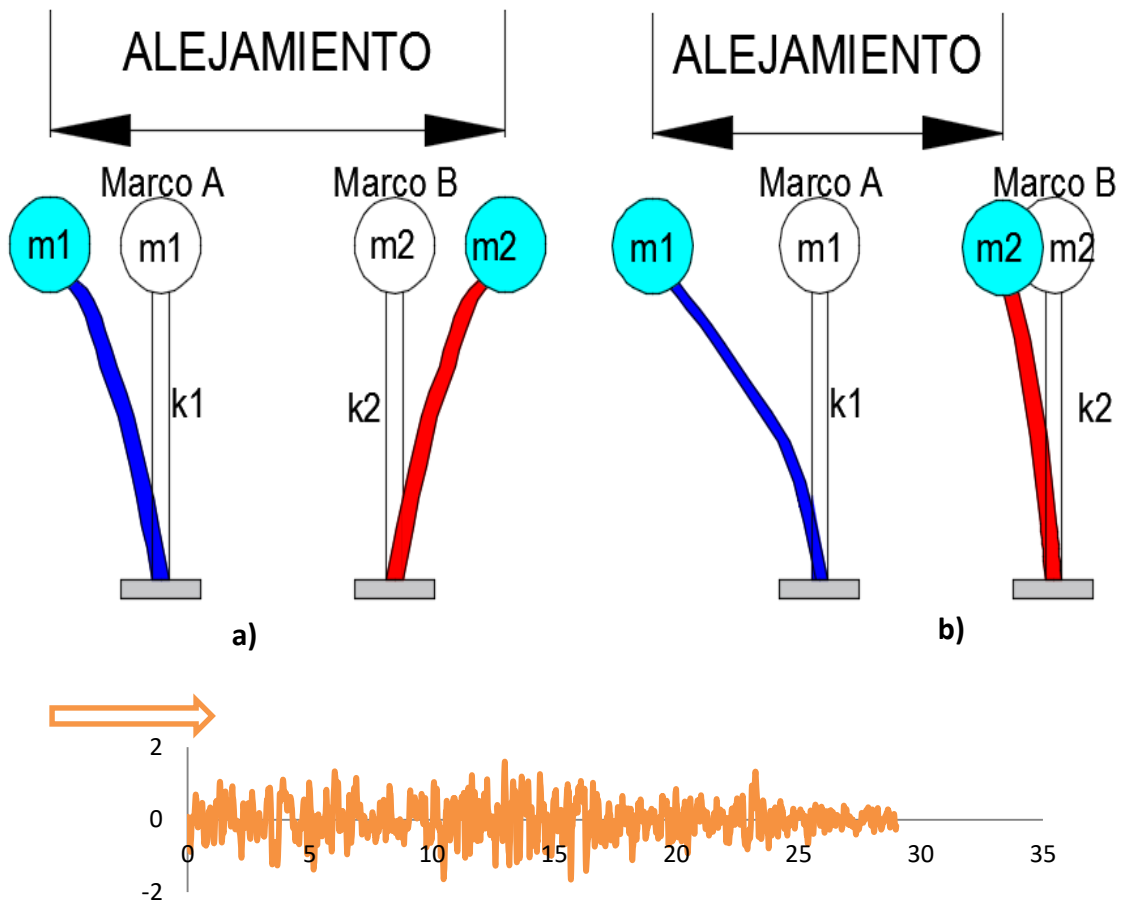


Figura 3.6. Alejamiento que se puede producir en los marcos al someterse a un sismo

En la figura 3.6 se presentan dos de los casos en los que se puede producir el alejamiento de los extremos de la junta de dilatación, en a) se produce el alejamiento cuando durante el análisis de historia en el tiempo el marco A tiene un desplazamiento de sentido contrario al desplazamiento del marco B; en b) se da el alejamiento cuando uno de los marcos es mucho más flexible (marco A) que el

otro marco (marco B), esto ocasiona que el marco rígido tenga un desplazamiento muy pequeño y el marco más flexible tenga un desplazamiento muy grande, lo que produce también un alejamiento de los dos marcos, a pesar de que el movimiento se produce en el mismo sentido.

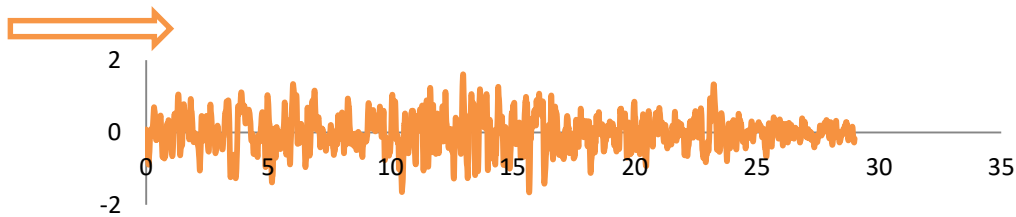
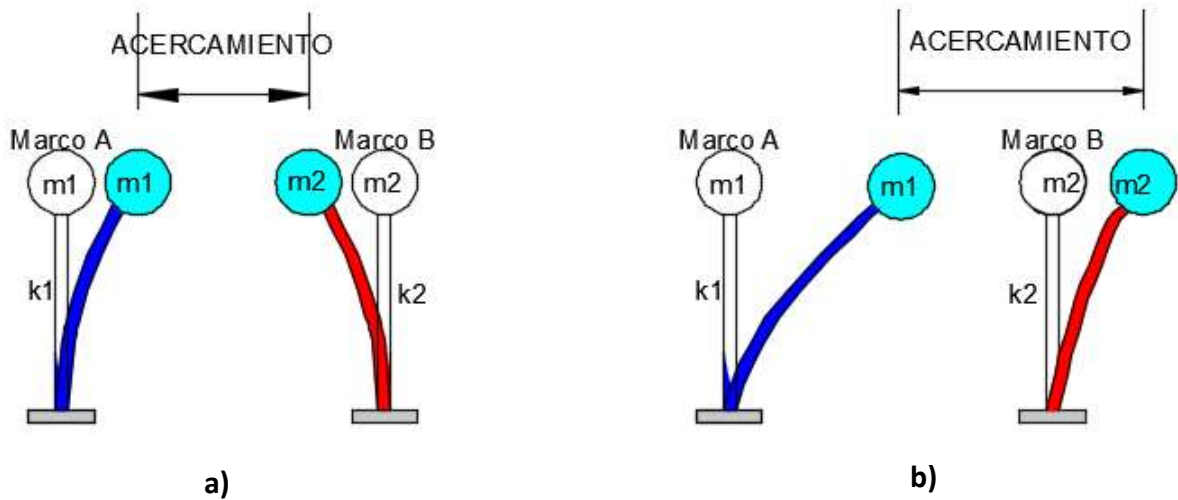


Figura 3.7. Acercamiento que se puede producir en los marcos al someterse a un sismo

En la figura 3.7 se muestran dos casos en los que los extremos de los marcos pueden tener acercamiento al presentarse un evento sísmico, en a) se presenta un acercamiento cuando el marco A tiene un desplazamiento en sentido contrario al desplazamiento del marco B; y en b) se puede tener acercamiento de los extremos de los marcos debido a que uno de los marcos es más rígido que el otro (en este caso el marco A es más flexible que el marco B), lo que produce un movimiento fuera de fase con desplazamientos mayores de un marco y así producirse el acercamiento. Las características de los marcos A y B se indican en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Se muestra las características de los marcos A y B

| | Marco A | Marco B |
|-----------|----------|---------|
| W (ton) | 230.47 | 328.25 |
| K (ton/m) | 12496.78 | 1562.10 |

3.1.1 Espectros de respuesta 3D de desplazamiento relativo de periodo corto

Para la elaboración de los espectros de respuesta, se modificó la rigidez de las columnas de los dos marcos para tener diferentes periodos y obtener el comportamiento del puente de los dos marcos para distintas relaciones de periodos. Como ya se mencionó anteriormente se escalaron los registros de periodo corto a una misma aceleración del suelo de 0.75g, y se hicieron análisis en la historia del tiempo para los registros de la costa mencionados en la sección anterior. Los espectros así obtenidos son lineales pues no se considera interacción entre ellos, es decir, como si la separación de la junta fuera lo suficientemente grande para evitar la colisión de los marcos.

Se obtuvieron los desplazamientos en la historia del tiempo del extremo en voladizo de la superestructura del marco A con un periodo T_A de 1.5 seg (figura 3.8) y los desplazamientos de la superestructura del marco B con un periodo T_B de 0.5 seg (figura 3.9). En la figura 3.10 se muestra el desplazamiento relativo de los dos marcos en el tiempo; los valores negativos son acercamientos y los positivos son alejamientos en la junta de dilatación, donde podemos ver que el mayor alejamiento se produce a los 7 segundos y alcanza un valor de 32 cm; mientras que, el mayor acercamiento se presenta a los 3.5 segundos y su valor es de 33 cm.



Figura 3.8. Desplazamiento en la historia de tiempo en el extremo del marco A en la junta de dilatación

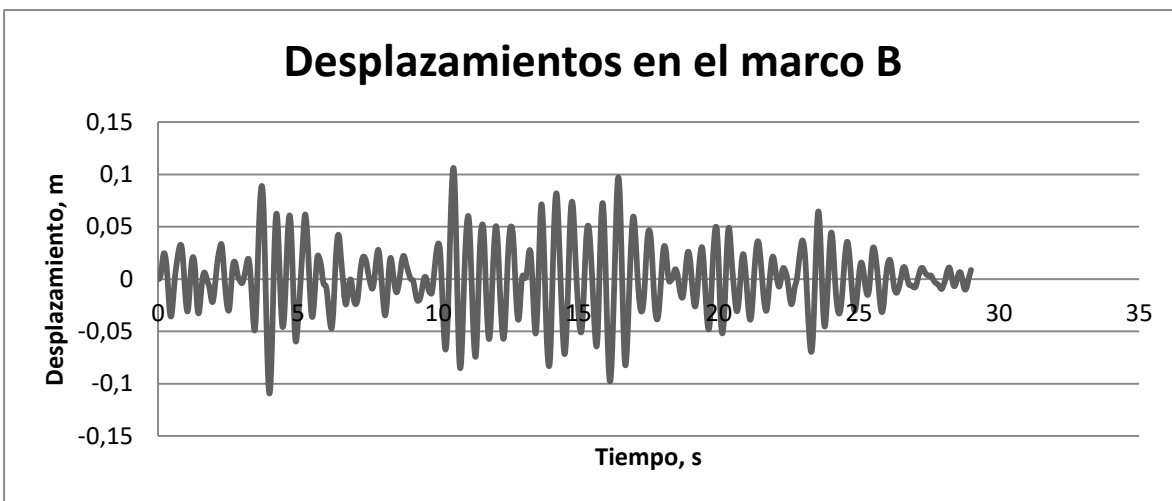


Figura 3.9. Desplazamiento en la historia de tiempo en el extremo del marco B en la junta de dilatación

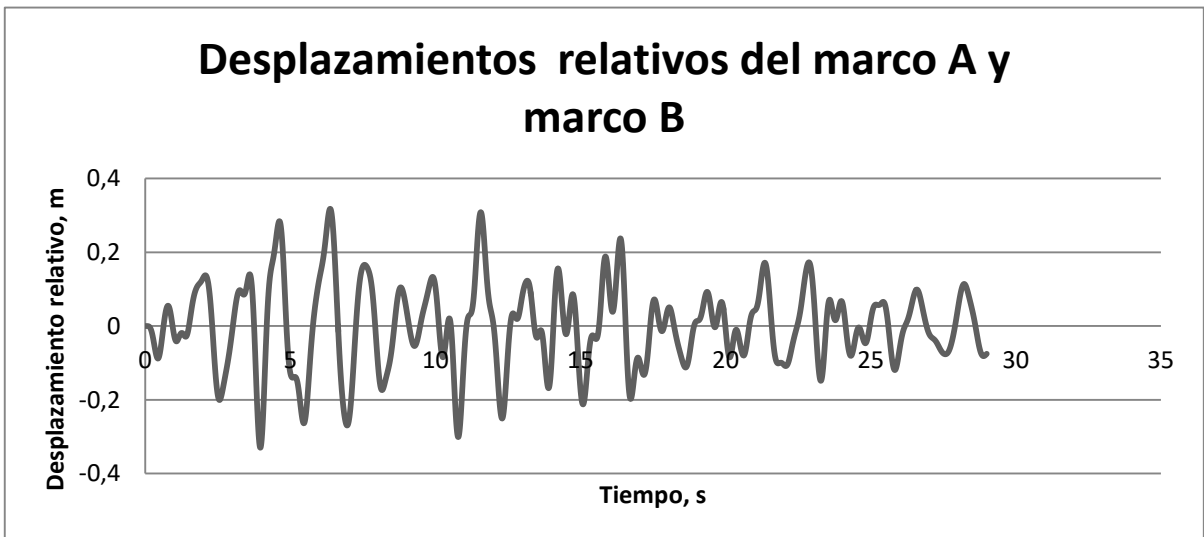


Figura 3.10. Desplazamientos relativos en la junta, donde se obtiene el alejamiento y acercamiento de los marcos

En la figura 3.10 se obtiene el acercamiento máximo y el alejamiento máximo para graficar un punto del espectro de respuesta 3D de desplazamiento relativo.

En la figura 3.11 se muestra como cuando los dos marcos tienen el mismo periodo actúan en fase y su desplazamiento relativo de acercamiento y alejamiento es prácticamente cero (también se puede observar en los espectros 3D de las figuras 3.12 y figura 3.13), para este caso está graficado el desplazamiento relativo del marco A y el marco B con un periodo de 0.5 seg.

Se realizaron los espectros de respuesta 3D de desplazamiento relativo siguiendo el procedimiento anterior para distintas relaciones de periodos, y así obtener los espectros de respuesta de desplazamiento relativo de acercamiento (figura 3.12) y de alejamiento (figura 3.13). Los espectros de las figuras se obtuvieron con el registro de la UNION, en el eje X se presenta el periodo del marco B y en el eje Y el periodo del marco A y en el eje Z se grafica el alejamiento o acercamiento en la junta, donde podemos observar el acercamiento y alejamiento que se muestran en la figura 3.10, de 32 cm y 33cm, respectivamente. Se obtuvieron los espectros de respuesta de desplazamiento relativo para los otros nueve registros restantes de periodo corto. Más adelante se presentan las envolventes de dichos espectros de respuesta, de manera que puedan servir de base para la construcción de espectros de diseño de desplazamiento relativo de la junta de dilatación.

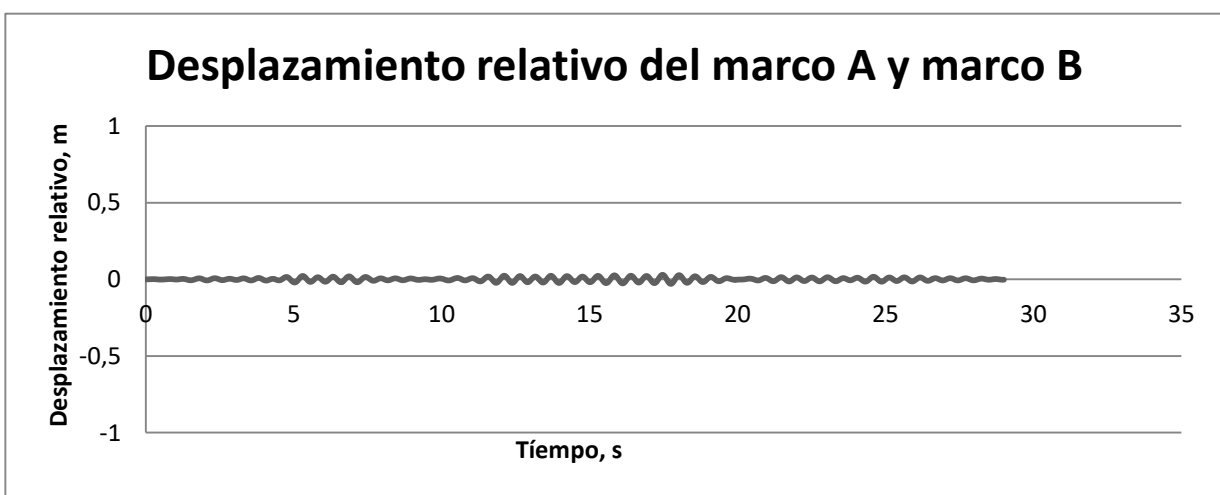


Figura 3.11. Desplazamiento relativo cuando los dos marcos tienen el mismo periodo

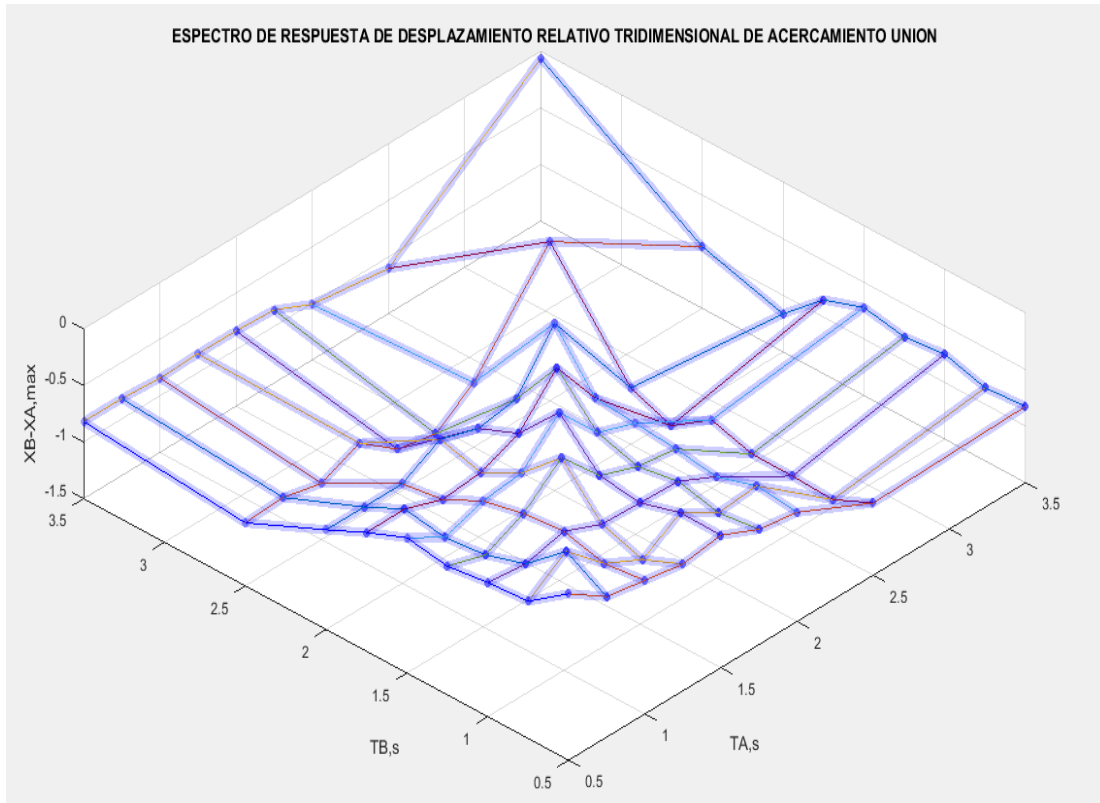


Figura 3.12. Espectro de respuesta de desplazamiento relativo de acercamiento para el registro de la Unión

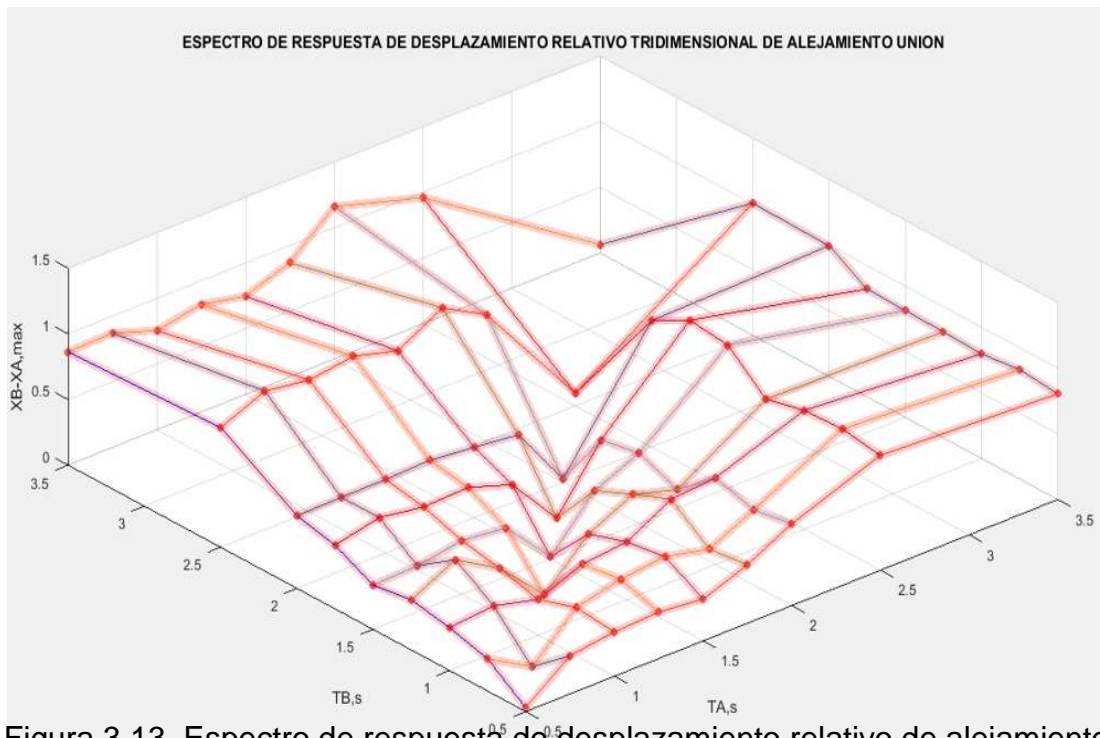


Figura 3.13. Espectro de respuesta de desplazamiento relativo de alejamiento para el registro de la Unión

3.2 Puentes sometidos a sismos de periodo largo

Debido a que el contenido de frecuencias de los sismos es diferente para cada tipo de terreno (Roca o Arcilla), los sismos de periodo largo son los que se registran en terreno blando. Se eligieron los registros indicados en la Tabla 3.2, y al obtener los espectros de respuesta se puede observar que las mayores aceleraciones se encuentran después de 1.7 segundos. Debido a que la CDMX se encuentra sobre un lago y se tuvo que rellenar para poder realizar las construcciones, los registros sísmicos que se obtienen corresponden a terreno blando, es por ello que las aceleraciones se incrementan, de acuerdo con lo comentado es por ello que la Ciudad de México (CDMX) se vio muy afectada por el sismo del 19 de septiembre del 2017, ya que en varias de las construcciones coincidían los periodos del suelo con los de las estructuras. Algunos tipos de puentes que se tienen en la CDMX son similares al de la figura 3.5, y en algunos de ellos, en las juntas de dilatación se diseñaron con reductores de desplazamiento para impedir que colapse la superestructura por la pérdida de longitud de asiento ante un evento sísmico.

Para obtener el acercamiento y alejamiento de los marcos A y B para los sismos de periodo largo se obtiene la diferencia entre los desplazamientos del marco A (figura 3.14) y del marco B (figura 3.15) como se observa en la figura 3.16, en la que el signo positivo significa alejamiento de los marcos y el signo negativo es el resultado del acercamiento entre ellos.

3.2.1 Espectros de respuesta 3D de desplazamiento relativo de periodo largo

Para obtener los espectros de respuesta de desplazamiento relativo en la junta de dilatación se sigue el mismo procedimiento de los espectros de respuesta de periodo corto, para esto se realizó el espectro de respuesta de acercamiento y

alejamiento del sismo del 19 de septiembre de 1985 con el registro SCT-B1 con una magnitud de 8.1. El marco A tiene un periodo T_A de 1.5 seg y su historia de desplazamientos se muestra en la figura 3.14 y el marco B tiene un periodo T_B de 3.5 seg y su historia de desplazamientos se muestra en la figura 3.15, y en la figura 3.16 se muestra el acercamiento y alejamiento que tienen los marcos en la junta de dilatación. Para ver el movimiento en fase de los marcos se muestra la figura 3.17 con periodo de 2.5 seg.

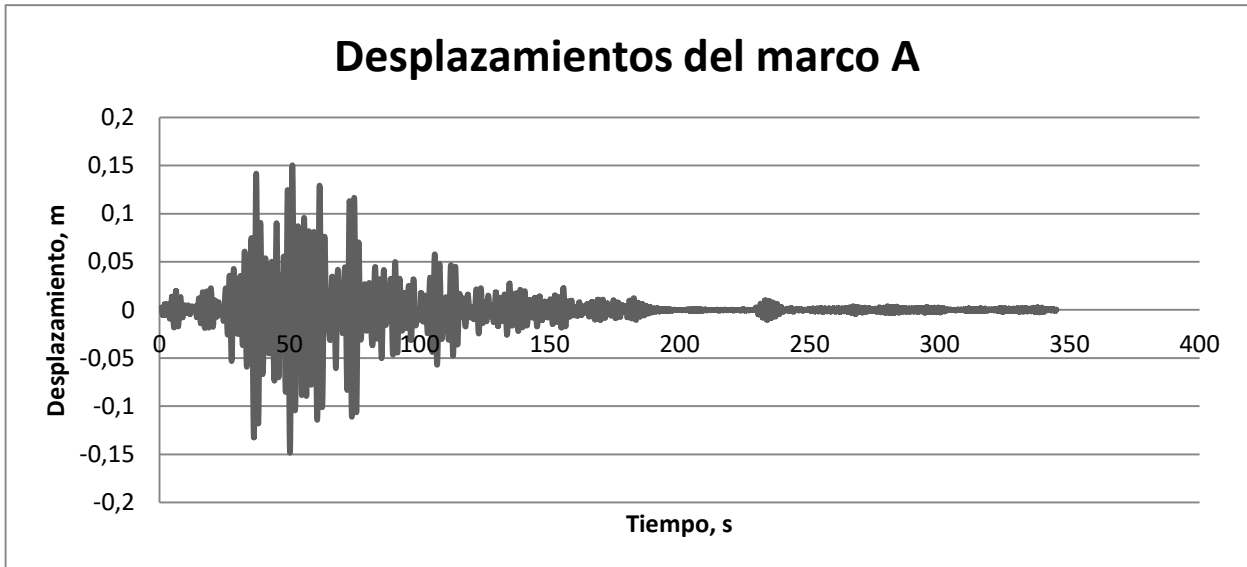


Figura 3.14. Desplazamiento del marco A, con el registro SCT-B1

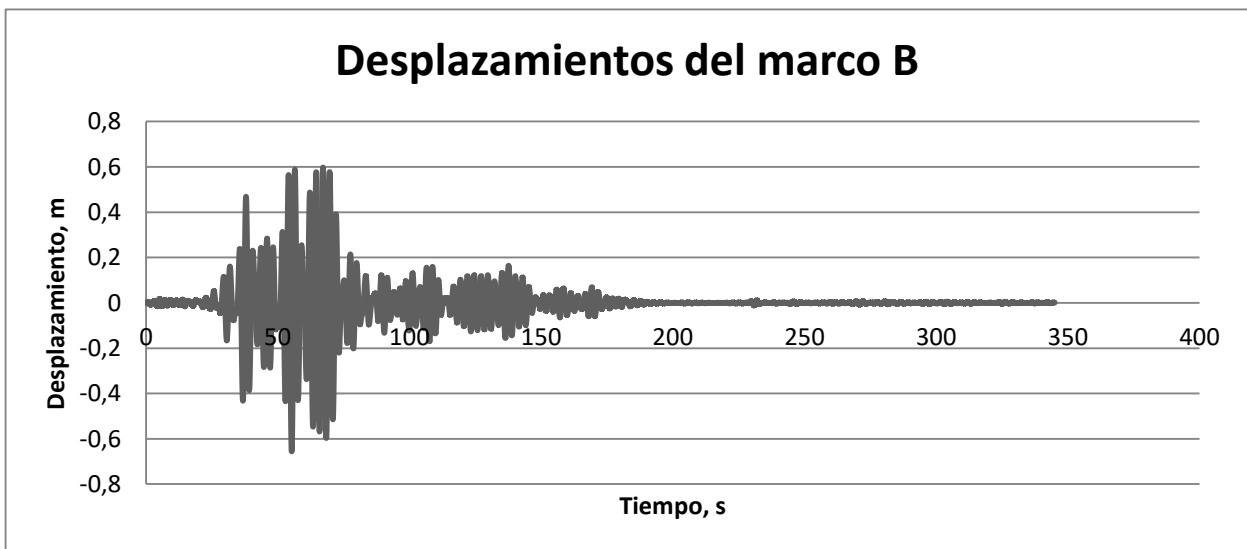


Figura 3.15. Desplazamiento del marco B, con el registro SCT-B1

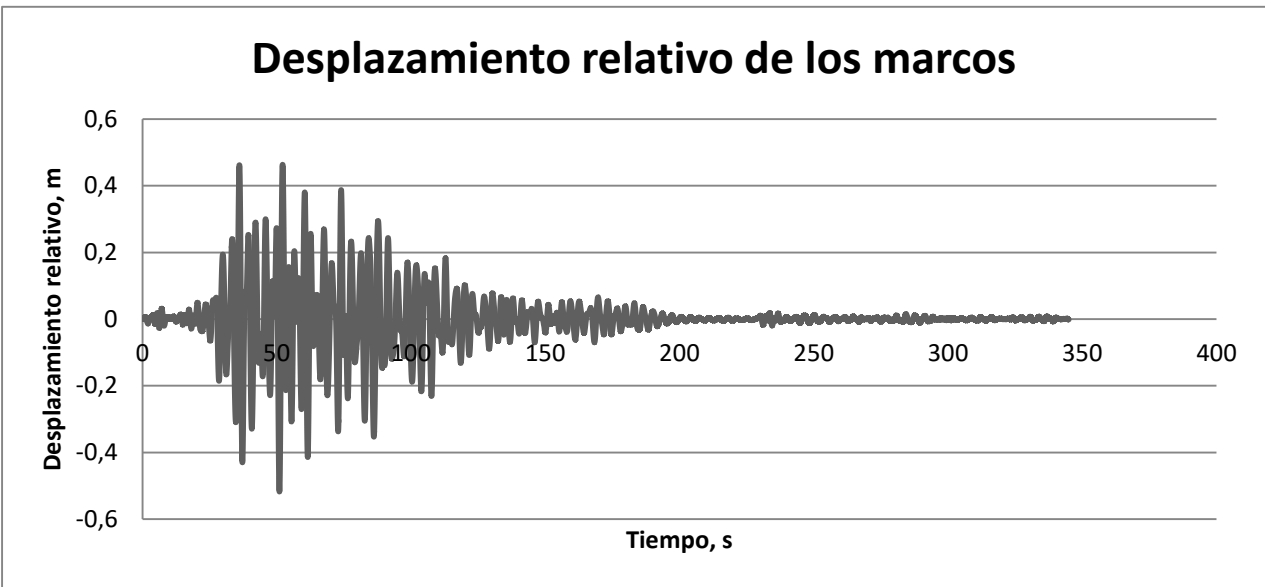


Figura 3.16. Desplazamiento relativo en la junta de dilatación, con el registro SCT-B1

En la figura 3.16 se observa un alejamiento máximo de 46 cm y un acercamiento máximo de 51 cm; estos desplazamientos son tan solo un punto del espectro de respuesta 3D de desplazamiento relativo de los marcos que se muestra en la figura 3.18 para el acercamiento y en la figura 3.19 para el alejamiento.

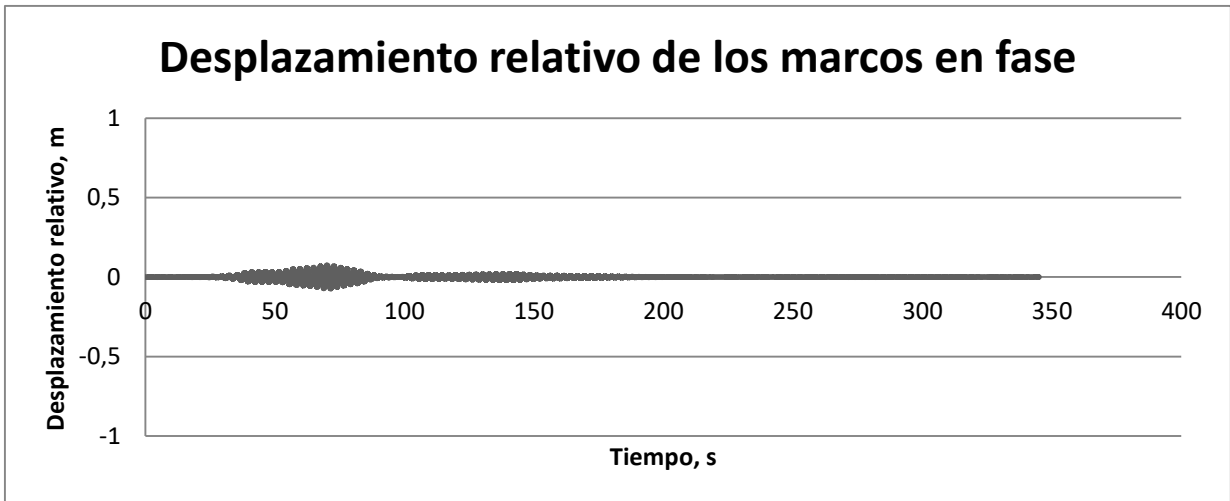


Figura 3.17. Movimiento en fase de los marcos con un periodo de 2.5 seg, con el registro SCT-B1

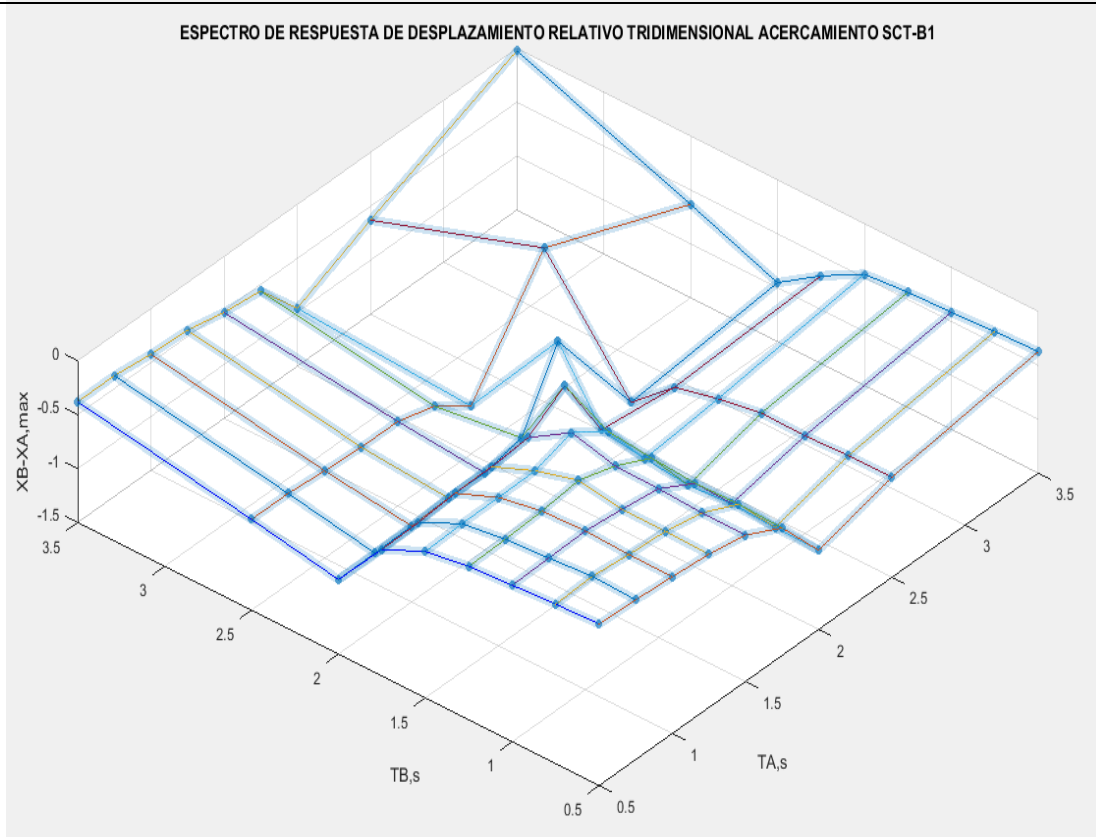


Figura 3.18. Espectro de respuesta de acercamiento, con el registro SCT-B1

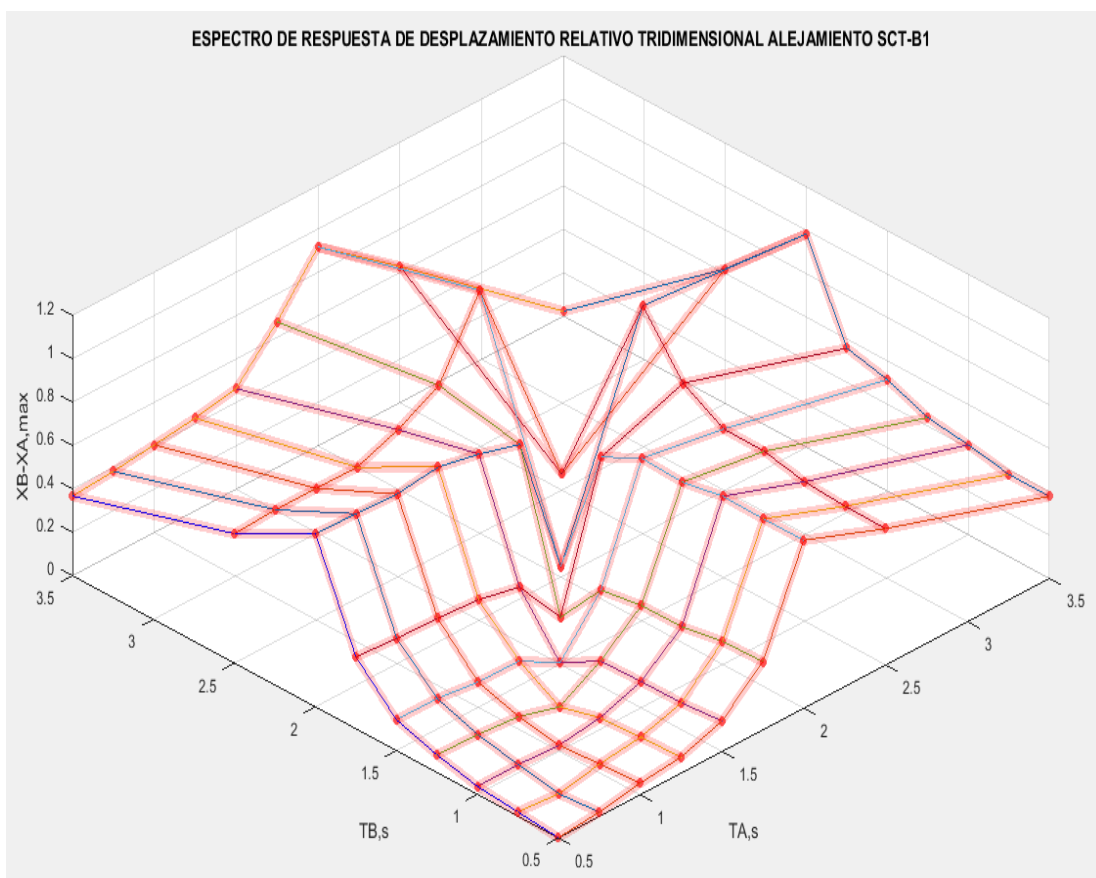


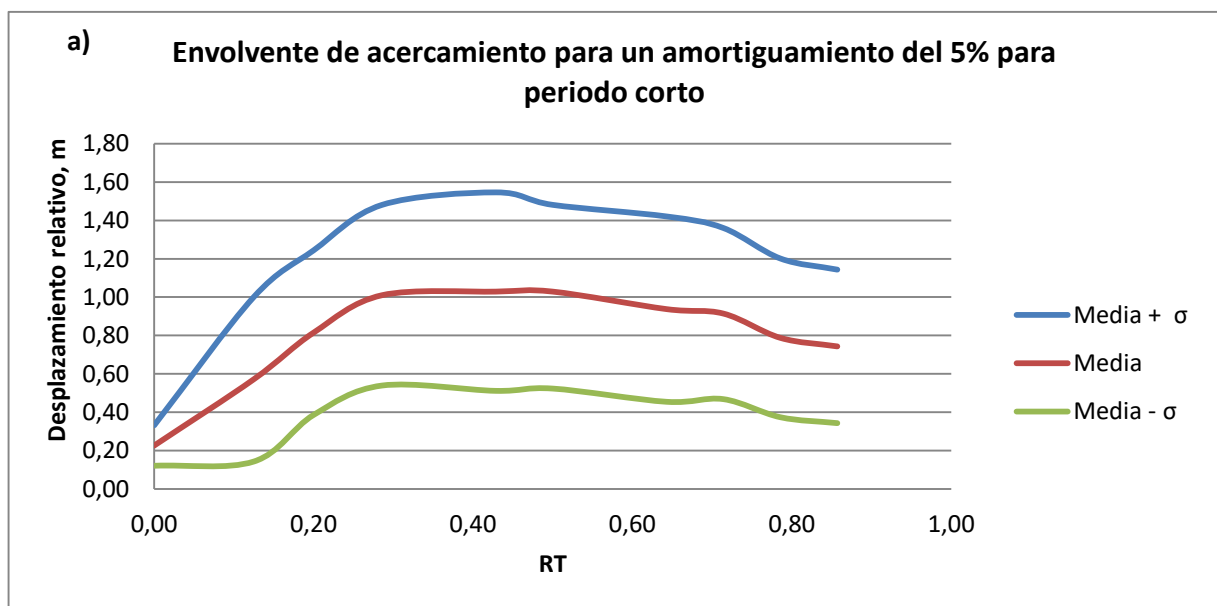
Figura 3.19. Espectro de respuesta de alejamiento, con el registro SCT-B1

3.3 Espectros de desplazamiento relativo

Además de los espectros de respuesta 3D obtenidos anteriormente con los registros de la Unión y SCT B-1, se obtuvieron espectros en 2D, para una relación de periodos, $RT = |Ta - Tb|/Tmax$, donde la diferencia entre los periodos se tomó relativa al máximo periodo de los dos marcos. Para obtener las envolventes de desplazamiento relativo (alejamiento y acercamiento) en la junta de dilatación del marco A y del marco B. Para obtener las envolventes de desplazamiento en la junta se realizaron análisis lineales en la historia del tiempo (sin interacción entre los marcos), utilizando los diez registros de periodo corto y periodo largo mencionados en las tablas 3.1 y 3.2.

Se construyeron envolventes de los espectros de respuesta para todos los registros de periodo largo y los de periodo corto. En las envolventes se evitaron las reducciones que se producían entre picos del espectro, con el propósito de mantener un espectro suavizado.

En la figura 3.20, muestra las envolventes de desplazamiento relativo (acercamiento), para un amortiguamiento del 5% para ambos tipos de registro, La línea azul muestra la media más una desviación estándar, la línea roja muestra la media y la línea verde muestra la media menos una desviación estándar de los diez casos.



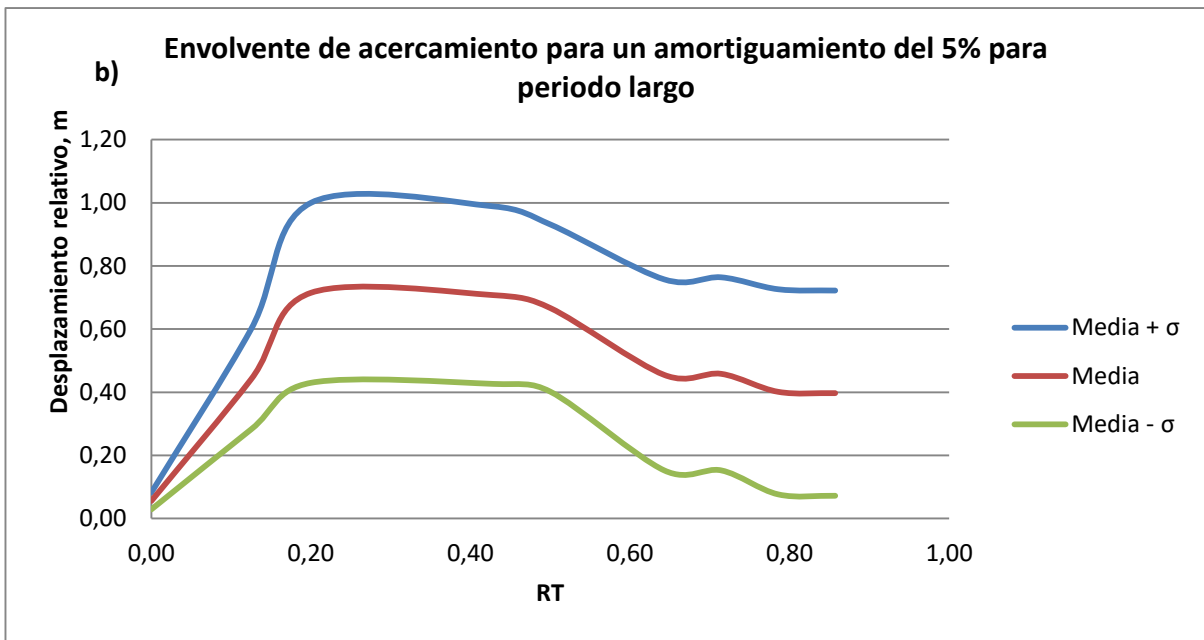
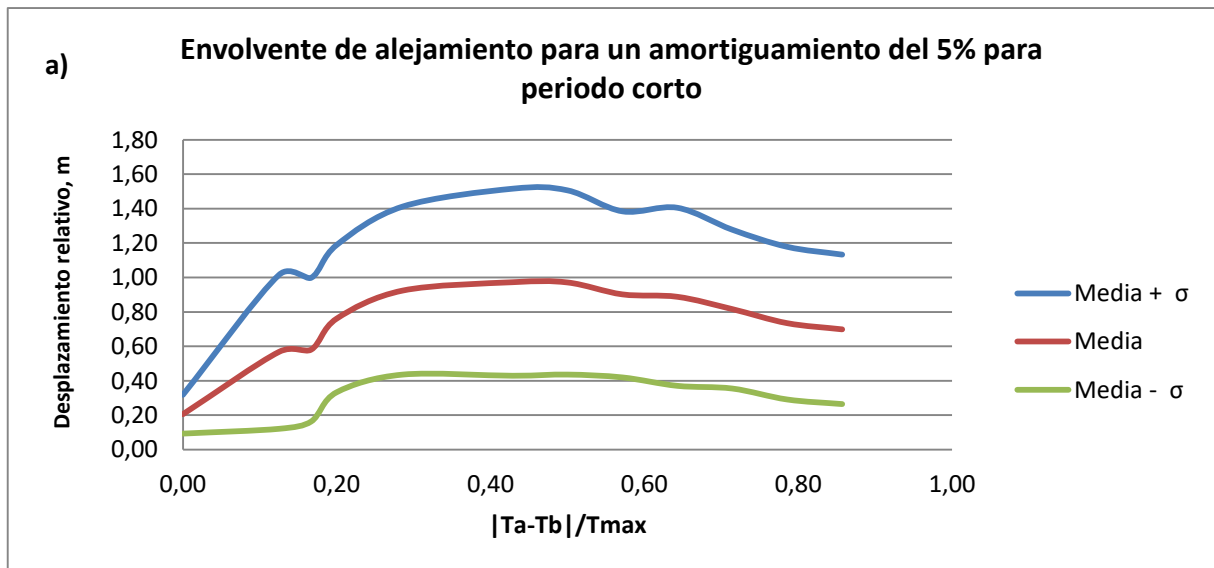


Figura 3.20. Envoltentes de desplazamiento relativo de acercamiento, a) Sismos de periodo corto, b) Sismos de periodo largo

En la figura 3.21 muestra la envoltente de desplazamiento relativo de alejamiento en la junta de dilatación para sismos de periodo corto y para sismos de periodo largo con un amortiguamiento del 5%, la línea azul muestra la media más una desviación estándar, la línea roja muestra la media y la línea verde muestra la media menos una desviación estándar. En la figura 3.20 y 3.21 podemos observar tres regiones en los espectros: la primera, para $0 < RT < 0.2$, es una etapa ascendente; la segunda, para $0.2 < RT < 0.6$, es una meseta con los valores mayores; y la última, para $0.6 < RT < 0.86$, muestra un ligero descenso. Los valores del espectro son mayores para sismos de periodo corto.



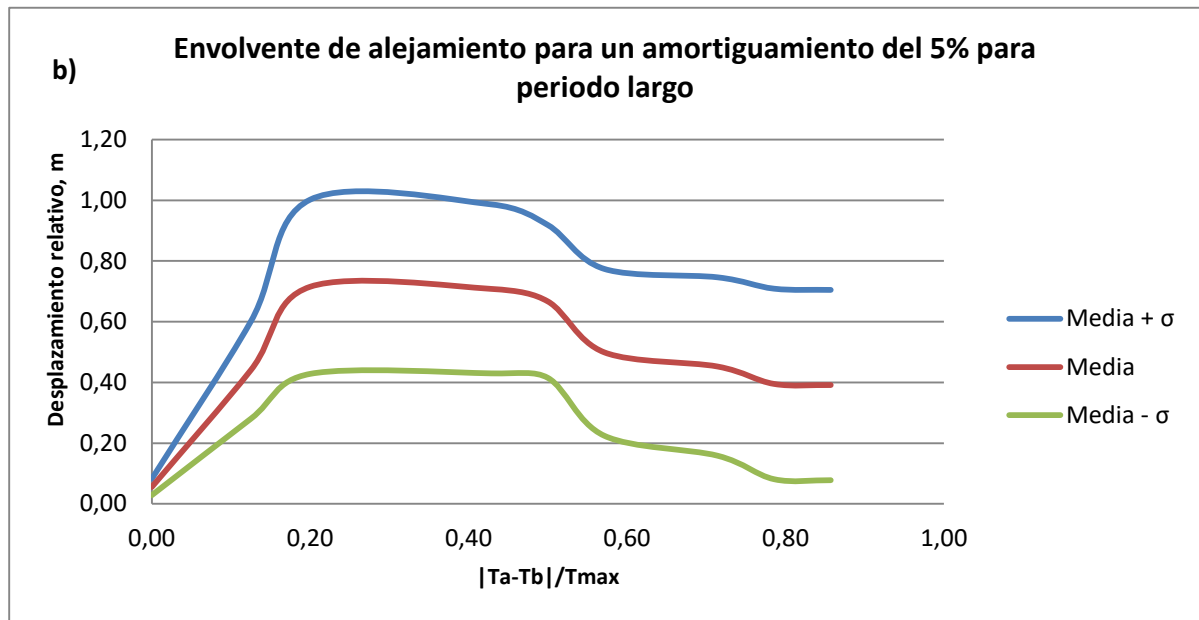


Figura 3.21. Muestra la envolvente de desplazamiento relativo de alejamiento, a) Para sismos de periodo corto, b) Para sismos de periodo largo

3.4 Efecto del amortiguamiento

Para evaluar el impacto del amortiguamiento del puente en los espectros, se realizaron los análisis con amortiguamientos de 2,5 y 7%. Debe aclararse que en esta etapa del análisis, se trata del amortiguamiento de la estructura, y no el amortiguamiento que se produce como resultado del choque entre los marcos, pues los espectros son lineales, sin interacción entre los marcos, como ya se mencionó.

En la figura 3.22 se muestra las envolventes de acercamiento y los diferentes amortiguamientos, donde podemos observar la disminución del acercamiento cuando el porcentaje de amortiguamiento aumenta. Con estas envolventes podemos proponer una junta de dilatación para que estén no choquen cuando ocurra un evento sísmico. Se pueden distinguir tres zonas del espectro: la primera zona es una línea ascendente que inicia en el origen y alcanza su valor máximo para valores de R_T del orden de 0.3; posteriormente sigue una meseta prácticamente horizontal que depende del valor de R_T de 0.7; finalmente, se observa un descenso suave del espectro para los tres niveles de amortiguamiento.

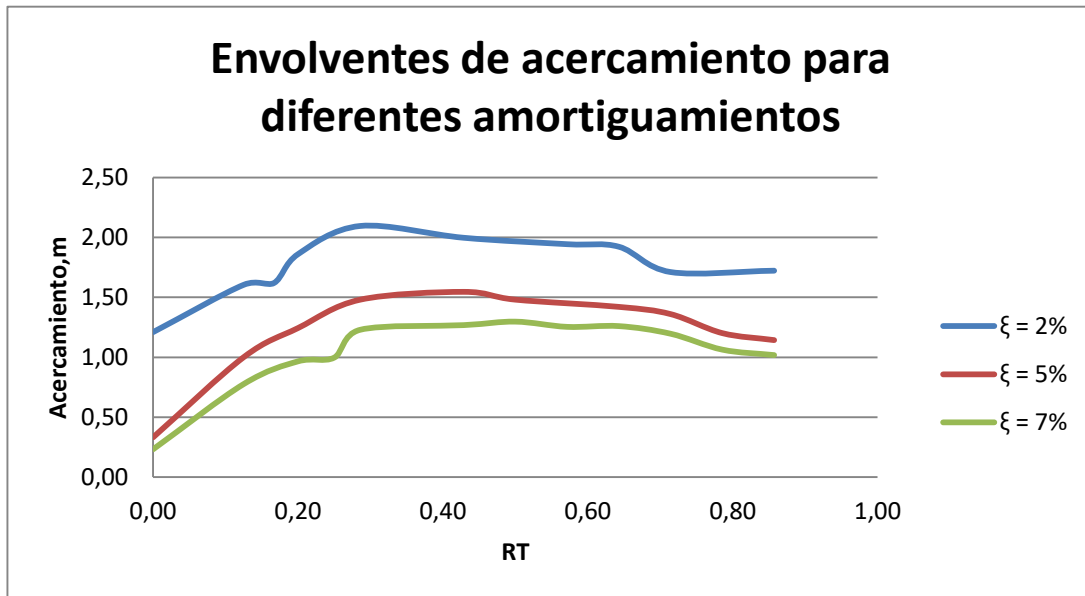


Figura 3.22. Envoltentes de acercamiento para diferentes amortiguamientos y de periodo corto (2, 5 y 7%). Valores para una desviación estándar arriba de la media

En la figura 3.23 se muestran las diferentes envoltentes de alejamiento para los tres porcentajes de amortiguamiento, donde podemos observar que el alejamiento aumenta al disminuir el amortiguamiento. Con los valores del espectro podemos prevenir la pérdida de longitud de asiento al presentarse un evento sísmico fuerte, y así ver si se requiere la colocación de reductores de desplazamiento. Al igual que en los espectros de acercamiento, se distinguen las mismas zonas, de crecimiento, la meseta y disminución de las ordenadas.

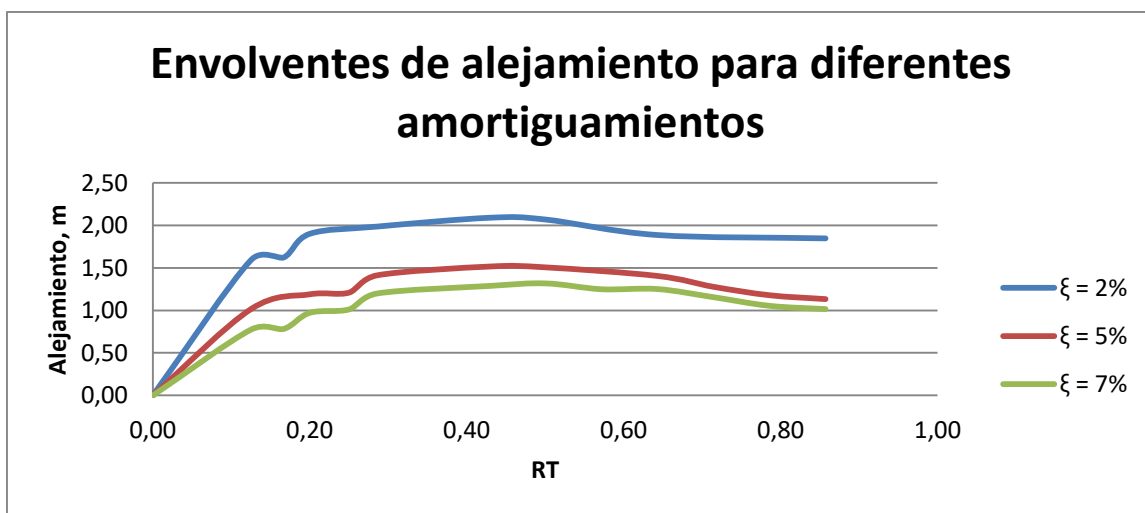


Figura 3.23. Envoltentes de alejamiento para diferentes amortiguamientos (2, 5 y 7%). Valores para una desviación estándar arriba de la media

Las envolventes de la figura 3.22 y figura 3.23, se obtuvieron de los registros de periodo corto ya antes mencionados que son los de la costa (ATYC, AZIH, CHFL, COPL, JAMI, CALES, UNION, KOBENTS, CENTRONS Y MANZANILLO), para lo cual se sumó una desviación estándar al promedio de los diez espectros.

Las envolventes de la figura 3.24 y figura 3.25 se obtuvieron con registros de periodo largo como son los de la CDMX, y así se obtuvo la media más una desviación estándar de los registros para graficar su envolvente para obtener el acercamiento y alejamiento para cuando los distintos periodos que tengan los dos marcos.

En la figura 3.24 se muestran las envolventes para los diferentes amortiguamientos donde podemos observar que al aumentar el amortiguamiento disminuye el acercamiento en la junta de dilatación y viceversa, con esto podemos tomar la decisión del tamaño de la junta de dilatación que debemos de colocar para evitar el choque en la junta.

En la figura 3.25 se muestra las diferentes envolventes para cada uno de los amortiguamientos, donde se muestra que el alejamiento que se puede producir en un evento sísmico fuerte es mayor con un porcentaje de amortiguamiento del 2% y para el porcentaje de amortiguamiento del 7% el alejamiento es menor entre los dos marcos.

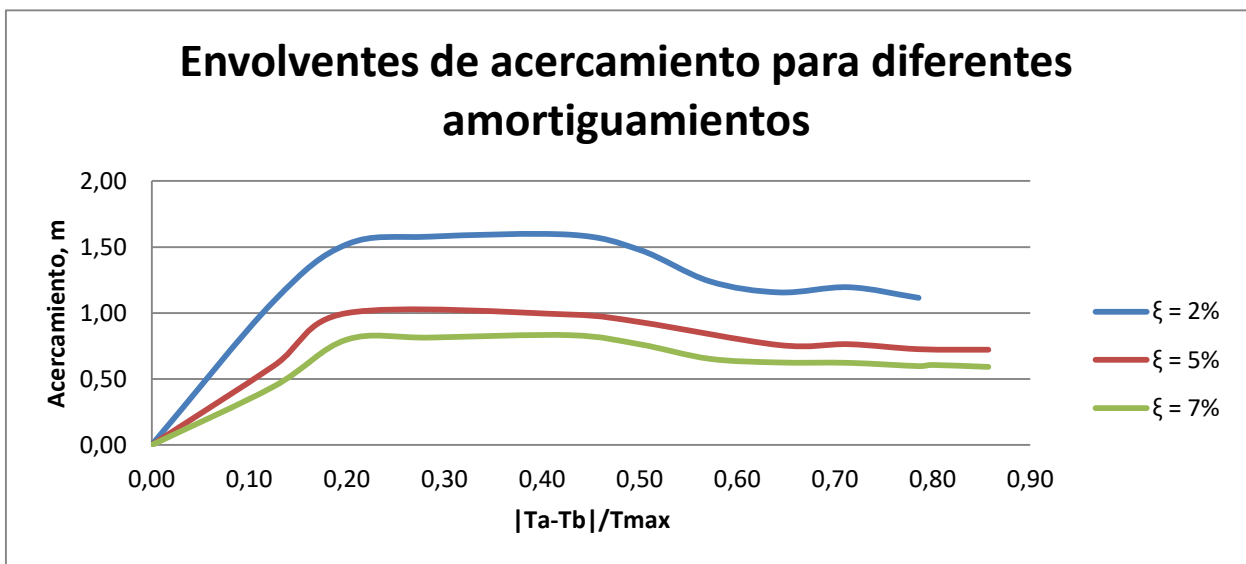


Figura 3.24. Envloventes de acercamiento para diferentes amortiguamientos y de periodo largo (2, 5 y 7%). Valores para una desviación estándar arriba de la media

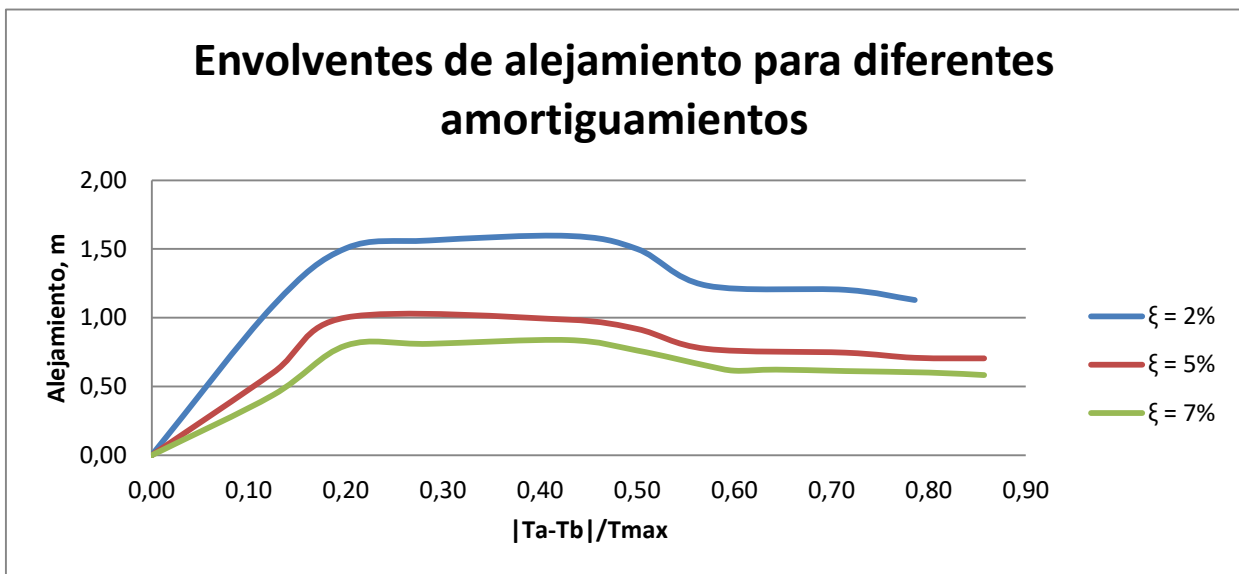


Figura 3.25. Envoltentes de alejamiento para diferentes amortiguamientos y de periodo largo (2, 5 y 7%). Valores para una desviación estándar arriba de la media

En ambos espectros también se observan las mismas zonas de respuesta, aunque la disminución de las ordenadas del espectro en la zona de mayores valores de RT, es un poco mayor en este caso.

3.5 Efecto del choque para distintas separaciones de la junta de dilatación

Los puentes tienen el efecto del choque cuando ocurre un evento sísmico fuerte, en las juntas de dilatación que se colocan en el cabezal de la pila, en los estribos y en el centro del claro (como es nuestro caso de estudio). Debido a que las características del sitio exigen en muchos casos que se construyan puentes con características dinámicas distintas de cada lado de la junta, no actúan en fase y se produce el choque. Es necesario evaluar el efecto en los dos marcos del puente cuando se produce el choque, como por ejemplo el posible incremento del cortante en la base de las pilas, la influencia del impacto en la pérdida de longitud de asiento, que le ocurre a la junta de dilatación y a la superestructura, y evitar

que sufran daños severos. Utilizando el modelo de Kelvin (figura 3.26) para juntas de dilatación que utiliza el SAP2000, en este trabajo se desprecia el amortiguamiento al momento de que se produce el choque.

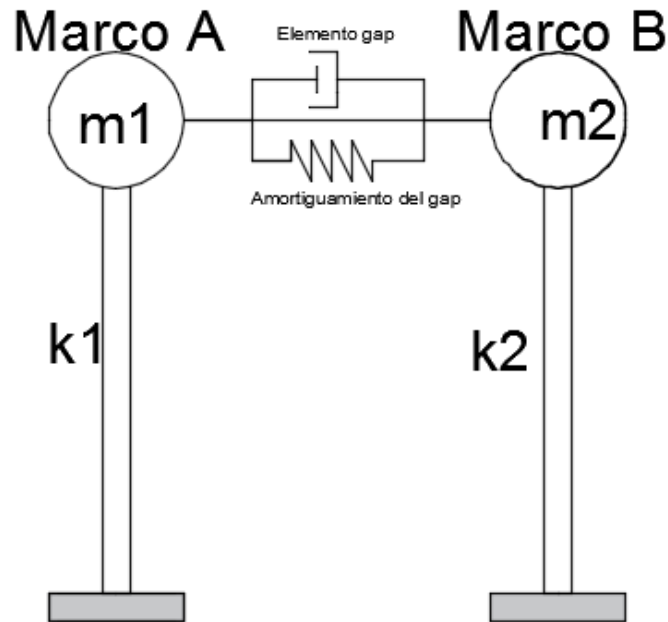


Figura 3.26. Idealización de modelo con la junta de dilatación para producir el choque

Para obtener los efectos en el puente al producirse el choque en la junta de dilatación, se obtuvieron envolventes de acercamiento para los sismos de periodo corto y para los sismos de periodo largo. Para obligar a que se produjera el choque se colocaron holguras (separación) en la junta del 33 y 67% de las envolventes obtenidas anteriormente, cuando no se producía el choque para las distintas relaciones de periodos de los marcos. Inicialmente, se analizó el puente con el marco A con un periodo T_A de 1.5 seg y el marco B con un periodo de T_b de 0.5 seg, donde el acercamiento sin choque es de 33cm, por lo que se consideró una junta de dilatación con separación de 11 y 22 cm, que es el 33 y 67% del acercamiento sin choque, respectivamente. Se realizaron análisis en la historia del tiempo con el registro de la UNIÓN, Guerrero, considerando el efecto no lineal debido al choque, mediante un elemento gap.

En la figura 3.27 se muestra en el eje de las abscisas el tiempo en segundos y en el eje de las ordenadas el desplazamiento relativo en metros. La línea roja representa el caso en el que la separación es suficiente y no se produce choque entre los marcos, la línea azul muestra el caso de una separación insuficiente, equivalente al 33% del acercamiento de los marcos cuando no se produce choque. Podemos observar que cuando el acercamiento es menor a la separación de la junta de dilatación, los desplazamientos relativos son iguales, pero en 2.28 segundos se produce el primer choque; a partir de ese momento, los desplazamientos ya son diferentes hasta que se termina el registro sísmico. Es importante observar que, como consecuencia de la interacción de los marcos los alejamientos en la historia del tiempo aumentan, por ejemplo, en 3.74 segundos el alejamiento se incrementa de 27 cm a 37 cm.

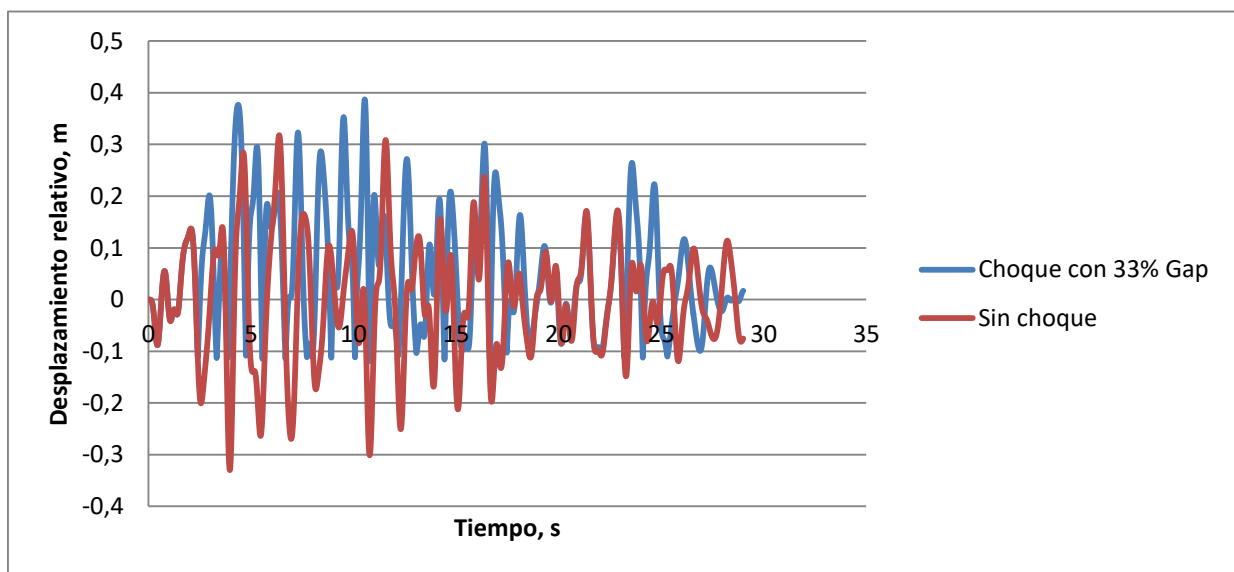


Figura 3.27. Desplazamiento relativo en la historia del tiempo, donde se produce el choque con una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo

Al dejar una holgura mayor, equivalente al 67% del desplazamiento relativo máximo que se obtuvo cuando no se consideró la interacción entre los marcos, podemos observar en la figura 3.28, que del segundo 0 al 3.71 los desplazamientos relativos son iguales, un tiempo un poco más grande que en el caso de la holgura de 33%. Con esta nueva separación, la mayor diferencia que

se observa al producirse el choque es un alejamiento mayor que en el caso de la separación del 33%, por ejemplo, en 3.74 segundos el alejamiento aumenta de 27 cm a 59 cm, y como en este caso se producen menos choques al final de la historia del tiempo los desplazamiento tienden a ser iguales. Nuevamente se observa que el choque incrementa en forma notable el alejamiento de los marcos, en más del 100% en este caso.

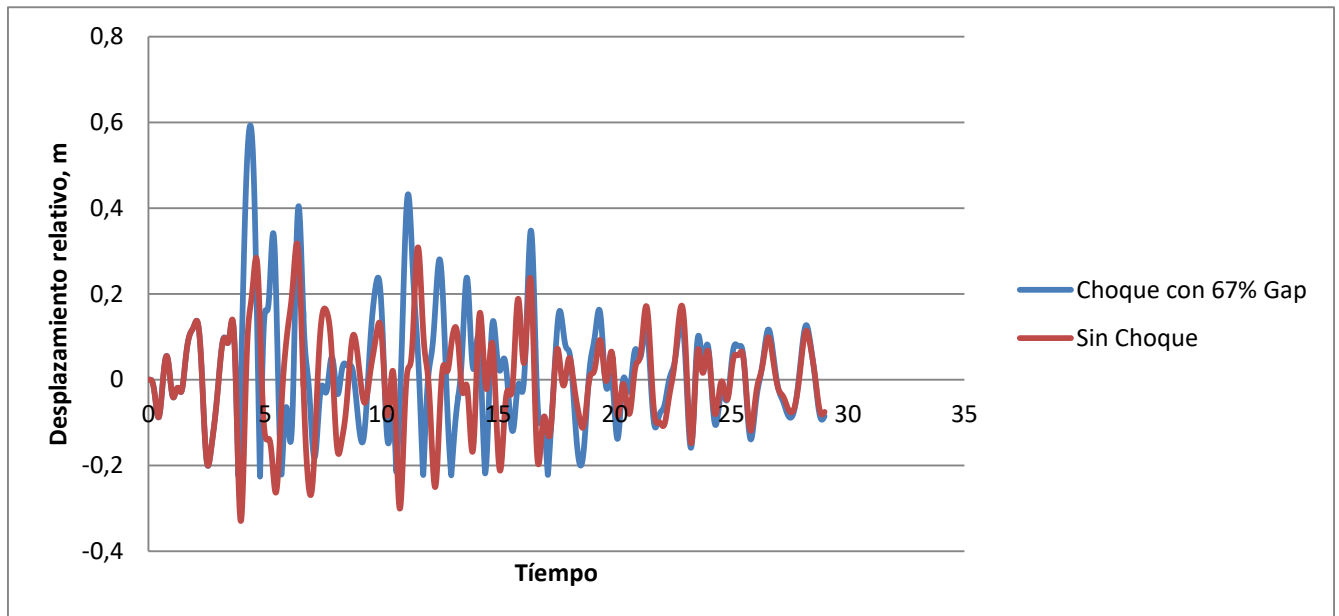


Figura 3.28. Desplazamiento relativo en la historia del tiempo, donde se produce el choque con una separación del 67% del desplazamiento relativo máximo

Cabe resaltar que el alejamiento más grande se produce cuando la separación entre los marcos es del 67% de la distancia en la que no se produce choque. Al observar la respuesta cuando la junta es del 33% del desplazamiento relativo máximo. los desplazamientos negativos se incrementan, mientras que los desplazamientos positivos permanecen similares en toda la historia del tiempo. En la figura 3.30 muestran los desplazamientos en la historia del tiempo cuando se considera un gap del 67%, donde se observa que los desplazamientos negativos se incrementan aún más que cuando se utiliza una separación del 33%, con valores de desplazamiento de 0.4 m y 0.6 m, respectivamente.

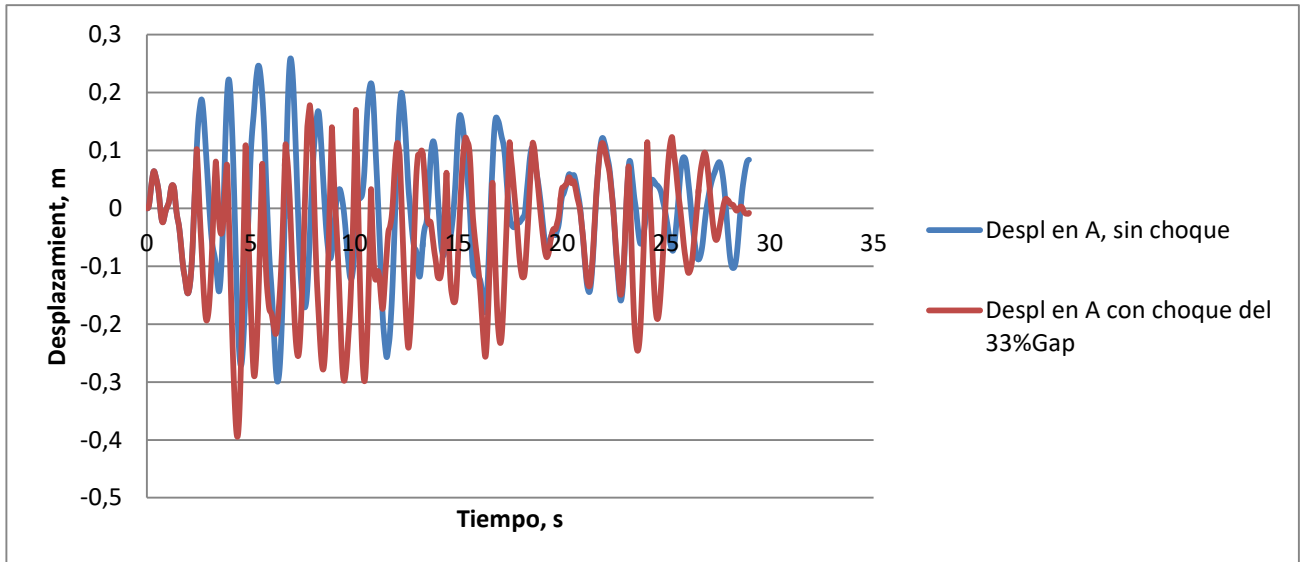


Figura 3.29. Muestra la historia de desplazamientos en el tiempo, con una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo

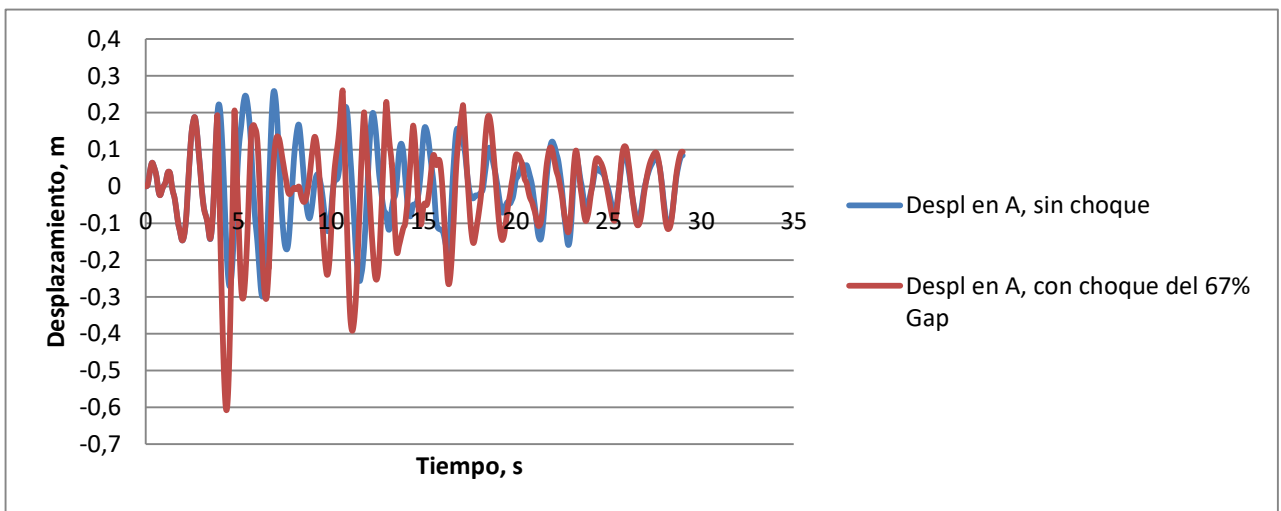


Figura 3.30. Muestra la historia de desplazamientos en el tiempo, con una separación del 67% del desplazamiento relativo máximo

Además del alejamiento de los marcos, los extremos de los marcos en la zona de la junta de dilatación se pueden ver afectados cuando se produce el choque en un evento sísmico, es por ello que en la figura 3.31 se muestran las fuerzas axiales que se producen durante la historia del tiempo con una separación del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo. Al considerar una separación del 33% se producen más choques (quince choques) siendo su fuerza mayor de 18,000 t a los

11 segundos, mientras que, con un gap del 67% se producen menos choques (seis choques), con una fuerza máxima de 13,000 t a los 5 segundos. Cabe destacar que la junta de dilatación al sufrir daño severo se puede cambiar sin ocasionar grandes problemas de tráfico, siendo de las fallas no estructurales que no afectan al puente, pero en el costo del mantenimiento se vería reflejado.

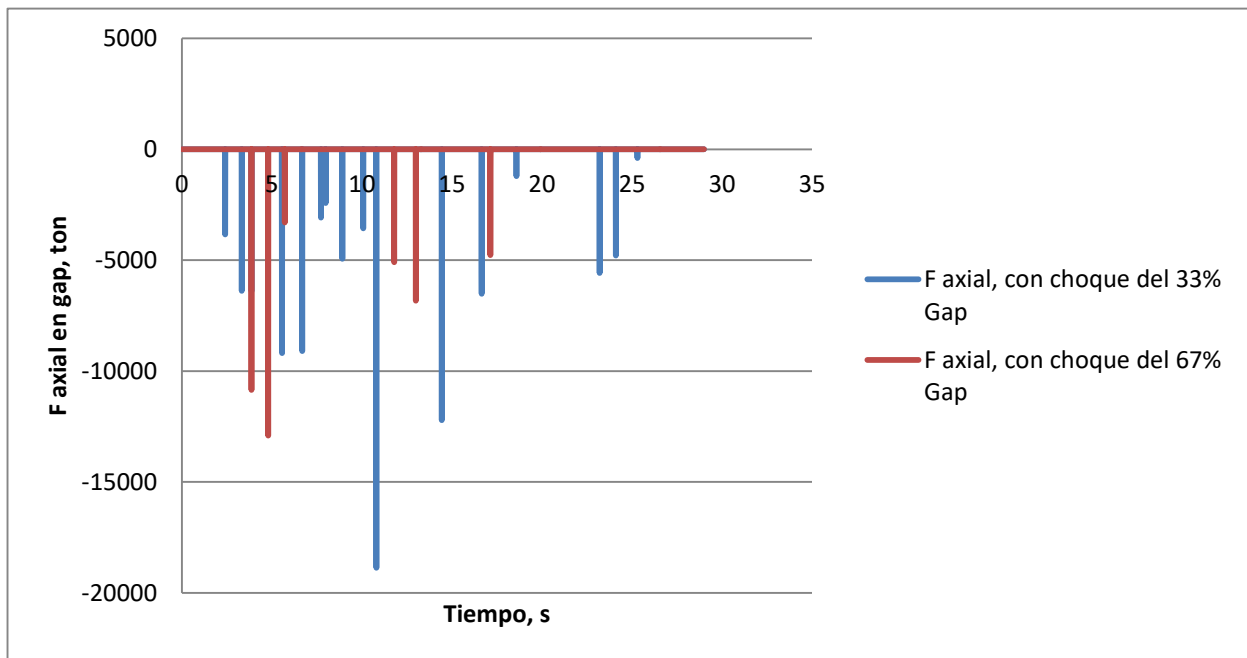


Figura 3.31. Fuerza axial en el gap al producirse los choques

De acuerdo con la dinámica estructural, al presentarse un evento sísmico la mayor fuerza cortante la toman las columnas de menor altura en una estructura. En la figura 3.32 se muestra la fuerza cortante en la base de la columna 2 y 3, que son del marco A y marco B, respectivamente. De acuerdo con los periodos que tienen los marcos, el marco A flexible y el marco B rígido, entonces como el marco B es más rígido su fuerza cortante es mayor a la del marco A, esto se puede observar en la figura 3.32.

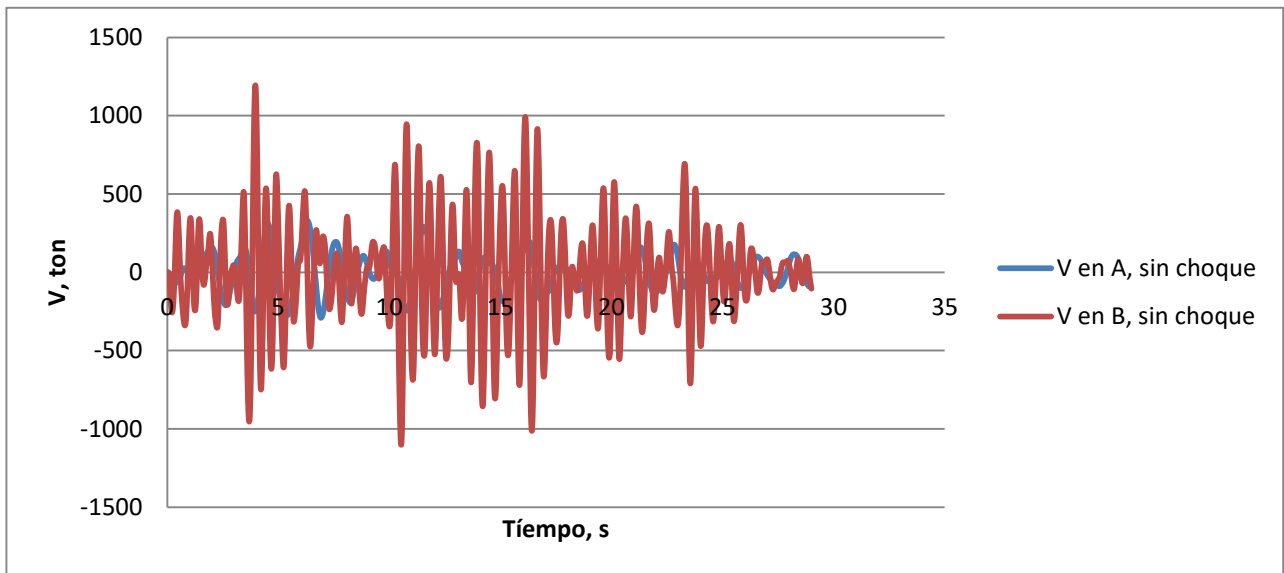


Figura 3.32. Fuerza cortante en la base de las pilas del marco A y del marco B

Cuando se produce el choque, la fuerza cortante se modifica como resultado de la interacción, por lo que se muestra también la variación del cortante que se puede llegar a presentar y evitar la ocurrencia de daños severos en las pilas. Como se muestra en las figuras 3.33 y 3.34, al presentarse el choque en la junta de dilatación durante el evento sísmico el cortante en la base de la pila del marco A se incrementa en una manera notable, de 300 t a 430 t con una separación del 33%; y con una separación del 67% el cortante se incrementa aún más, de 300 t a 640 t. Se concluye que como resultado del choque, la fuerza cortante en el marco A, que es el más flexible, se incrementa de manera considerable, y que el incremento es mayor cuando la separación de los marcos es mayor, a pesar de que el número de golpes se reduce a menor de la mitad.

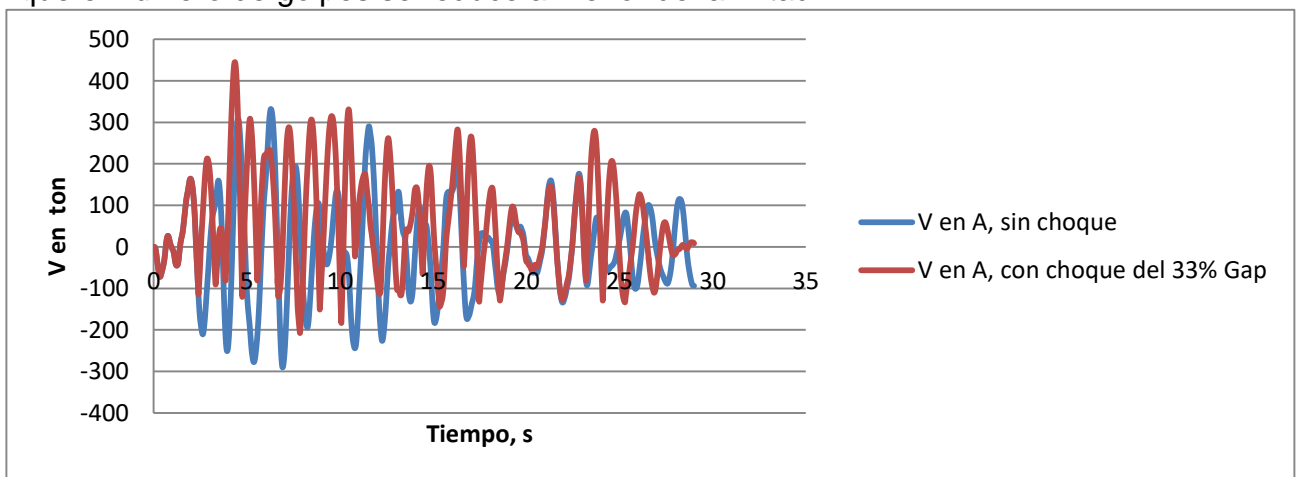


Figura 3.33. Fuerza cortante en la base de las pilas del marco A en la historia del tiempo con una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo

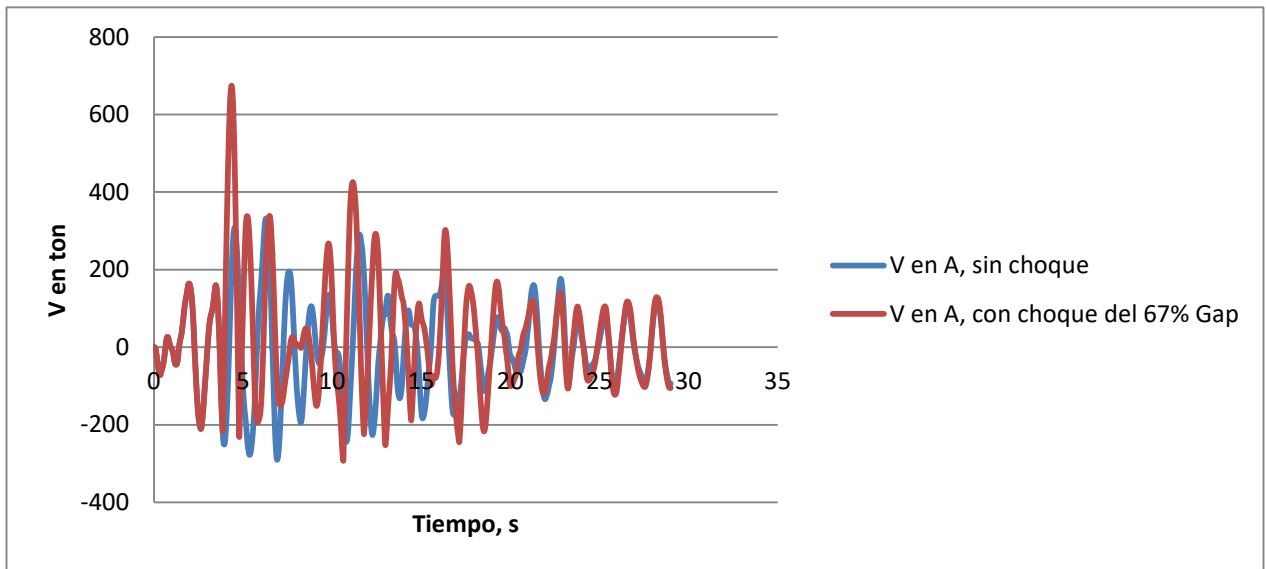


Figura 3.34. Fuerza cortante en la base de las pilas del marco A en la historia del tiempo con una separación del 67% del desplazamiento relativo máximo

Dependiendo de la rigidez de los dos marcos así es la fuerza sísmica que se distribuye en cada marco, y para este caso como el marco B es más rígido entonces la fuerza sísmica es mayor a la del marco A. En las figuras 3.35 y 3.36 se muestra el cortante en la base de la pila del marco B cuando se presenta el choque con un gap del 33 y 67%, donde observamos que el cortante es mayor al del marco A. En este caso también se incrementa la fuerza cortante después de presentarse el choque en la junta de dilatación con una separación del 67%, mientras que con una separación del 33% el cortante no se incrementa significativamente.

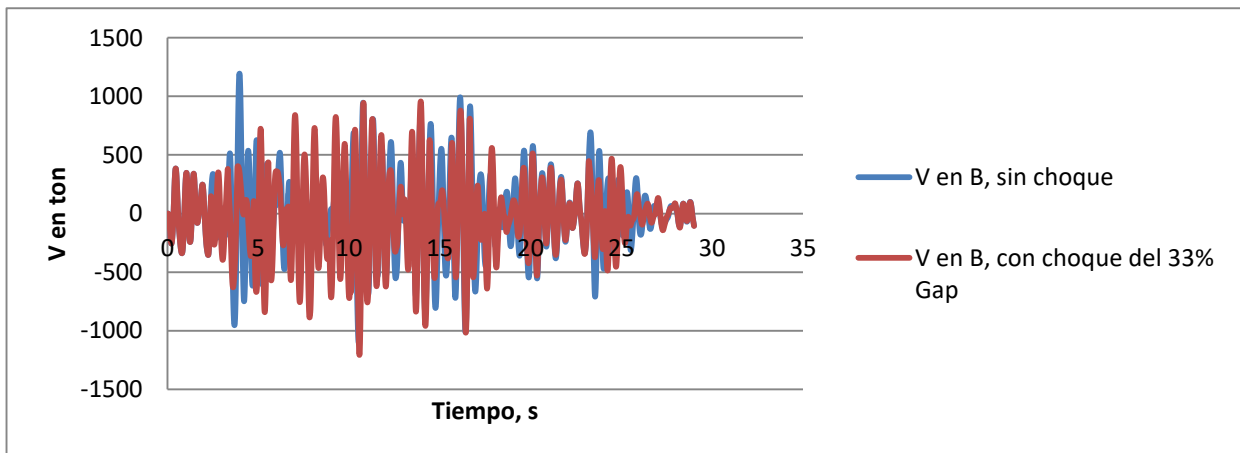


Figura 3.35. Fuerza cortante en la base de las pilas del marco B en la historia del tiempo con un gap del 33%

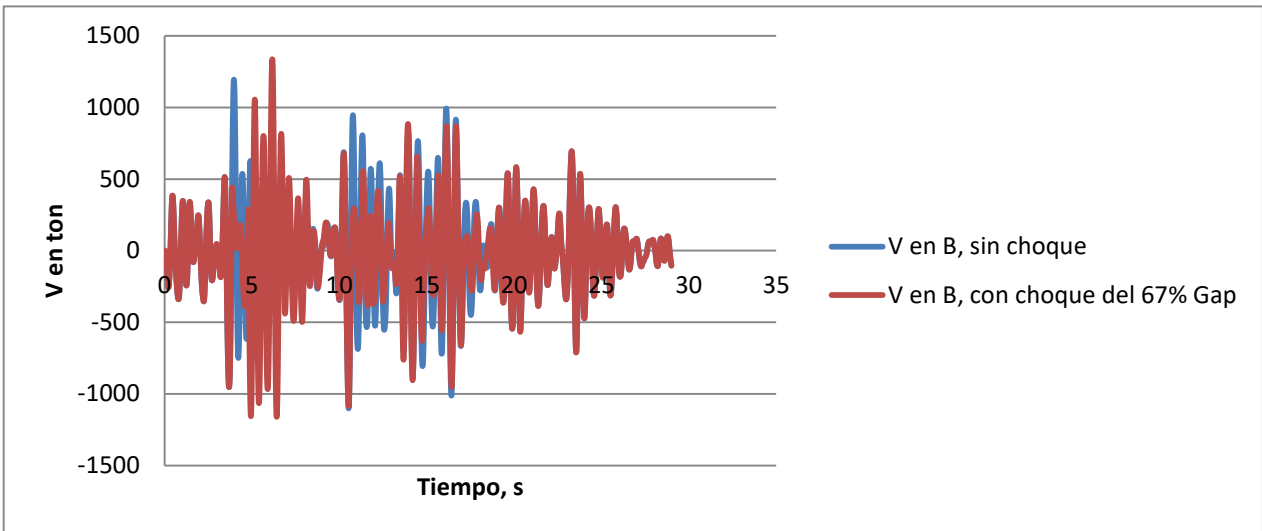


Figura 3.36. Fuerza cortante en la base de las pilas del marco B en la historia del tiempo con un gap del 67%

Se puede concluir que las pilas de ambos marcos experimentan incrementos en la fuerza cortante al producirse el choque, y que el efecto es mucho más pronunciado en el marco más flexible.

Como ya se observó en las figuras anteriores se muestra el efecto del choque en los desplazamientos en los extremos de los marcos en la junta de dilatación, y los cortantes en la base de las pilas, y el desplazamiento relativo de los dos marcos para un solo registro sísmico de periodo corto. En las figuras 3.37 a la figura 3.42 se muestran las envolventes para el promedio más una desviación estándar para los diez sismos de periodo corto (Tabla 3.1). En la figura 3.37 se muestra el acercamiento máximo para las dos separaciones de la junta. Se observa que el desplazamiento relativo con una separación del 33% es menor al de una separación del 67%, y nuevamente se observan tres etapas en el espectro; una creciente, una meseta y una zona descendente.

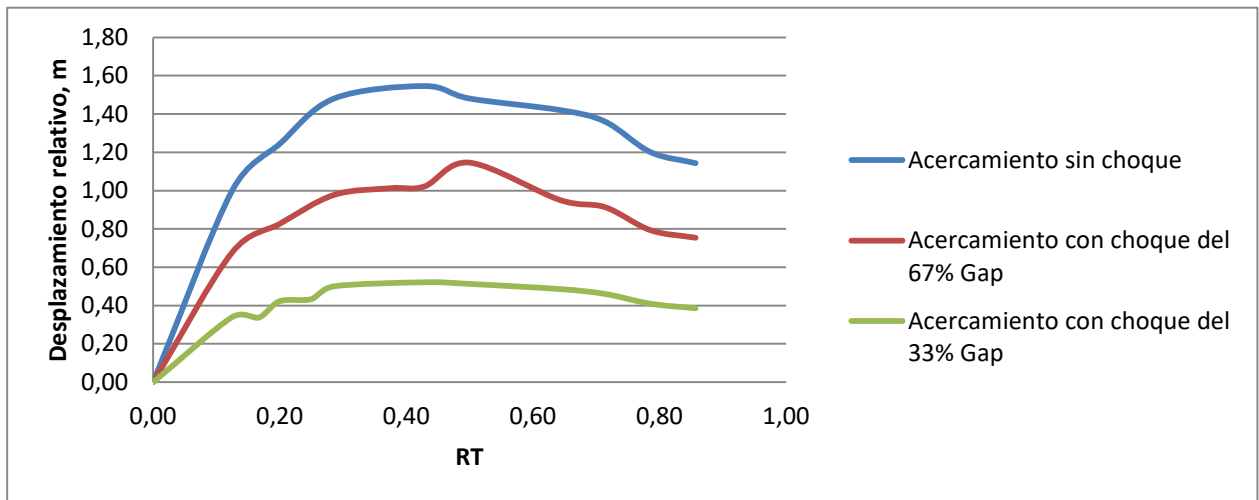


Figura 3.37. Envolventes para los diez registros sísmicos de periodo corto, con una separación del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

3.5.1 Efecto del choque en alejamiento para sismos de periodo corto

En la figura 3.38 se muestra las envolventes de alejamiento en la junta de dilatación que se puede producir al momento del choque. Se observa que el alejamiento es mayor cuando la separación entre los marcos es del 33%, si la relación de periodos es mayor a 0.40; cuando se produce el choque con una separación del 67% el alejamiento es mayor al alejamiento sin choque, en relaciones de periodos mayores a 0.18. Esto es importante debido a que se podría perder la longitud de asiento que marcan las normas y la superestructura colapsaría como resultado de la interacción entre los marcos.

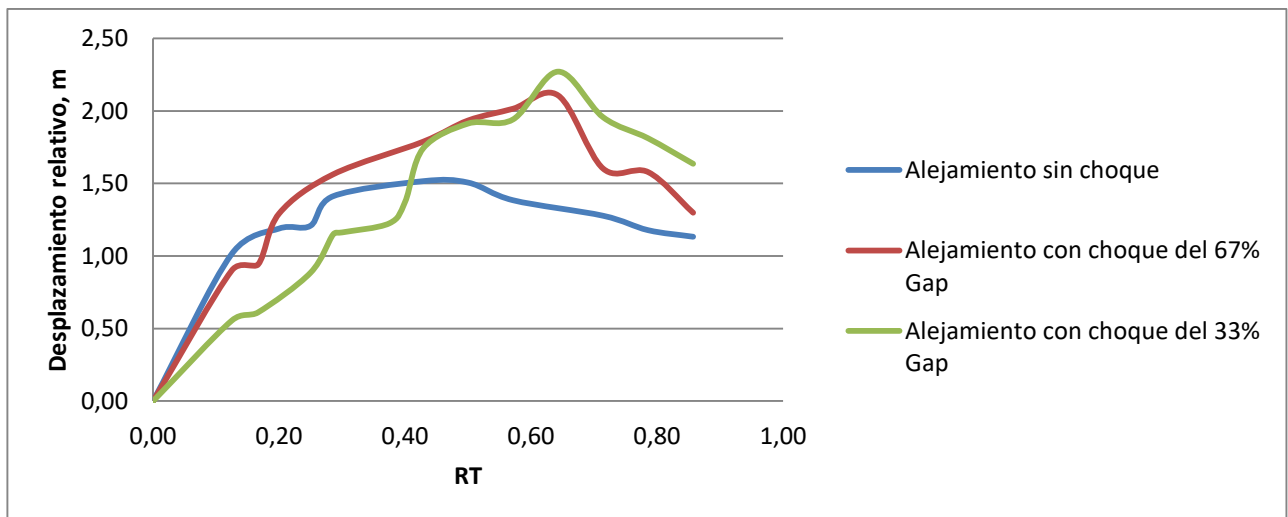


Figura 3.38. Muestra las envolventes de alejamiento para los diez registros sísmicos de periodo corto, con una separación del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

3.5.2 Efecto del choque en el número de golpes y la fuerza axial en la junta para sismos de periodo corto

En la figura 3.39, se muestra que el choque se presenta con mayor frecuencia cuando la junta de dilatación es más pequeña, con 33% del desplazamiento relativo máximo. En el caso de una relación de periodos de 0.33 con una separación del 33%, se produce un total de 36 choques, y con una separación del 67% se produce un total de 11 choques. Por lo que respecta a, la fuerza axial que se puede producir en la junta de dilatación como se muestra en la figura 3.40, al tener una junta de dilatación mayor la fuerza axial que será mayor, en cambio con una separación del 33%, será menor la fuerza axial generada en la junta. Para relaciones de periodos mayores a 0.40 la fuerza axial generada en la junta es ligeramente mayor con un gap del 33%.

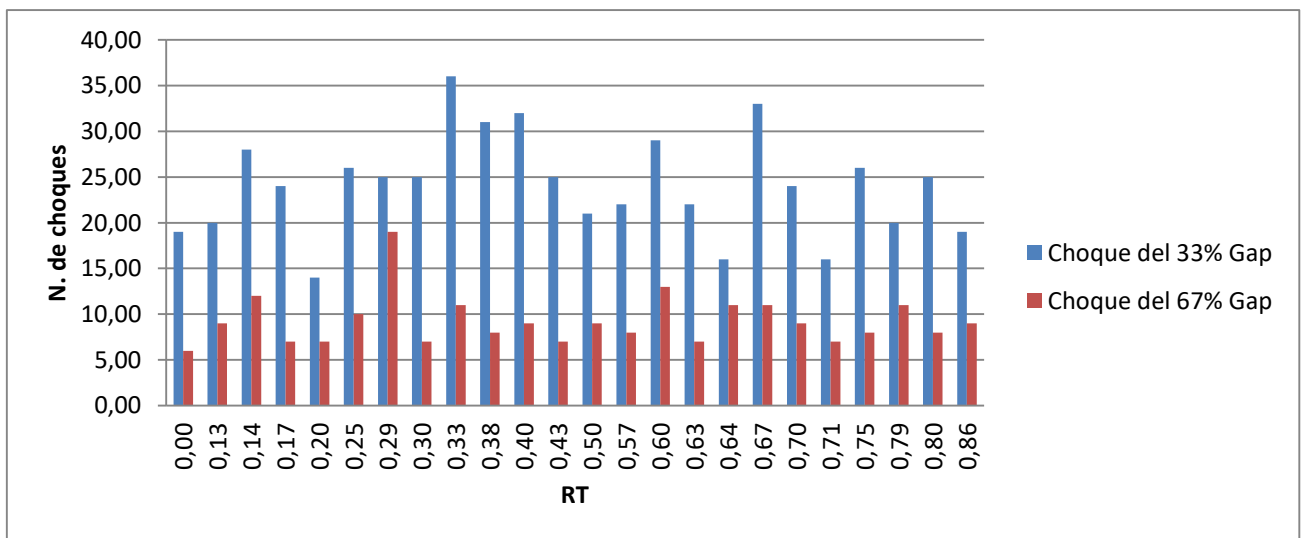


Figura 3.39. Muestra el número de choques para una separación del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

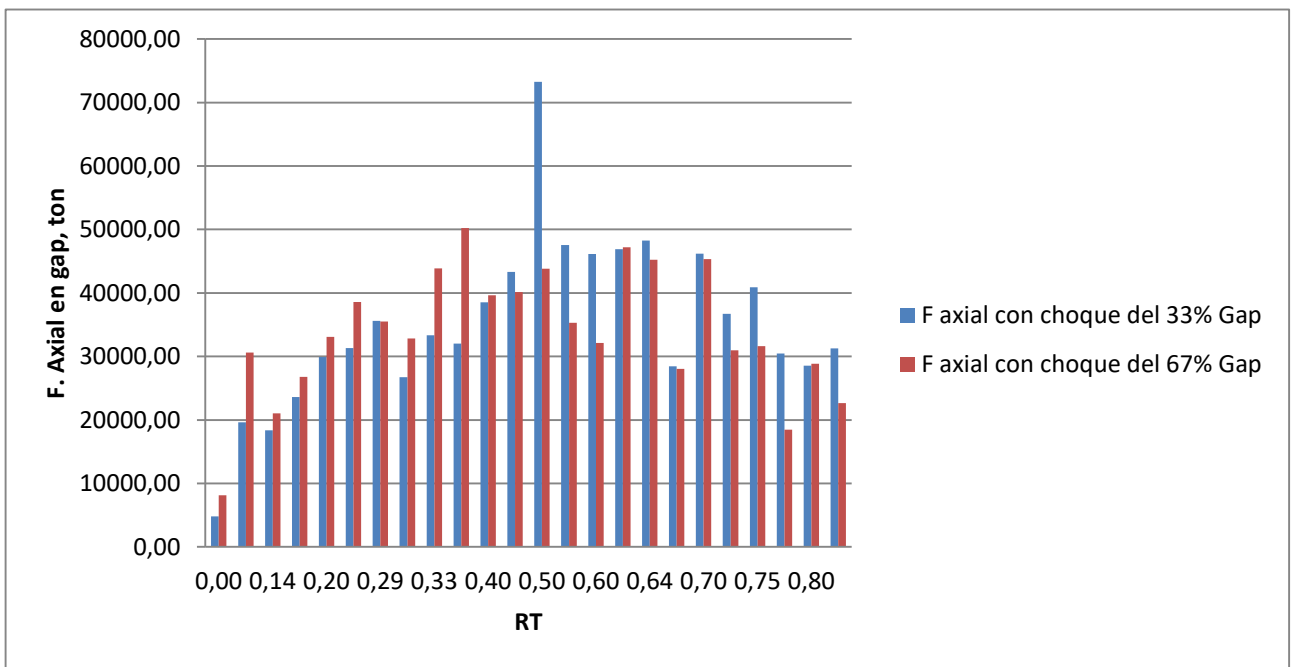


Figura 3.40. Muestra la fuerza axial al producirse el choque en la junta de dilatación para una separación del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

3.5.3 Efecto del choque en el cortante en la base de las pilas para sismos de periodo corto

Al producirse el choque en la junta de dilatación el cortante en la base de las pilas de los dos marcos se modifican, esto lo observamos en las figuras 3.41 y 3.42. Se observa, en la figura 3.41, que para relaciones de periodos de 0 a 0.30 el cortante de la pila del marco A no cambia significativamente, o incluso disminuye para algunos casos; mientras que para relaciones mayores a 0.33, el cortante aumenta sobretodo cuando se coloca una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo en la junta. En la figura 3.42 observamos que para relaciones de periodos de 0 a 0.5, el cortante en la base de la pila del marco B, no cambia considerablemente, mientras que para relaciones mayores a 0.5, aumenta el cortante cuando se produce el choque en la junta de dilatación con un 33% de la separación del desplazamiento máximo.

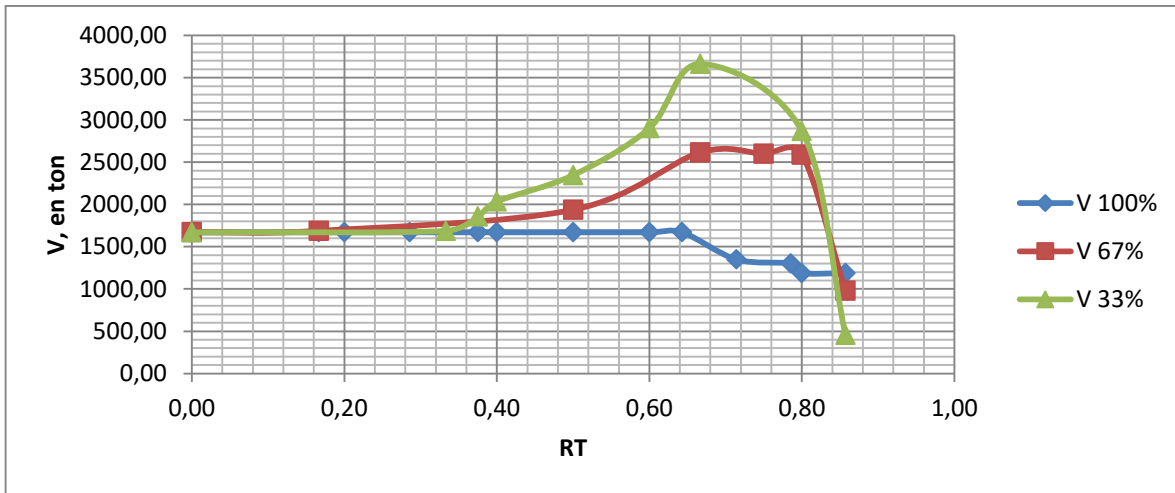


Figura 3.41. Cortante en la pila del marco A cuando la separación de las juntas es del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

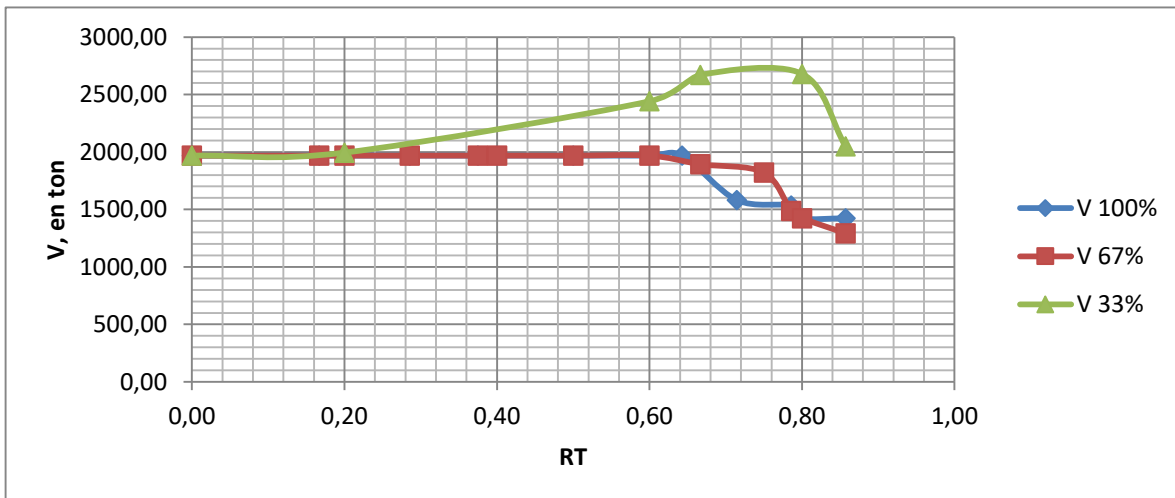


Figura 3.42. Cortante en la pila del marco B cuando la separación de las juntas es del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

En la figura 3.43 se muestra la relación de cortantes, sin choque y con choque para las dos separaciones las pilas del marco A y B. Se observa un incremento mayor del cortante de pilas del marco con una separación del 33%, aumentando tres veces el cortante que se presenta cuando no hay interacción entre los marcos.

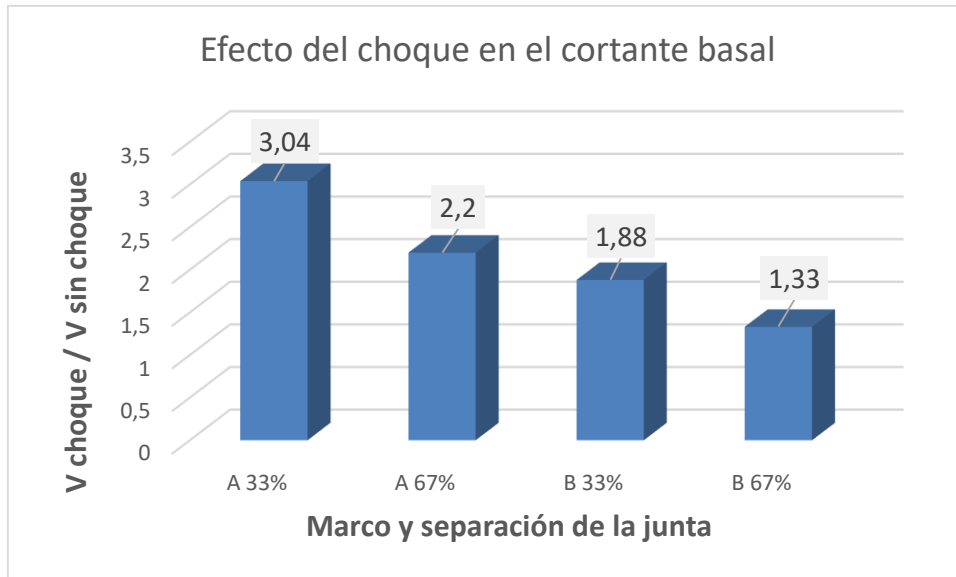


Figura 3.43. Efecto del choque en los cortantes en la base de las pilas para diferentes separaciones de la junta

Además se realizaron análisis en la historita del tiempo para sismos de periodo largo como los de la Ciudad de México (Tabla 3.2). Se estudiaron los mismos efectos que se pueden producir en el puente como se hizo en el caso de los sismos de periodo corto. De la figura 3.44 a la figura 3.49 se muestran las envolventes para los sismos de periodo largo. En la figura 3.44 se muestra el acercamiento sin choque y el efecto del choque para 33 y 67% del desplazamiento máximo. Se observa una disminución del acercamiento a partir de valores de $RT > 0.2$. En este caso no se observa una meseta sino un espectro de dos ramas.

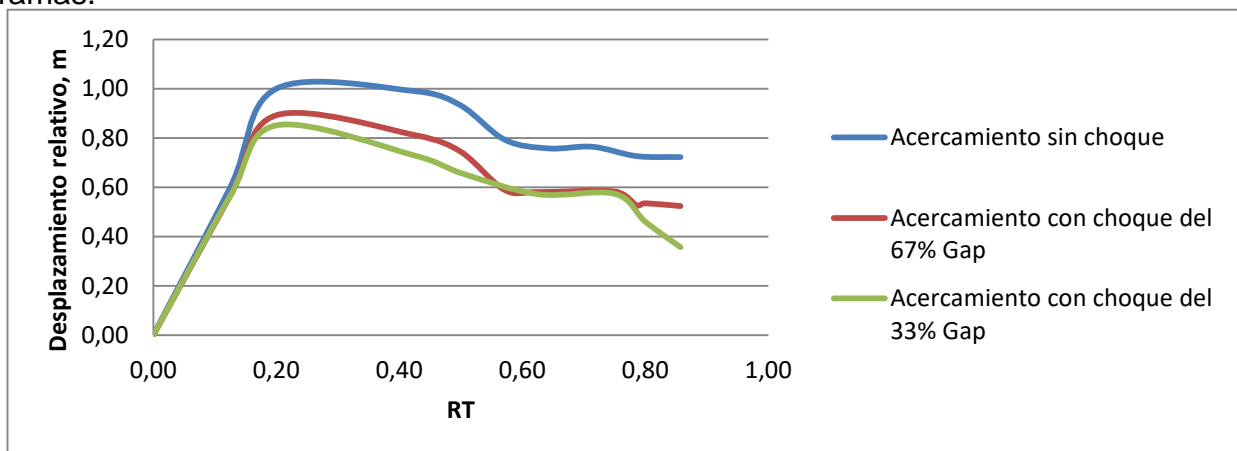


Figura 3.44. Envolventes de acercamiento y observación del choque con 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

3.5.4 Efecto del choque en el alejamiento para sismos de periodo largo

En la figura 3.45 se muestran las envolventes de alejamiento cuando se produce el choque, donde se observa que para relaciones de periodos mayores a 0.20 el alejamiento se vuelve constante. A partir de $RT > 0.5$, se observa una disminución en los casos en que no hay interacción entre los marcos y también cuando la separación es del 67%; mientras que, para el 33% el alejamiento se incrementa para valores de $RT > 0.5$.

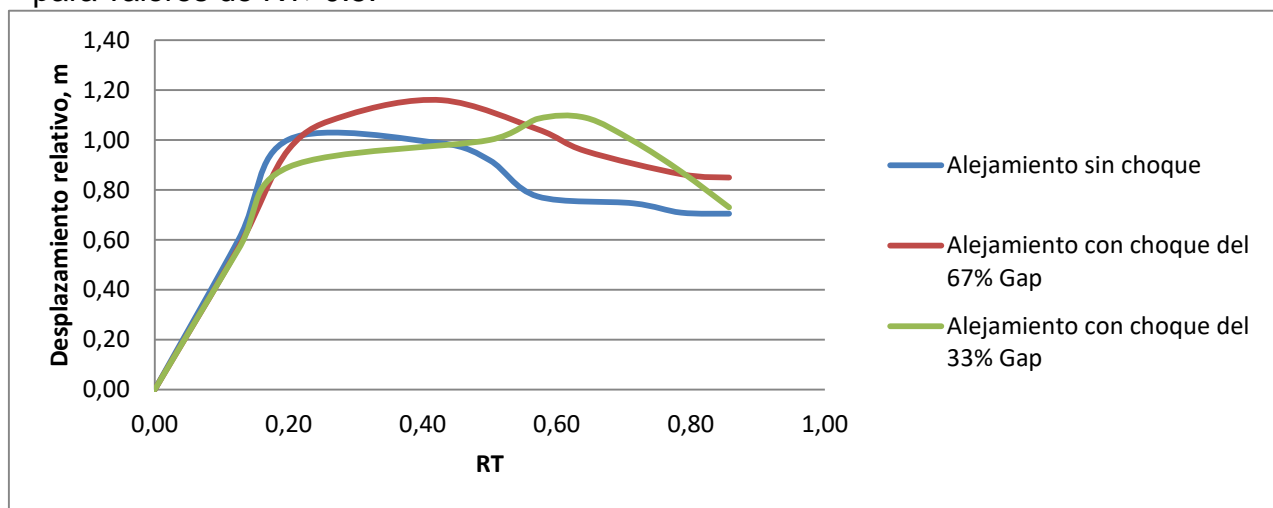


Figura 3.45. Envolventes alejamiento cuando se produce el choque con 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo

3.5.5 Efecto del choque en el número de golpes y la fuerza axial en la junta para sismos de periodo largo

Para sismos de periodo largo el choque es mucho más frecuente cuando las juntas de dilatación son más pequeñas. Como podemos observar en la figura 3.46, la frecuencia de los choques cuando tiene una separación del 33% del desplazamiento máximo es de 64 para una relación de periodos de 0.73. En la figura 3.47 se muestra la fuerza axial en la junta de dilatación cuando se produce el choque para diferentes relaciones de periodos de los marcos y las dos

separaciones de la junta. Se observa que la mayor fuerza axial se produce es cuando la junta de dilatación es del 33% del desplazamiento relativo máximo.

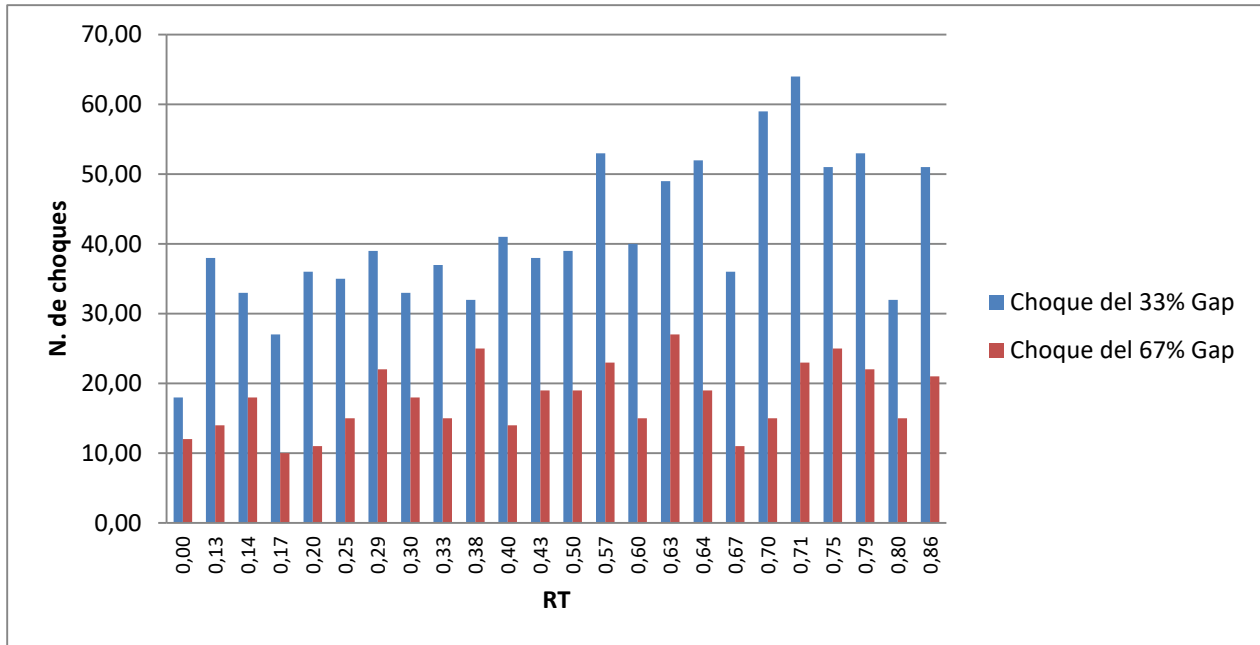


Figura 3.46. Frecuencia de choques cuando la junta tiene una separación del 33 y 67% del acercamiento máximo

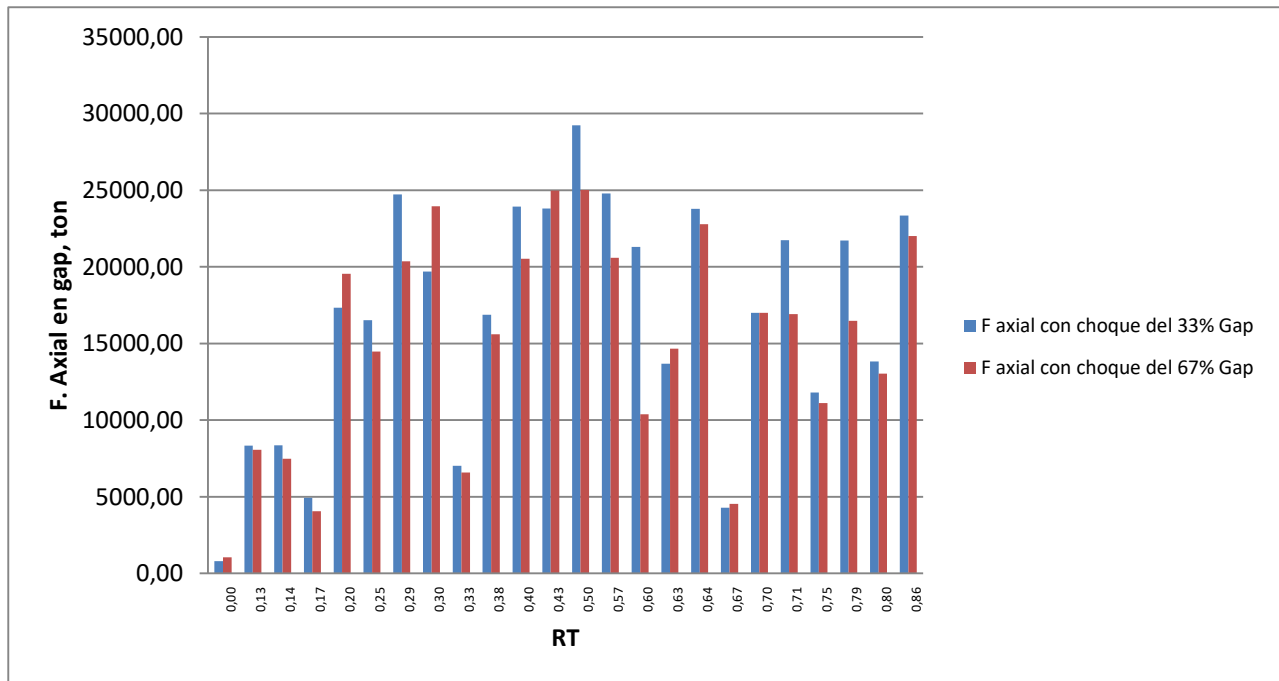


Figura 3.47. Fuerza axial en la junta de dilatación teniendo una separación del 33 y 67% del acercamiento máximo

3.5.6 Efecto del choque en el cortante en la base de las pilas para sismos de periodo largo

El cortante en la base de las pilas de los marcos A y B se muestran en las figuras 3.48 y 3.49, donde podemos observar el efecto del choque para las separaciones del 33 o 67% del desplazamiento relativo máximo. Vemos que el cortante no se modifica en algunas relaciones de periodos como son 0, 0.13, 0.20, 0.25 debido a que el cortante que genera el choque es el mismo. En la base de la pila del marco B el cortante que se genera puede ser menor a cuando no se produce choque en la mayoría de las relaciones de periodos.

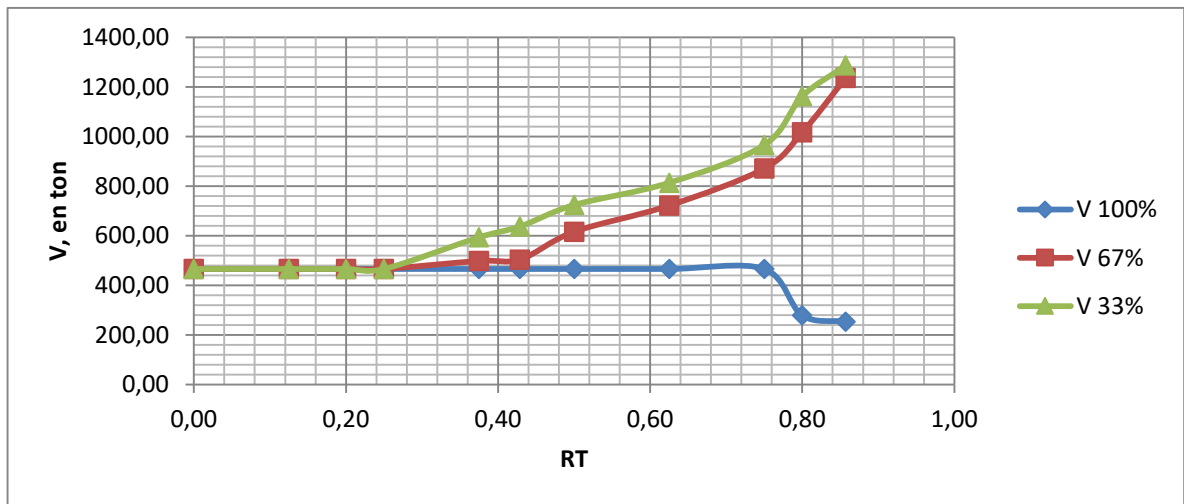


Figura 3.48. Cortante en la base de la pila del marco A al producirse el choque con una junta de dilatación del 33 y 67% del acercamiento máximo

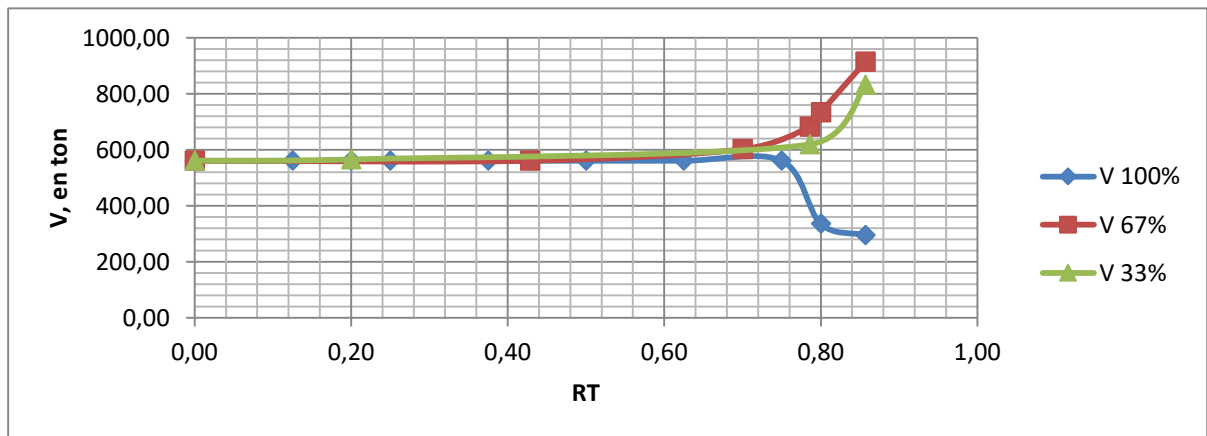


Figura 3.49. Cortante en la base de la pila del marco B al producirse el choque con una junta de dilatación del 33 y 67% del acercamiento máximo

En la figura 3.50 se muestra el incremento máximo del cortante en los marcos para los dos casos de separación de la junta. En el eje de las abscisas se grafica el tipo de marco y las dos separaciones de la junta, y en eje de las ordenadas se grafica la relación de cortantes con choque y sin choque. Se observa que el cortante se incrementa dos veces en la base de las pilas del marco A, para una separación del 67%. En las pilas del marco B se incrementan el 5% y 12% para separaciones de la junta del 33% y 67% respectivamente.

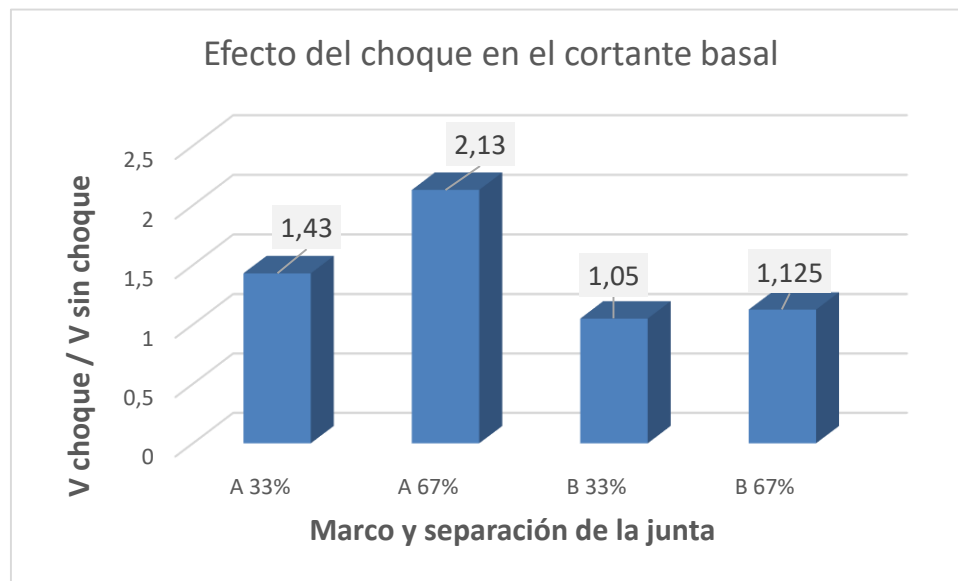


Figura 3.50. Muestra el efecto del choque para las pilas de los marcos y las diferentes separaciones del desplazamiento máximo relativo

4. REVISIÓN DE LA LONGITUD DE ASIENTO

Para evitar la pérdida de longitud de asiento se tiene que hacer un análisis modal, o bien, un análisis en la historia del tiempo, que nos permita estimar el desplazamiento relativo que pueda tener el puente en la junta de dilatación, de acuerdo con las propiedades dinámicas de las estructuras. El modelo que utiliza el SAP2000 es el de Kelvin mediante un elemento hook y trabaja solo a tensión (figura 4.1), despreciando el amortiguamiento cuando los reductores trabajen.

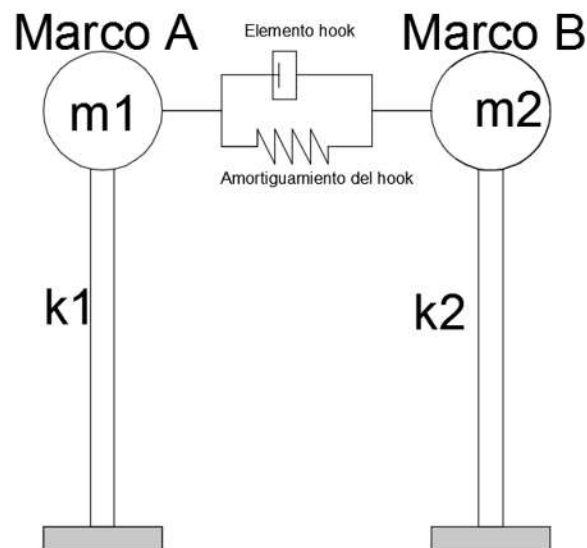


Figura 4.1. Elemento hook (reductor)

La normativa vigente para puentes, como son: la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO), el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), la New Zealand Transport Agency Bridge Manual (NZTA) y la Japan Road Association (JRA), tienen fórmulas para calcular la longitud de asiento. En el caso de las AASHTO se toma en cuenta el promedio de la altura de las pilas y la longitud del claro considerado; las normas IMT toman los mismos parámetros que las normas AASHTO, y es la misma expresión, solo cambia en las unidades; las normas NZTA toman en cuenta un parámetro más adecuado, pues

consideran el desplazamiento relativo entre los marcos que se puede producir durante un evento sísmico y lo incrementan dos veces; las normas JRA también toman en cuenta el mismo parámetro que las normas NZTA pero no incrementa el desplazamiento relativo, pero le suma el desplazamiento relativo del suelo.

La longitud de asiento se debe revisar en pilas, estribos y en el interior del claro, como se muestra en la figura 4.1, y se tiene que cumplir con la longitud mínima que marcan las normas. En nuestro caso de estudio la junta de dilatación se colocó en el dentro del claro, donde un tramo de la superestructura está apoyado sobre el tramo vecino (ver figura 3.5).

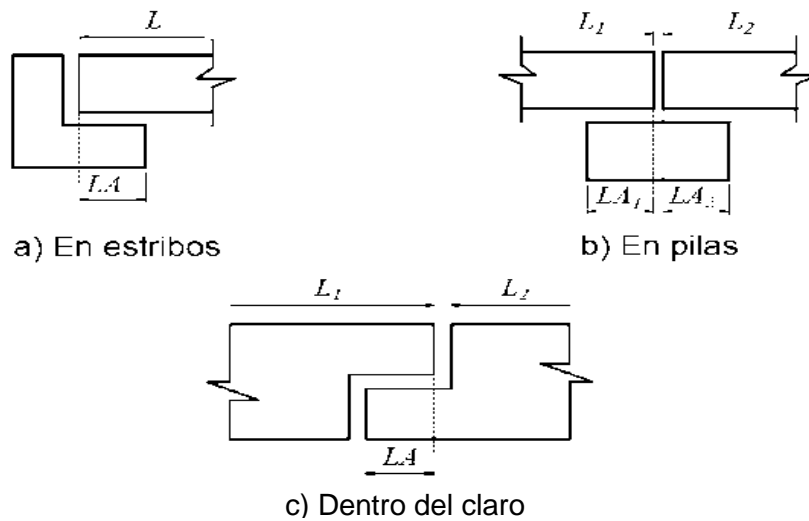


Figura 4.1. Longitudes de asiento en los diferentes apoyos del puente

Para evaluar si la longitud de asiento que proponen las distintas normas es adecuada para distintas relaciones de periodos de los marcos, considerando el efecto en que se produce choque entre ellos, se revisarán en este estudio las normas mencionadas. Además se estudia el efecto de los reductores de desplazamiento tipo cable, en la pérdida de la longitud de asiento. La ecuación 4-1 es de la AASHTO y del IMT, la ecuación 4-2 es de NZTA y la ecuación 4-3 es de JRA.

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125s^2) \quad (4-1)$$

$$SL = 2E + 0.1 \geq 0.4 \quad (4-2)$$

$$SL = U_{rel} + U_g \geq SL_m \quad (4-3)$$

En las ecuaciones 4-1 , N y LA se refieren a la longitud de asiento mínima, L y H son la longitud del claro y el promedio de la altura de las pilas, respectivamente. En la ecuación 4-2, SL es la longitud de asiento que debe ser mayor a 0.4 m y E es el desplazamiento relativo de los marcos. En la ecuación 4-3, SL es la longitud de asiento, U_{rel} es el desplazamiento relativo de los marcos, U_g es el desplazamiento relativo de las pilas que depende de la deformación del suelo $u_g = \varepsilon GL$, donde L es la distancia entre las superestructuras en metros, y εG tiene valores ya establecidos para el tipo de suelo, duro, medio y blando, con valores de 0.0025, 0.00375 y 0.005, respectivamente.

$$SL_m = 0.7 + 0.005l \quad (4-4)$$

Para revisar las diferentes fórmulas de la longitud de asiento se tomarán como base las envolventes de alejamiento para un amortiguamiento del 5%, para los dos tipos de registros considerados. Se estima, para qué relaciones de periodos se cumplen estas fórmulas sin llegar a la pérdida de longitud de asiento.

Dependiendo de la revisión de la longitud de asiento se toma la decisión de colocar reductores de desplazamiento y comenzar con el diseño de los mismos, con la idea de evitar, a través de su empleo, el desplazamiento excesivo en la junta de dilatación. Teniendo el diseño del número de reductores (cables) y su diámetro, se obtendrá si el puente se comporta de manera satisfactoria y la verificación del tipo daño causado en la longitud de articulación plástica, para alcanzar un buen diseño del puente.

En la figura 4.2 se muestra la revisión de la longitud de asiento para las distintas normas, para ello se utilizaron las envolventes de la media con el 5% de amortiguamiento. La propuesta de las normas de Nueva Zelanda, conducen una longitud de asiento mayor que la estimada a partir de las envolventes que se obtuvieron en este trabajo, tanto para los registros de periodo corto, como para los de periodo largo. La longitud propuesta en las normas japonesas para terreno duro, se ajusta al espectro para periodo corto y cubren perfectamente los casos de registros de periodo largo. La propuesta japonesa para suelo blando también

cubre el desplazamiento que se obtiene con el espectro para este tipo de suelo. Por lo tanto, la norma japonesa cubre adecuadamente los espectros para los dos tipos de suelo. Por el contrario, las normas AASHTO (IMT), quedan por debajo de las envolventes de ambos tipos de espectro, en un intervalo comprendido entre $0.17 < RT < 0.57$. Para registros de periodo corto, el espectro es mayor que la longitud de asiento para valores de $RT > 0.13$. Las normas AASHTO y las IMT, son las que utilizamos en México para el diseño de puentes, y cómo podemos observar, los puentes pueden verse afectados por la pérdida de longitud de asiento al presentarse un evento sísmico fuerte.

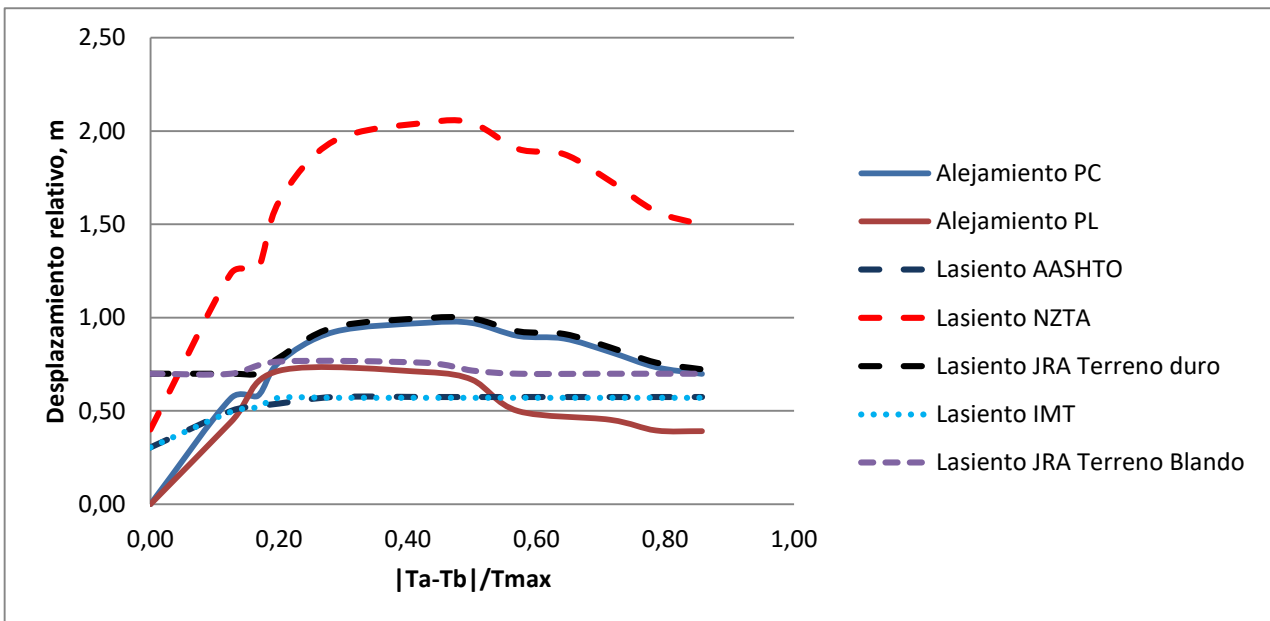


Figura 4.2. Muestra la longitud de asiento que se requiere con las diferentes normas

5. APLICACIÓN DE LOS ESPECTROS PARA EVALUAR EL EFECTO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN

Para utilizar los espectros de respuesta de alejamiento con un amortiguamiento del 5%, se proponen 3 diferentes métodos: método elástico, método equivalente y método no-lineal. Con estos métodos se diseñan los reductores de desplazamiento para evitar la pérdida de longitud de asiento y por ende el colapso de la superestructura o vigas.

a). El primer método es el elástico que es conservador y a continuación se describe:

1. En el caso de un puente existente, calcular el ancho del apoyo disponible (AAD) con las dimensiones reales de la estructura. En puentes nuevos, la longitud de asiento disponible se calcula con alguna de las ecuaciones de la 4-1 a la 4-4, y el AAD se obtiene como se muestra en la figura 5.1.
2. Se calcula el periodo de cada marco con un análisis modal y se entra al espectro de respuesta de alejamiento, en donde se obtiene el desplazamiento relativo máximo (Dependiendo de la zona de construcción del puente, elegir el espectro de respuesta correspondiente, figura 5.2).
3. Revisar si el desplazamiento relativo máximo es menor al ancho del apoyo disponible, si esto se cumple se coloca un número mínimo de reductores e ir al paso 3.1, pero si no se cumple esta condición ir al paso 4.
 - 3.1 Revisar el efecto del choque y utilizar las medidas necesarias para que las pilas no sufran un nivel de daño superior al esperado.
 - 3.2 Revisar si el efecto del choque no modifica la longitud de asiento de manera que se requiera un número mayor de reductores.
4. Entrar al espectro de respuesta de alejamiento tomando en cuenta la rigidez que aportan los reductores al desplazamiento relativo de los marcos.

Se presentan dos espectros con rigideces iguales a 3 y 2.5 veces la rigidez del marco más rígido (figura 5.3 o 5.4, ya sea suelo firme o suelo blando). A partir del desplazamiento relativo modificado se obtiene la rigidez necesaria tal que la longitud de apoyo disponible sea mayor al desplazamiento relativo máximo.

5. Ya obtenida una rigidez se obtiene el área necesaria con la ecuación 5-1 y se obtiene el número de reductores. Regresar al paso 3.1 para tomar las medidas necesarias del efecto del choque, tanto en el cortante en las pilas, como en la nueva longitud de asiento necesaria:

$$A_r = \frac{K_r * L_r}{E_r} \quad \text{(Ecuación 5-1)}$$

Donde:

A_r = es el área necesaria de los reductores

K_r = es la rigidez necesaria de los reductores

L_r = es la longitud del reductores

E_r = es el módulo de elasticidad del reductor

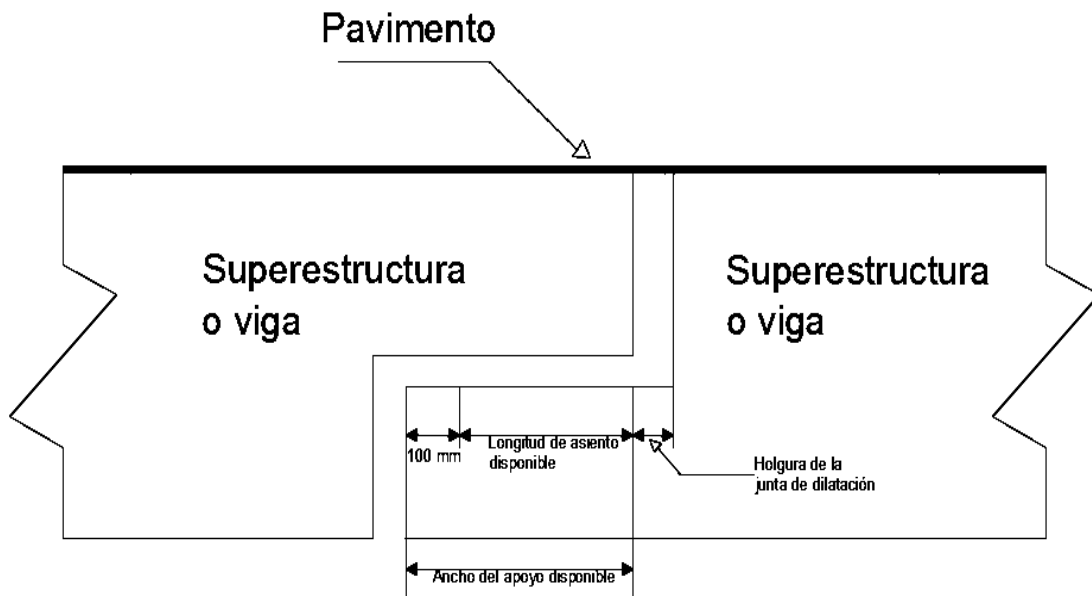


Figura 5.1. Ancho del apoyo disponible en una junta de dilatación intermedia

Espectros de respuesta de alejamiento

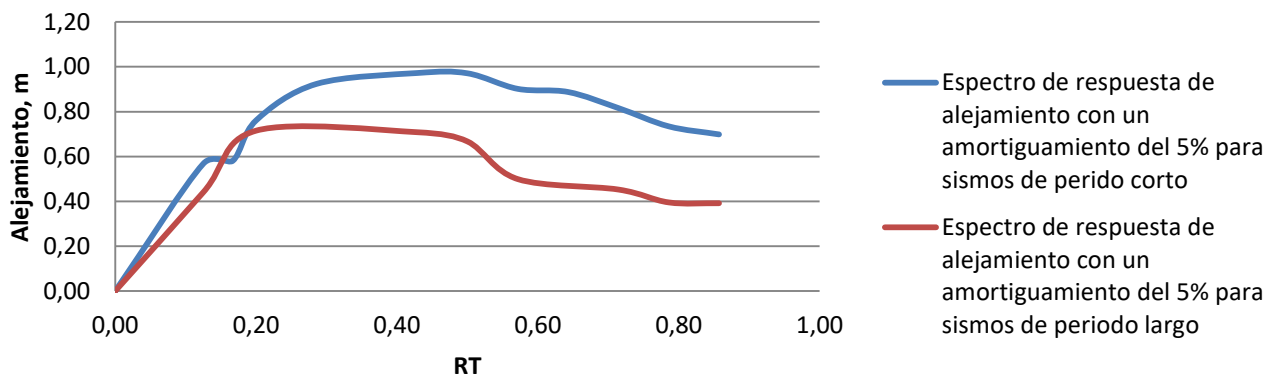


Figura 5.2. Espectros de respuesta de alejamiento

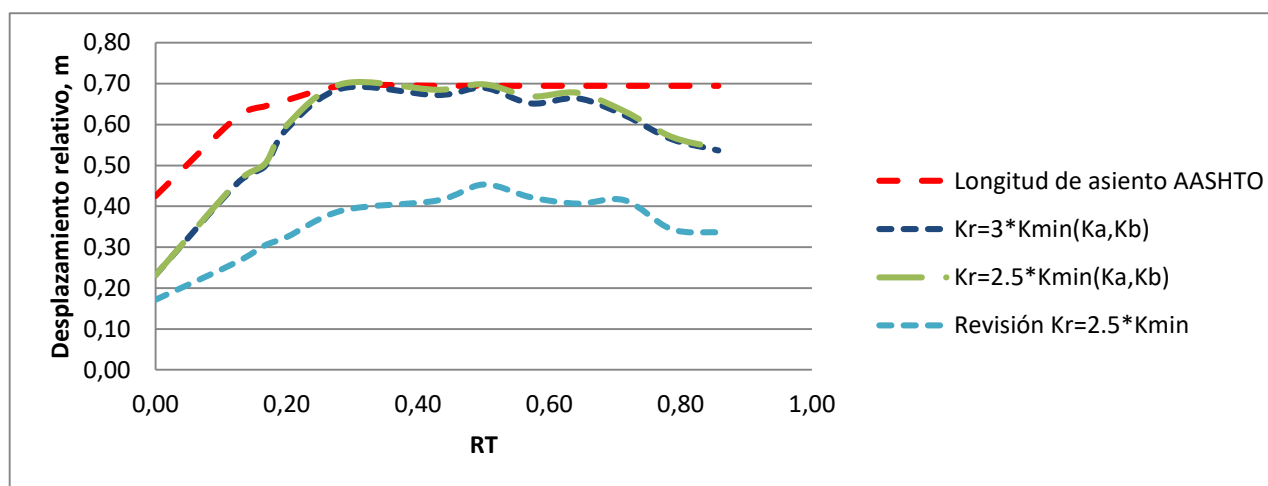


Figura 5.3. Espectros de respuesta de alejamiento para dos rigideces. Registros de periodo corto

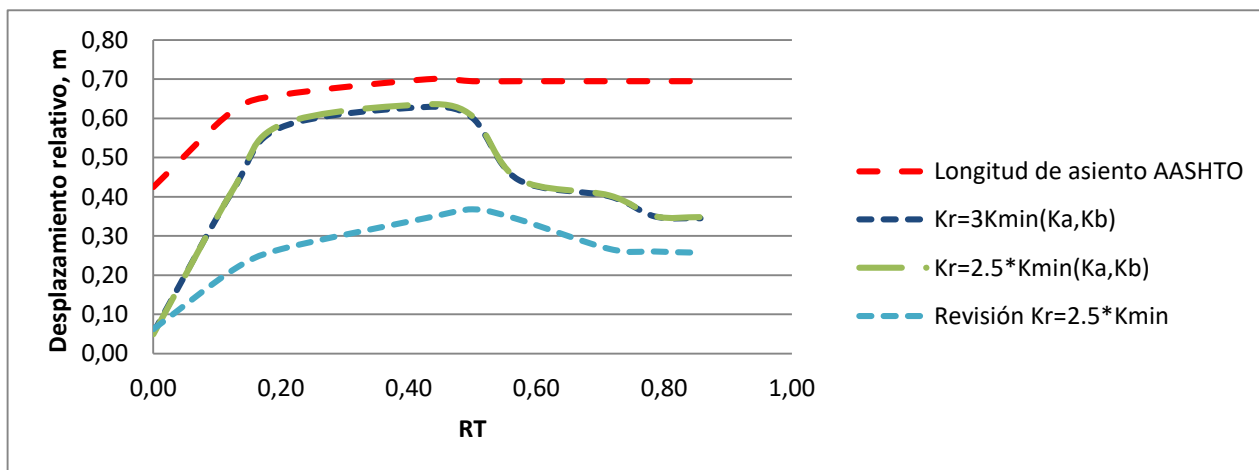


Figura 5.4. Espectros de respuesta de alejamiento para dos rigideces. Registros de periodo largo

En las figuras 5.3 y 5.4 se presenta una línea azul discontinua para revisión, es decir, si se requiere una revisión de un puente existente que no cumpla con la longitud de asiento que marcan las AASHTO y el IMT, debemos de proponer un diseño de reductores. De acuerdo con las figuras podemos observar que para una longitud de asiento de 15cm se presenta la pérdida de longitud de asiento para todos los valores de RT.

b). El segundo método de diseño que se presenta en este trabajo es el método equivalente, que toma en cuenta la no linealidad del puente, tanto en pilas como por la acción de los reductores. El procedimiento es similar al método elástico, el cambio se produce en el paso 5, cuando el puente requiere reductores de desplazamiento para limitar su desplazamiento relativo en la junta de dilatación y así evitar la pérdida de longitud de asiento y el colapso de la superestructura o viga. El procedimiento es el siguiente:

1. Calcular el ancho del apoyo disponible (AAD) como se muestra en la figura 5.1, la longitud de asiento disponible se calcula con alguna de las ecuaciones de la 4-1 a la 4-4.
2. Calcular el periodo de cada marco con un análisis modal y por medio del espectro de respuesta de alejamiento, se obtiene el desplazamiento relativo máximo (dependiendo de la zona de construcción del puente, elegir el espectro de respuesta correspondiente, figura 5.1).
3. Revisar si en desplazamiento relativo máximo es menor al ancho del apoyo disponible (AAD), si esto se cumple se coloca un número mínimo de reductores, pero si no se cumple esta condición ir al paso 4.
 - 3.1 Revisar el efecto del choque y utilizar las medidas necesarias para que las pilas no sufran un nivel de daño superior al esperado.
 - 3.2 Revisar si el efecto del choque no modifica la longitud de asiento de manera que se requiera un número mayor de reductores.

4. Elegir el daño objetivo (o ductilidad) que sufrirá el puente (al elegir este parámetro se tendrá que cumplir con lo reglamentado para darle la ductilidad elegida y que tenga el comportamiento esperado durante un evento sísmico fuerte); se calcula el amortiguamiento efectivo a partir del nivel de daño elegido con la ecuación 5-1, y el porcentaje de reducción (PR) del espectro de desplazamiento relativo con la ecuación 5-2.
5. Al obtener el PR se multiplica por el desplazamiento relativo ya obtenido del espectro de respuesta con un amortiguamiento del 5%.
6. Si el desplazamiento relativo es menor al ancho del apoyo disponible, colocar un número mínimo de reductores, si es mayor entrar al espectro de alejamiento para diferentes rigideces (figura 5.2 o 5.3, periodo corto y periodo largo, respectivamente) y elegir una rigidez que cumpla con la longitud de asiento que permite las normas y obtener el área y reductores de desplazamiento necesarios para limitar el desplazamiento relativo. Ir al paso 3.1 para tomar las medidas necesarias y así el diseño está completo.

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}}{\pi} \quad (5-1)$$

$$PR = \frac{1.5}{40\xi_{eff} + 1} + 0.5 \quad (5-2)$$

En la ecuación 5-1 ξ_{eff} es el amortiguamiento efectivo, μ es la ductilidad o daño objetivo, en la ecuación 5-2 PR es el porcentaje de reducción del espectro de acuerdo con el nivel de amortiguamiento.

c). El método no lineal consiste en realizar análisis no lineales en la historia del tiempo con la demanda sísmica correspondiente. Para análisis de plasticidad concentrada se tiene que definir la no linealidad del material de las pilas mediante los ciclos histeréticos que representen de una manera eficiente el comportamiento del material. El ciclo histerético Pivot, es particularmente adecuado para elementos de concreto reforzado y se basa en la observación de que la descarga y la carga inversa tienden a dirigirse hacia puntos específicos, llamados puntos de pivote, en el plano de acción-deformación. El uso más común de este modelo es para momento-rotación. Para describir la

envolvente del diagrama momento-curvatura que se muestra en la figura 5.5, se consideraron las características de la columna descrita en el capítulo 3.

Los parámetros que utiliza el modelo son (figura 5.6): α_1 y α_2 , representan la pendiente de las rectas de descarga positiva y negativa del ciclo con respecto al valor de fluencia, que van desde el punto con máxima carga aplicada del ciclo hasta cero. β_1 y β_2 representan la pendiente de las rectas que van de cero hasta la máxima carga positiva o negativa con respecto al valor de fluencia del elemento, para β_1 y β_2 se sugieren valores de 0 a 1. η representa la degradación de rigidez al aumentar el daño en la pila. Para este ciclo, la rigidez en la descarga disminuye a medida que los desplazamientos van aumentando. Además, podemos observar que los parámetros que controlan el adelgazamiento de los lazos de histéresis (pinching) son PP2 y PP4.

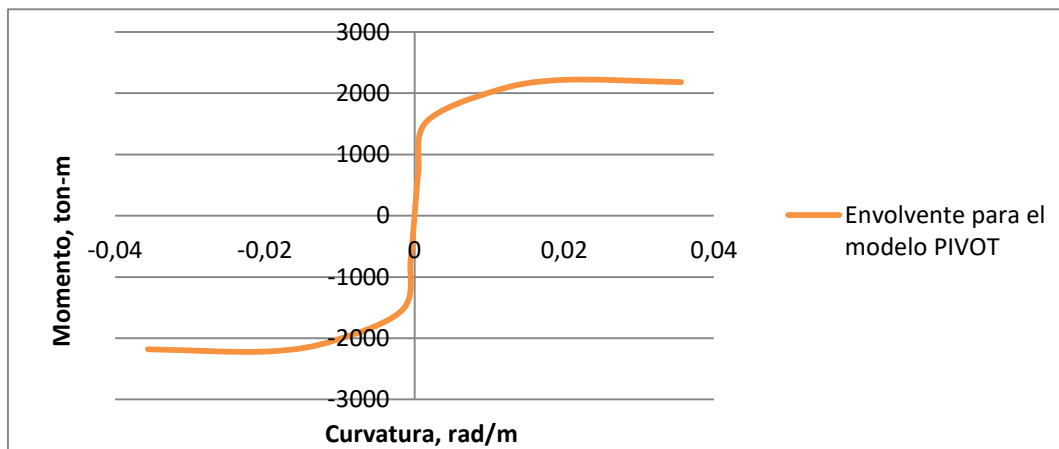


Figura 5.5. Envoltura para el modelo Pivot de las cinco columnas del puente

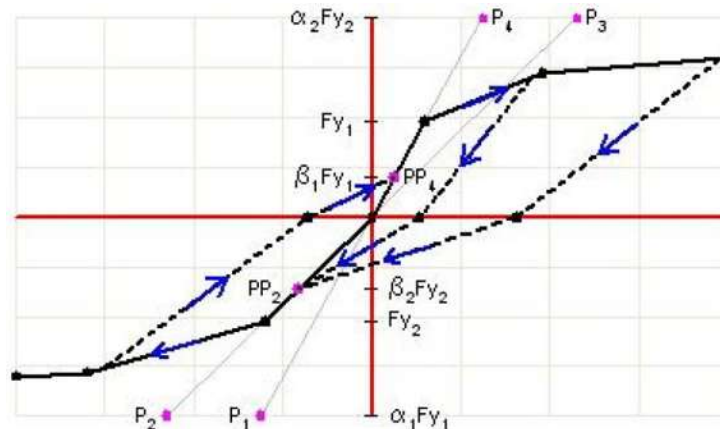


Figura 5.6. Modelo Pivot (SAP2000 v.20)

La figura 5.7, muestra que hay varias formas de modelar un comportamiento inelástico en los elementos estructurales, en nuestro caso las pilas (Deierlein, Reinhorn y Willford, 2010). Los modelos de plasticidad concentrada, el de articulación plástica y el de una articulación mediante un resorte no lineal, son los más simples de modelar pero muy efectivos para su aplicación práctica, con la limitación de que el comportamiento no lineal se restringe en los extremos. Los de plasticidad distribuida son modelos que pueden analizar el comportamiento inelástico en una cierta longitud o en toda la longitud del elemento. El caso, (c) es una zona de articulación con longitud finita, (d) es un elemento a base de fibras y el (e) es el elemento que discretiza en macro elementos y es de los modelos más complejos en los análisis computacionales.

Para llevar a cabo la modelación de este fenómeno, en este trabajo se toma en cuenta el tipo de elemento viga-columna con una articulación plástica, debido a la ventaja en la rapidez de los análisis no-lineales computacionales, donde la no linealidad del material se colocó en las pilas como se muestra en la figura 5.8.

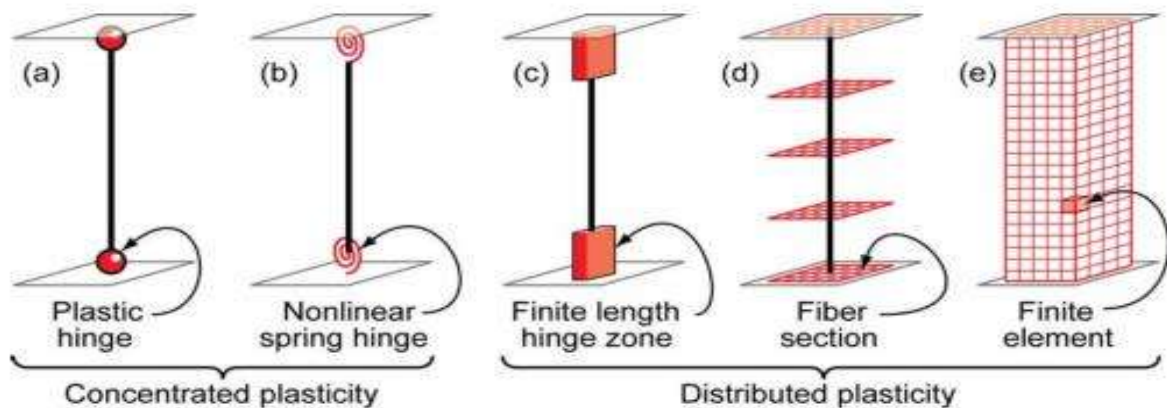


Figura 5.7. Modelos idealizados de elementos viga-columna (Deierlein, Reinhorn y Willford, 2010)

En la figura 5.9 muestra la zona donde se considera que la curvatura plástica es constante, considerando una longitud de articulación plástica L_p , más un porcentaje de la profundidad de la cimentación, L_{sp} , para dar la zona total de la curvatura plástica.

Para calcular la longitud de articulación plástica, L_p , de las pilas se tienen diferentes ecuaciones propuestas y son las siguientes:

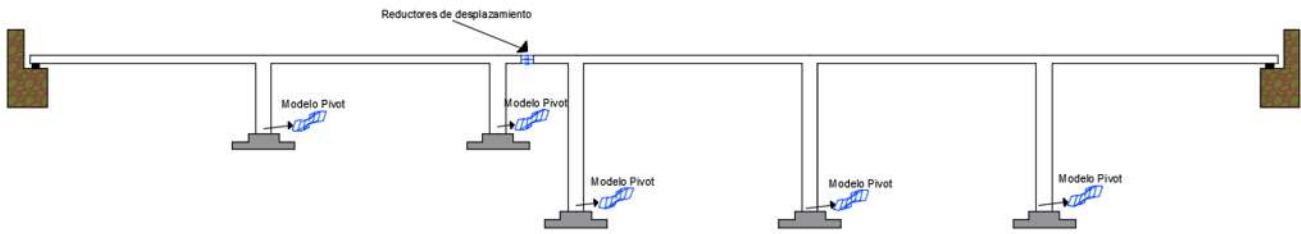


Figura 5.8. Muestra la colocación del modelo Pivot en las pilas de puente

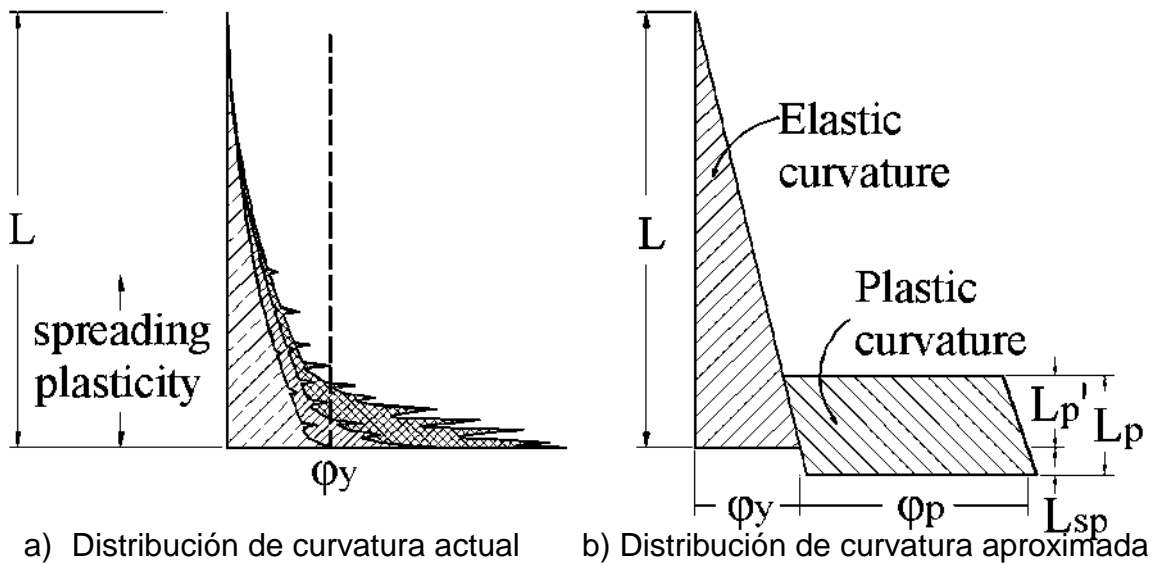


Figura 5.9. Zona de curvatura constante (Lauren, 2012)

- Priestley en 1996:

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * f_{ye} * db_l \geq 0.044 * f_{ye} * db_l \quad (5-3)$$

Donde:

L_p = es la longitud de articulación plástica en metros

L = es la longitud del elemento en metros

f_{ye} = es el esfuerzo de fluencia en MPa

db_l = es el diámetro de las varillas longitudinales en metros

- Federación Internacional del Concreto (FBI, 2004) de resultados experimentales:

$$L_p = 0.08 * L + \frac{1}{60} db * f_y \quad (5-4)$$

Donde:

L_p = es la longitud de articulación plástica en metros

L = es la longitud del elemento en metros

f_y = es el esfuerzo de fluencia en MPa

db = es el diámetro de las varillas longitudinales en metros

- Japan Road Association (JRA, 1996), que está en función del tipo de falla que se pueda presentar en el elemento, y dependiendo de la relación $\frac{M}{Vd}$ se obtiene la longitud de articulación plástica y el tipo de falla que se puede presentar (Figura 5.10).

Falla a flexión, si $\frac{M}{Vd} > 3$

Falla a flexión-cortante, si $\frac{M}{Vd} < 3$

Falla a cortante, si $\frac{M}{Vd} < 1$

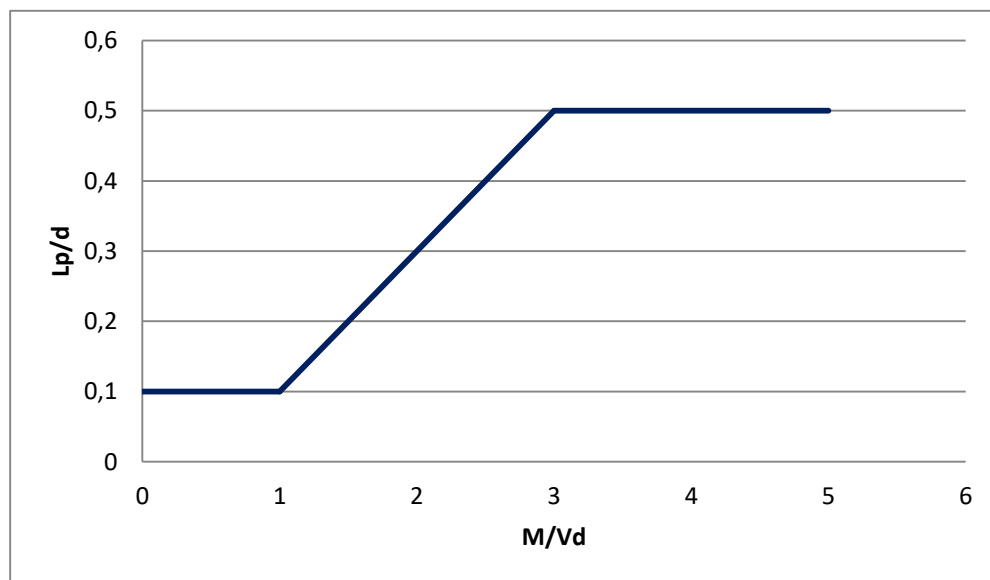


Figura 5.10. Obtención de la longitud de articulación plástica (JRA, 1996)

Para el cálculo de la longitud de articulación plástica de las pilas de los dos marcos se utilizó la ecuación 5-3 de Priestley y los valores se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Longitud de articulación plástica de las pilas del puente

| | H (m) | Lp, Priestley (m) |
|--------------|-------|-------------------|
| Pilas del Ma | 10 | 1.089 |
| Pilas del Mb | 20 | 1.9 |

El daño en las pilas se puede obtener mediante los índices de daño propuestos por Hose et al. (1997) y los estados límite para el control del nivel de daño propuestos por Kowalsky (2000).

- Los índices de daño propuestos por Hose et al. (1997), se basan en resultados experimentales de una columna equivalente a la que se utilizó en los modelos, de ahí su validez para representar los distintos niveles de daño. Los valores que se presentan en el reporte de Hose indican los valores de ductilidad de curvatura para agrietamiento, fluencia y pérdida del recubrimiento. En la tabla 5.2 se muestra el nivel de daño con sus respectivas deformaciones en el acero y concreto, así como la ductilidad de curvatura y el amortiguamiento viscoso equivalente. Se insiste en que los valores de ductilidad de curvatura y las deformaciones asociadas al nivel de daño fueron obtenidas de forma experimental por Hose et al. 1997.

Tabla 5.2. Índices de daño propuestos por Hose et al. 1997

| NIVEL DE DAÑO | e ACERO | e CONCRETO | DUCTILIDAD DE CURVATURA | AMORTIGUAMIENTO VISCOO EQUIVALENTE |
|---------------|---------|------------|-------------------------|------------------------------------|
| I | <0.005 | <0.0032 | <0.771 | <5% |
| II | 0.005 | 0.0032 | 0.771 | 5% |
| III | 0.019 | 0.01 | 2.77 | 11.90% |
| IV | 0.048 | 0.027 | 7 | 23.50% |
| V | 0.063 | 0.036 | 9.26 | 12.50% |

A continuación se describen los índices de daño:

I) Agrietamiento

Las deformaciones del acero o del concreto que se muestran en las columnas 2 y 3, corresponden al momento en que se empiezan a formar pequeñas grietas en el concreto. A este nivel de daño no es necesario que se realice ninguna reparación debido a que no se ve afectado el desempeño de la columna.

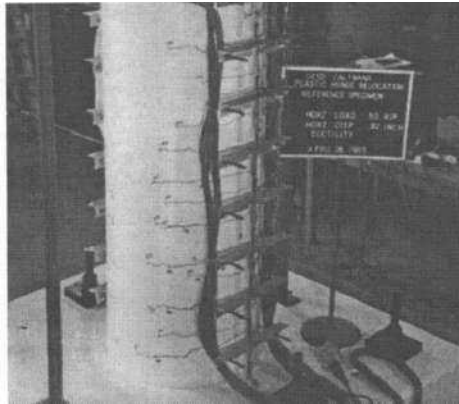


Figura 5.11. Agrietamiento (Hose et al., 1997)

II) Fluencia

El daño en la columna en el nivel II indica que las grietas continúan propagándose a lo largo de la columna siendo cada vez más visibles, en este nivel de daño, el acero comienza a trabajar en su intervalo inelástico, se considera como daño menor de la columna.

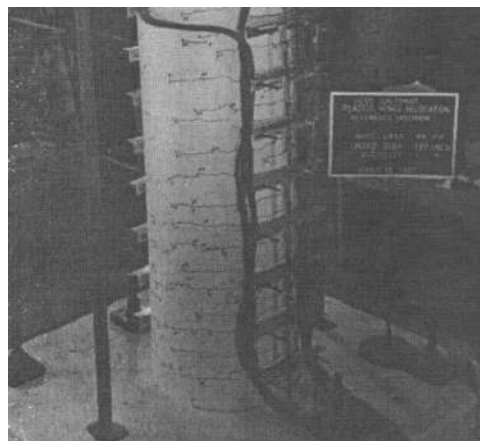


Figura 5.12. Fluencia (Hose et al., 1997)

III) Pérdida de recubrimiento

Una vez que la columna alcanza este nivel de daño, se observan un número importante de grietas abiertas en la columna, el recubrimiento de concreto comienza a desprenderse, y a partir de este punto comienza a formarse el mecanismo de articulación plástica. Para este nivel, se considera que el daño es moderado.

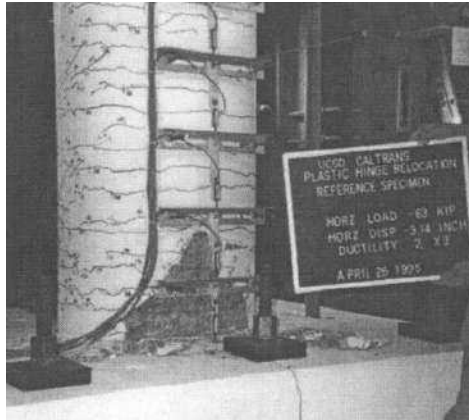


Figura 5.13. Pérdida de recubrimiento (Hose et al., 1997)

IV) Propagación de la pérdida del recubrimiento

El recubrimiento en la zona de la articulación plástica se va perdiendo cada vez más e incrementa el número de grietas, así como su espesor a todo lo largo de la columna de concreto. A partir de este punto el daño de la columna es crítico y es necesario tomar medidas para su reparación.

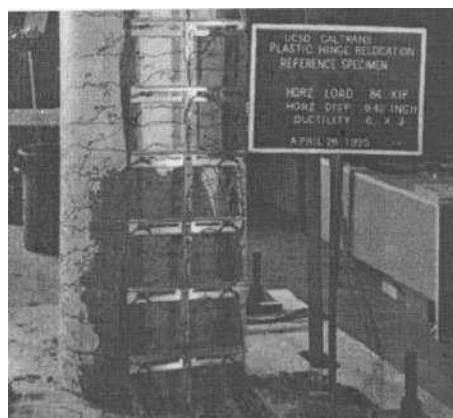


Figura 5.14. Propagación de la pérdida del recubrimiento (Hose et al., 1997)

V) Degradación de la resistencia

Una vez alcanzado estos valores en las deformaciones del concreto o del acero, se produce la falla local o el colapso de la estructura, según sea el caso. En este nivel el acero de refuerzo longitudinal ya se ha pandeado, las deformaciones en la columna son fácilmente observables e irreparables, por lo que es necesario sustituir el elemento afectado.

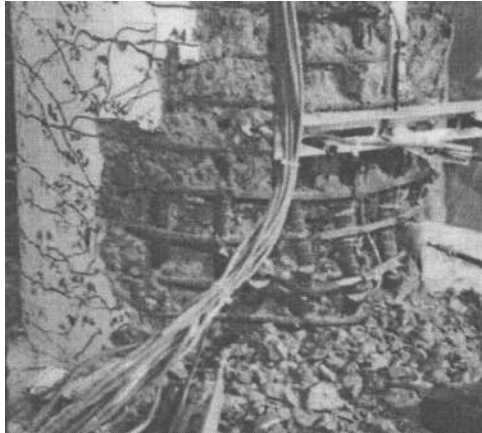


Figura 5.15. Degradación de la resistencia (Hose et al., 1997)

En la figura 5.16 se muestra el ciclo histerético resultante de la columna y a partir de ésta se determinaron las deformaciones correspondientes del acero y del concreto para cada nivel de daño. Este ciclo de histéresis corresponde a una columna circular con un porcentaje de acero longitudinal de 2.7% y de refuerzo transversal de 0.9% en la cual, la falla ocurrió debido a fatiga de pocos ciclos del acero longitudinal alcanzando una ductilidad de curvatura $\mu=8$.

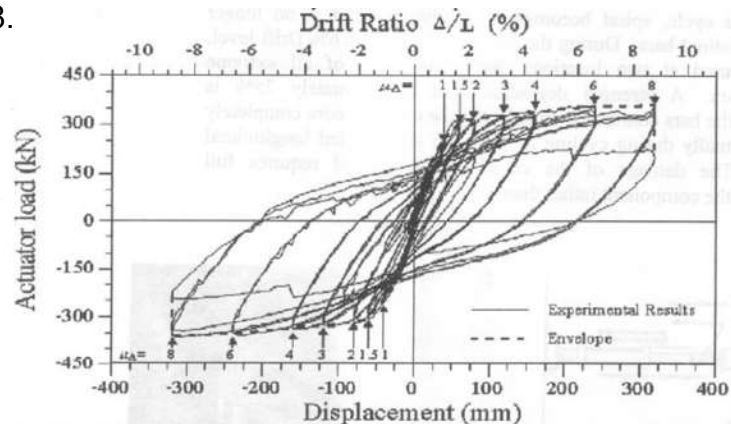


Figura 5.16. Ciclo histerético obtenido de la prueba experimental

- Los estados límite de nivel de control de daño propuestos por Kowalsky (2000) consideran dos estados límite, de servicio y el de control de daño, el estado límite de servicio permite que sea reparado el daño del elemento después de un sismo fuerte, el estado límite de control de daño implica que el daño provocado por el sismo en el elemento se pueda reparar.

Los estados límite están en función de las deformaciones del concreto y del acero como se muestra en la figura 5.17, que son los límites para obtener el control de daño del elemento que están asociados al análisis del diagrama momento-curvatura del elemento.

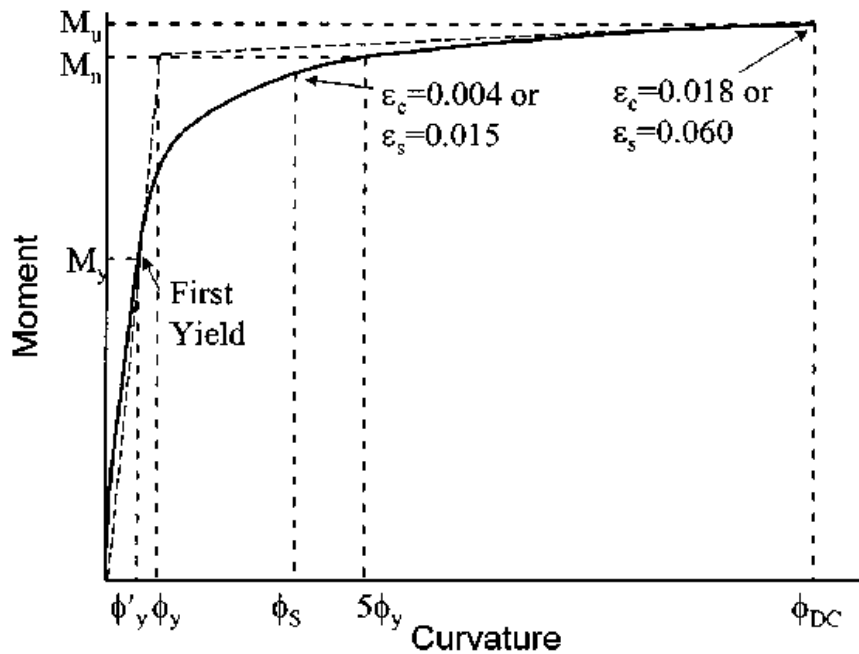


Figura 5.17. Muestra los estados límite de un análisis momento-curvatura (Kowalsky, 2000)

Para nuestro caso se utilizaron los límites propuestos por Hose et al., debido a que las pilas del puente utilizado en este trabajo son similares a las probadas dichos autores. Para obtener los niveles de daño asociados a las deformaciones del acero y del concreto con el diagrama del momento-curvatura, y observar el nivel de daño que sufren las pilas al presentarse un sismo fuerte, se realizaron análisis no lineales en la historia del tiempo para la demanda sísmica antes mencionada en el capítulo 3. Se hicieron los análisis, hasta que el choque en la junta de dilatación provocaba un incremento del cortante en la base de la pila superior a la

ductilidad estimada, y cuando el alejamiento en la junta de dilatación excedía la longitud de asiento disponible.

Las ductilidades de desplazamiento se obtuvieron de los ciclos histeréticos obtenidos en el SAP2000 (figura 5.18) y con la ecuación 5-5. En la figura 5.18 se muestra el ciclo histerético para la pila 2 del marco A, con el registro de CALES para una ductilidad de desplazamiento de 3. En la figura 5.19 se muestra un ciclo histerético para la pila 3 del marco B con el registro de CALES cuando se produce choque del 33% del desplazamiento relativo máximo, para una ductilidad de desplazamiento de 14. En la figura 5.20 se muestra el ciclo histerético para la pila 1 del marco A, cuando no se produce choque con el registro SCT1 8509, donde se observa que la pila no sufre daño.

$$\mu\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_f} \quad (\text{Ecuación 5-5})$$

Donde:

$\mu\Delta$ = es la ductilidad de desplazamiento

Δ_u = es el desplazamiento último

Δ_f = es el desplazamiento de fluencia

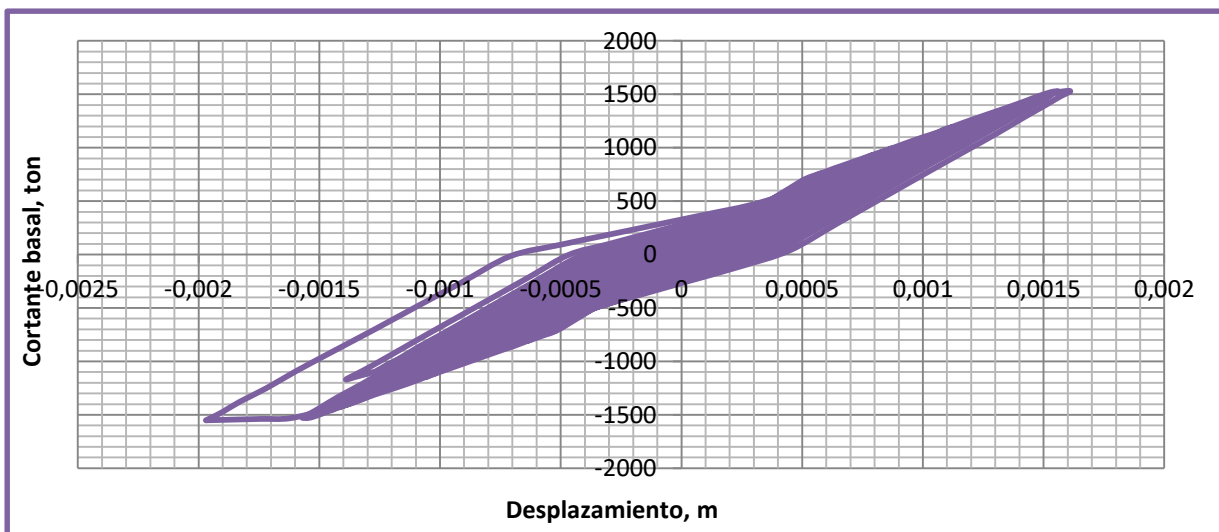


Figura 5.18. Muestra el ciclo histerético de la pila 2 del marco A cuando no se produce choque, con el registro de la UNION

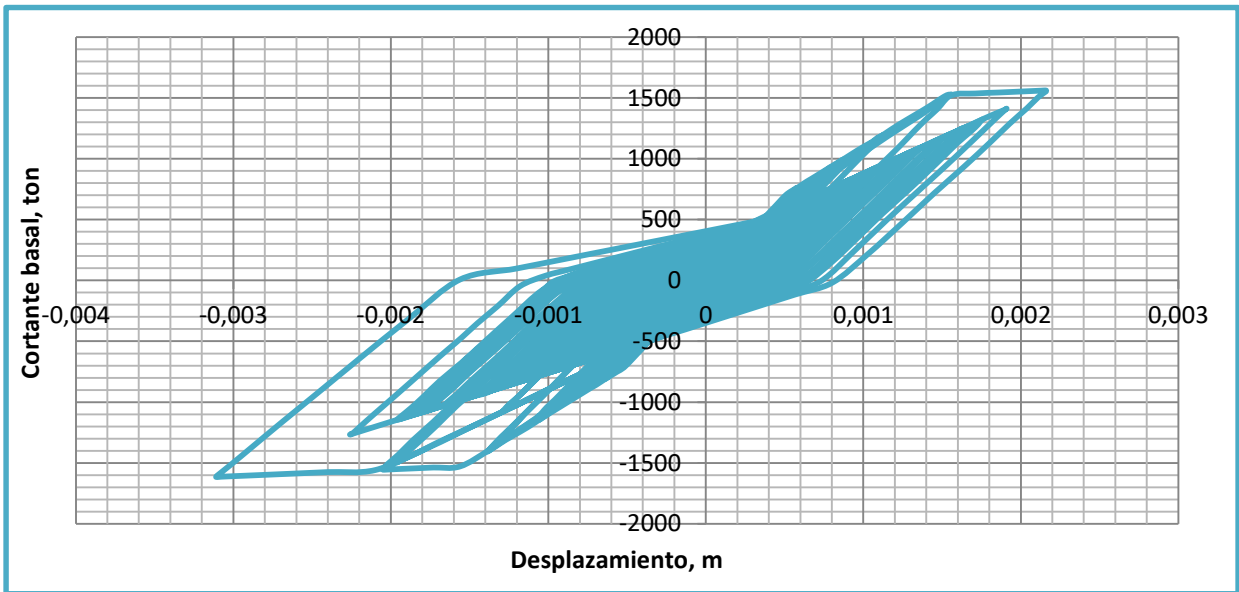


Figura 5.19. Muestra el ciclo histerético de la pila 3 del marco B cuando se produce choque del 33% de desplazamiento relativo máximo, con el registro de la UNION

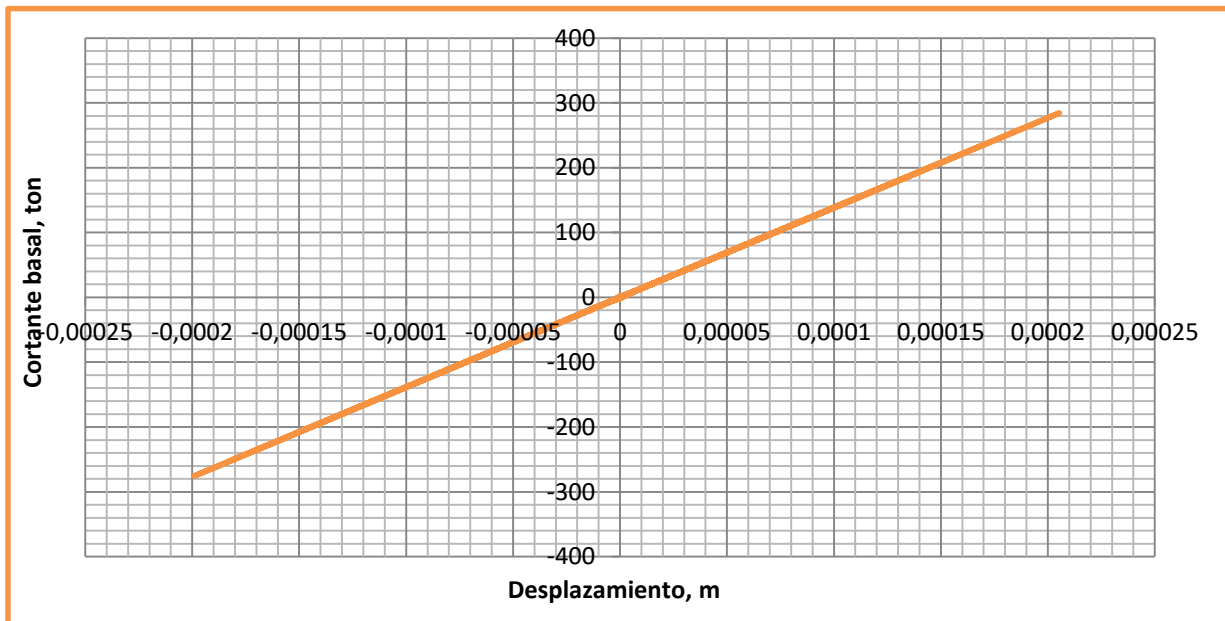


Figura 5.20. Muestra el ciclo histerético de la pila 1 del marco A cuando no se produce choque, con el registro SCT1 8509

Se obtuvieron las ductilidades de desplazamiento de las cinco pilas del puente, para cuando no se produce choque, cuando se utilizan juntas del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo (de alejamiento) y cuando se utilizan reductores. Se obtuvieron los ciclos histeréticos para diferentes tipos de periodos de los dos marcos, y de ahí se determinó la ductilidad de desplazamiento. En las tablas 5.3 a la 5.6 se muestran las ductilidades de desplazamiento para cada registro sísmico, cuando los marcos tienen un periodo T_a , de 0.5 segundos y T_b , de 1.5 segundos. Como observamos en la figura 3.41 y 3.42 el cortante mayor es cuando se produce choque con una relación de periodos, R_T , de 0.67 para sismos de periodo corto. En la tabla 5.3 se presentan las ductilidades de desplazamiento cuando no se produce choque para las pilas del marco A ($\mu\Delta 1$ y $\mu\Delta 2$) y del marco B ($\mu\Delta 3$, $\mu\Delta 4$ y $\mu\Delta 5$). Podemos observar que para las pilas del marco A con los registros de periodo largo no hay daño y las pilas del marco B tienen daño para todos los sismos, presentando ductilidades de desplazamiento de hasta 41 y 26 para sismos de periodo largo y periodo corto, respectivamente; en la tabla 5.4 y 5.5 se muestran las ductilidades de desplazamiento para las pilas de los dos marcos, cuando se dejan juntas del 33% y 67% de desplazamiento relativo máximo (alejamiento), donde podemos observar que cuando se produce el choque con un 67% de separación las ductilidades se incrementan para la mayoría de los registros, por ejemplo para el registro de CALES y para la pila 1, de 4 a 7. En la tabla 5.6 se muestran las ductilidades de desplazamiento con reductores, donde podemos observar que las ductilidades son las mismas que las de la tabla 5.3, es decir, en este caso, los reductores evitan la pérdida de asiento y no se incrementa la demanda sobre las pilas. En las tablas podemos observar que las pilas del marco B tienen mayor demanda de ductilidad y por ende mayor daño y llegan al colapso de la estructura, y de acuerdo a Hose et al. El nivel de daño es, V, degradación de resistencia.

Tabla 5.3. Ductilidades de desplazamiento de las pilas sin choque

| Ta=0.5 seg y Tb=1.5 seg SIN CHOQUE | | | | | | |
|------------------------------------|------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| REGISTROS | | PILAS | | | | |
| | | $\mu\Delta 1$ | $\mu\Delta 2$ | $\mu\Delta 3$ | $\mu\Delta 4$ | $\mu\Delta 5$ |
| REGISTROS DE PERIODO CORTO | CALES | 3 | 3 | 13 | 13 | 13 |
| | CENTRONS | 5 | 3 | 6 | 6 | 6 |
| | KOBETNS | 5 | 5 | 24 | 26 | 26 |
| | MANZANILLO | 2 | 17 | 21 | 11 | 19 |
| | UNION | 5 | 4 | 7 | 7 | 7 |
| | ATYC | 3 | 2 | 4 | 4 | 4 |
| | AZIH | 4 | 3 | 14 | 14 | 14 |
| | COPL | 3 | 3 | 25 | 25 | 25 |
| | CHFL | 4 | 3 | 8 | 8 | 8 |
| | JAMI | 2 | 1 | 6 | 6 | 6 |
| REGISTROS DE PERIODO LARGO | CDAF | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 5 | 5 | 5 |
| | CDAO | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 32 | 19 | 19 |
| | CLON | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 3 | 4 | 4 |
| | JPSK | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 13 | 11 | 11 |
| | POMP | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 38 | 18 | 19 |
| | PMOS | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 41 | 23 | 24 |
| | SCT1 0301 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 4 | 3 | 3 |
| | SCT1 8509 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 3 | 27 | 27 |
| SCT2 1203 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 19 | 16 | 16 | |
| SCT2 1404 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 28 | 20 | 20 | |

Tabla 5.4. Ductilidades de desplazamiento de las pilas con juntas del 33% del desplazamiento relativo máximo

| Ta=0.5 seg y Tb=1.5 seg CON CHOQUE 33% | | | | | | |
|----------------------------------------|------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| REGISTROS | | PILAS | | | | |
| | | $\mu\Delta 1$ | $\mu\Delta 2$ | $\mu\Delta 3$ | $\mu\Delta 4$ | $\mu\Delta 5$ |
| REGISTROS DE PERIODO CORTO | CALES | 4 | 4 | 14 | 14 | 14 |
| | CENTRONS | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| | KOBETNS | 8 | 7 | 12 | 12 | 12 |
| | MANZANILLO | 5 | 40 | 20 | 10 | 18 |
| | UNION | 5 | 4 | 8 | 9 | 8 |
| | ATYC | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | AZIH | 10 | 8 | 14 | 14 | 14 |
| | COPL | 14 | 12 | 22 | 22 | 22 |
| | CHFL | 5 | 4 | 6 | 6 | 6 |
| | JAMI | 2 | 2 | 5 | 5 | 5 |
| REGISTROS DE PERIODO LARGO | CDAF | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 4 | 4 | 3 |
| | CDAO | 2 | 1 | 17 | 10 | 10 |
| | CLON | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 |

| | | | | | | |
|--------------|------------------|---|---|----|----|----|
| LARGO | JPSK | 2 | 1 | 9 | 8 | 8 |
| | POMP | 2 | 2 | 20 | 9 | 10 |
| | PMOS | 2 | 2 | 22 | 12 | 13 |
| | SCT1 0301 | 2 | 1 | 2 | 2 | 2 |
| | SCT1 8509 | 1 | 1 | 2 | 18 | 18 |
| | SCT2 1203 | 2 | 1 | 12 | 10 | 10 |
| | SCT2 1404 | 3 | 2 | 17 | 11 | 11 |

Tabla 5.5. Ductilidades de desplazamiento de las pilas con juntas del 67% del desplazamiento relativo máximo

| | | Ta=0.5 seg y Tb=1.5 seg CON CHOQUE 67% | | | | |
|----------------------------|-------------------|-----------------------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| REGISTROS | | PILAS | | | | |
| | | $\mu\Delta 1$ | $\mu\Delta 2$ | $\mu\Delta 3$ | $\mu\Delta 4$ | $\mu\Delta 5$ |
| REGISTROS DE PERIODO CORTO | CALES | 7 | 6 | 14 | 14 | 14 |
| | CENTRONS | 5 | 3 | 5 | 5 | 5 |
| | KOBETNS | 10 | 9 | 16 | 17 | 17 |
| | MANZANILLO | 3 | 24 | 20 | 10 | 19 |
| | UNION | 5 | 5 | 8 | 8 | 8 |
| | ATYC | 3 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| | AZIH | 5 | 4 | 13 | 14 | 14 |
| | COPL | 12 | 10 | 22 | 22 | 22 |
| | CHFL | 3 | 3 | 7 | 7 | 7 |
| | JAMI | 2 | 1 | 6 | 6 | 6 |
| REGISTROS DE PERIODO LARGO | CDAF | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 4 | 4 | 4 |
| | CDAO | 1 | SIN DAÑO | 27 | 16 | 16 |
| | CLON | 1 | SIN DAÑO | 3 | 4 | 4 |
| | JPSK | 1 | 1 | 10 | 9 | 9 |
| | POMP | 1 | 5 | 31 | 15 | 15 |
| | PMOS | 1 | 1 | 37 | 20 | 21 |
| | SCT1 0301 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 3 | 3 | 3 |
| | SCT1 8509 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 3 | 27 | 27 |
| SCT2 1203 | 2 | 2 | 18 | 15 | 16 | |
| SCT2 1404 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 28 | 20 | 20 | |

Tabla 5.6. Ductilidades de desplazamiento de las pilas con reductores

| | | Ta=0.5 seg y Tb=1.5 seg CON REDUCTORES | | | | |
|----------------------------|-------------------|-----------------------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| REGISTROS | | PILAS | | | | |
| | | $\mu\Delta 1$ | $\mu\Delta 2$ | $\mu\Delta 3$ | $\mu\Delta 4$ | $\mu\Delta 5$ |
| REGISTROS DE PERIODO CORTO | CALES | 3 | 3 | 13 | 13 | 13 |
| | CENTRONS | 5 | 3 | 6 | 6 | 6 |
| | KOBETNS | 5 | 5 | 24 | 26 | 26 |
| | MANZANILLO | 2 | 17 | 21 | 11 | 19 |
| | UNION | 5 | 4 | 7 | 7 | 7 |
| | ATYC | 3 | 2 | 4 | 4 | 4 |

| | | | | | | |
|-------------------------------------|-----------|----------|----------|----|----|----|
| REGISTROS DE PERIODO LARGO | AZIH | 4 | 3 | 14 | 14 | 14 |
| | COPL | 3 | 3 | 25 | 25 | 25 |
| | CHFL | 4 | 3 | 8 | 8 | 8 |
| | JAMI | 2 | 1 | 6 | 6 | 6 |
| | CDAF | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 5 | 5 | 5 |
| | CDAO | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 32 | 19 | 19 |
| | CLON | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 3 | 4 | 4 |
| | JPSK | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 13 | 11 | 11 |
| | POMP | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 38 | 18 | 19 |
| | PMOS | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 41 | 23 | 24 |
| | SCT1 0301 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 4 | 3 | 3 |
| | SCT1 8509 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 3 | 27 | 27 |
| | SCT2 1203 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 19 | 16 | 16 |
| | SCT2 1404 | SIN DAÑO | SIN DAÑO | 28 | 20 | 20 |

Se obtuvieron las ductilidades de desplazamiento de las pilas de los dos marcos, pero para el caso en que el alejamiento de los dos marcos en la junta es importante, como sucede en las envolventes de alejamiento de la figura 3.22, para un RT de 0.3 ($T_a = 2.5$ segundos y $T_b = 1.75$ segundos), en la que se observa un desplazamiento relativo máximo de 0.98 y 0.67 para periodo corto y periodo largo, respectivamente. Las de ductilidades de desplazamiento son mayores a las mostradas en las tablas 5.3 a la 5.6. Para obtener el tipo de nivel de daño propuestos por Hose et al. se convirtió la ductilidad de desplazamiento a ductilidad de curvatura con la ecuación 5-6 propuesta por Young et al.

$$\mu\Delta = 1 + 3(\mu\phi - 1) \frac{L_p}{L} (1 - 0.5 \frac{L_p}{L}) \quad (\text{Ecuación 5-6})$$

En la ecuación 5-6, $\mu\Delta$ es la ductilidad de desplazamiento, $\mu\phi$ es la ductilidad de curvatura, L_p es la longitud de articulación plástica que se puede obtener con la ecuación propuesta por Priestley, FBI o con el procedimiento de JRA, y L es la longitud del elemento estructural.

Una vez hecha la conversión de ductilidades, se obtiene el nivel de daño para cada una de las cinco pilas y para los diferentes registros sísmicos. En las figuras 5.21 y 5.22, donde en el eje de las abscisas los registros sísmicos y en el eje de las ordenadas el nivel de daño que se produce en las pilas de los marcos. En la figura 5.21 se muestra el nivel de daño para la pila más desfavorable del marco A,

cuando se consideran diferentes características en la junta de dilatación; la línea roja es cuando la junta de dilatación se encuentra sin fricción, sin interacción entre los marcos y sin reductores; la línea azul muestra el nivel de para cuando la junta de dilatación tiene una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo; y la línea verde muestra el nivel de daño en la pila cuando se coloca una junta de dilatación con una separación del 67% del desplazamiento relativo máximo. Se puede observar que para sismos de periodo largo, no se produce daño en la pila, si no hay interacción entre los marcos. Al producirse el contacto en la junta de dilatación se produce el choque y la pila alcanza niveles de daño de II, III y IV. Para sismos de periodo corto la pila del marco A tiene niveles de daño altos llegando al colapso de la estructura, incluso cuando no se produce el choque.

En la figura 5.22 muestra las mismas características de la junta de dilatación que en la figura 5.21 pero para la pila más desfavorable del marco B, donde se observa que el nivel de daño de esta pila es el colapso, incluso cuando no se produce el choque para la mayoría de los registros sísmicos.

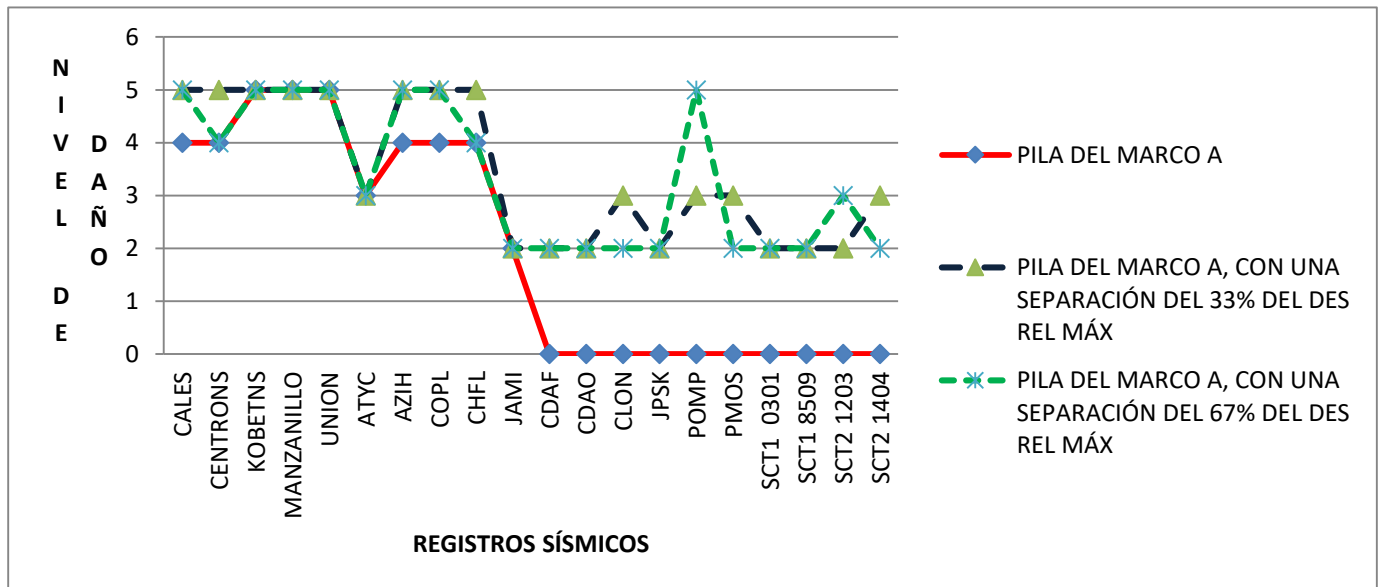


Figura 5.21. Niveles de daño en la pila más desfavorable del marco A con un $T_A=0.5$ seg, y diferentes características en la junta

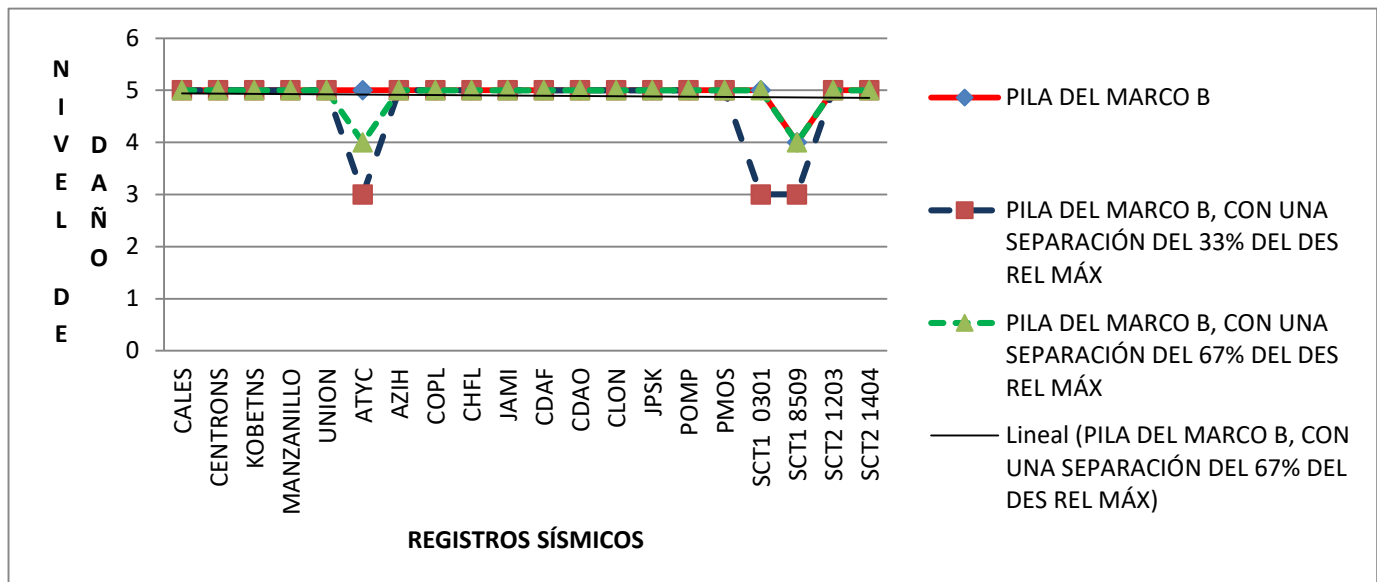


Figura 5.22. Niveles de daño en la pila más desfavorable del marco B con un $T_B=1.5$ seg, y diferentes características en la junta

El procedimiento del método inelástico determina el nivel de daño que tendrán las pilas al presentarse un evento sísmico fuerte, y así conocemos directamente el nivel de daño que tendrán las pilas. Para concluir, el método inelástico nos muestra que para ciertos de RT, las pilas no sufren daño. Por ejemplo para sismos de periodo largo el daño en las pilas del marco A es mayor cuando no se produce el choque. Para sismos de periodo corto la ductilidad es mayor para RT mayores a 0.3, y con una separación del 67% la ductilidad se incrementa un 20% para RT mayores a 0.60. El marco B, para RT de 0.3 con una separación del 33%, su ductilidad es de nivel V, lo que representa colapso para la estructura al verse sometidos a sismos de periodo corto y para sismos de periodo corto no tendrían daño las pilas del marco B, y para una separación del 67% del desplazamiento relativo máximo cuando se produce el choque la ductilidad se incrementa hasta tres veces para sismos de periodo largo.

5.1 EJEMPLOS DE DISEÑO DE REDUCTORES

A continuación se presenta un ejemplo de diseño de reductores de desplazamiento para cada. El ejemplo 1 es del método elástico, el ejemplo 2 del método equivalente y el ejemplo 3 del método no lineal.

- **Ejemplo 1.** Calcular el número y tamaño de reductores de desplazamiento tipo cable para un puente que consta de dos marcos con una junta de dilatación intermedia (ver la figura 5.8), el marco A, tiene dos claros de 30m y el marco B consta de tres claros de 30m cada uno. La superestructura y el armado de la pila y la sección transversal se presentan en la figura 5.23. La altura de la pila del marco A y del marco B es 10 y 20m, respectivamente; los apoyos en las pilas son monolíticos. Utilizar un esfuerzo de fluencia del reductor, f_y , de 12140 kg/cm²; módulo de elasticidad del reductor, E , de 690000 kg/cm². La longitud de los reductores es de 1.3 m, considerar un porcentaje de amortiguamiento del 5%. El puente será construido en la Ciudad de Lázaro Cárdenas.

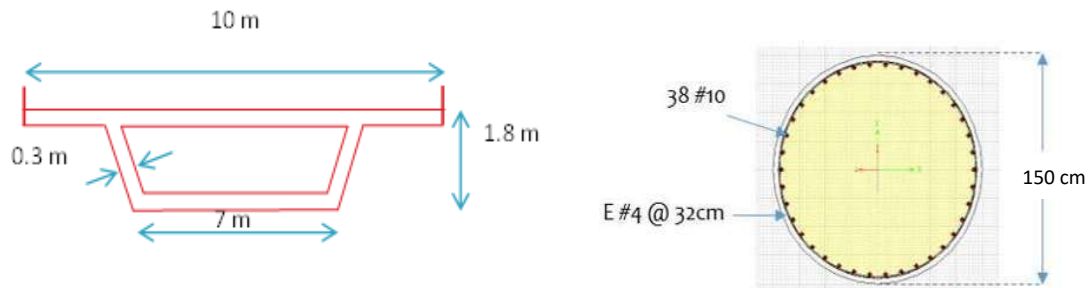


Figura 5.23. Sección transversal de la superestructura y de las pilas

Paso 1. Calcular el ancho del apoyo disponible en la junta de dilatación.

La longitud de asiento se calculó con la ecuación 4-1, dando como resultado de 58 cm, sumando los 10 cms que se dejan por seguridad, dando un total de 78 cm del ancho del apoyo disponible.

Paso 2. Calcular el periodo correspondiente a cada marco

De las características del puente se realizó un análisis modal para determinar los modos longitudinales con sus respectivos periodos de vibrar, resultando un periodo $T_A = 1$ seg y $T_B = 2.5$ seg. Una vez calculado los periodos de vibrar del puente obtenemos RT y entramos al espectro de alejamiento de la figura 5.2 tomamos el espectro de sismos de periodo corto y obtenemos un desplazamiento relativo máximo de 88 cm.

Paso 3. Se revisa si el desplazamiento relativo máximo es menor a AAD.

Como el desplazamiento relativo máximo es de 88 cm y ADD es de 78 cm, se requieren la colocación de reductores de desplazamiento.

Paso 4. Obtener la rigidez necesaria para evitar la pérdida de longitud de asiento del espectro.

Como RT es 0.6 se entra al espectro de respuesta para sismos de periodo corto y obtenemos una rigidez necesaria para que cumpla con las normas AASHTO, como al calcular los periodos del marcos, se obtiene la rigidez de cada marco siendo para el marco A una rigidez, K_a , de 124967.8 kg/cm y para el marco B, K_b , es de 15621.0 kg/cm, de los espectros de rigideces se toma la de la línea verde siendo $K_r = 2.5 K_{min}(K_a, K_b)$, la rigidez mínima es la del marco B. Teniendo una rigidez de 3905.24 ton/m, que es la adecuada para evitar la pérdida de longitud de asiento.

Paso 5. Se calcula el número y tamaño de reductores.

Para obtener el área necesaria se utiliza la fórmula de la rigidez axial para los reductores, obteniendo un área de 7.35 cm² y utilizando reductores cable de 19 mm con un área de 1.43 cm², 6 reductores (se divide el área necesaria entre el área del reductor propuesto).

- **Ejemplo 2.** Tomando en cuenta los datos del puente del ejemplo 1, calcular el diseño de reductores necesarios para evitar la pérdida de longitud de asiento en la junta de dilatación, el diseñador considerará una ductilidad objetivo.

Paso 1. Este procedimiento ya se obtuvo en el ejemplo 1, dando como resultado de AAD de 78 cms.

Paso 2. El periodo de los marcos se obtuvo en el ejemplo 1, teniendo $T_A= 1$ seg y $T_B= 2.5$ seg con un desplazamiento relativo máximo de 88 cm.

Paso 3. Se revisa si el desplazamiento relativo máximo es menor a AAD.

Como el desplazamiento relativo máximo es de 88 cm y ADD es de 78 cm, se requieren la colocación de reductores de desplazamiento.

Paso 4. Elegir el daño o ductilidad de desplazamiento objetivo.

En este paso es muy importante ya que depende del nivel de detalle del armado de las pilas para darles la ductilidad esperada y cumplir con la normativa vigente, para nuestro caso elegiremos una ductilidad objetivo de 4, calculando el amortiguamiento efectivo de 0.19, y el porcentaje de reducción de 0.68.

Paso 5. Obtener el desplazamiento relativo efectivo

Ya calculado el porcentaje de reducción se reduce el desplazamiento relativo máximo obtenido del espectro de respuesta de alejamiento dando como resultado de 59.7 cm.

Paso 6. Revisa si el AAD es mayor al desplazamiento relativo máximo

Como el desplazamiento relativo máximo es de 59.7 cm y el AAD es de 78 cm, se cumple esta condición donde se requieren un número mínimo de reductores y tomar las medidas necesarias del efecto del choque.

- **Ejemplo 3.** Tomando en cuenta los datos del puente del ejemplo 1, y utilizando un número mínimo de reductores que se obtuvieron en el ejemplo 2, obtener el nivel de daño propuestos por Hosc de las pilas de cada marco tomando en cuenta el efecto del choque para un 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo de la junta.

Paso 1. Como en el ejemplo 2, obtuvimos que el ancho del apoyo disponible es mayor al desplazamiento relativo máximo, aceptando un daño en las pilas con una ductilidad de 4.

Paso 2. Como los periodos de cada marco se obtuvieron en el ejemplo 1, teniendo un RT de 0.6, se obtuvieron las ductilidades de curvatura de cada pila de los marcos dando como resultado que para la pila más desfavorable del marco A, el

daño es 1.88 veces más de la ductilidad cuando no se produce el choque que es de 4.24 con una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo para sismos de periodo corto.

Paso 3. De acuerdo con la ductilidad calculada para la pila más desfavorable es la del marco A el nivel de daño de Hose es de V (Degradación de resistencia), que es tomando el efecto del choque llegando al colapso del puente.

6. CONCLUSIONES

El principal problema de los puentes debido a un sismo es la pérdida de longitud de asiento que puede provocar el colapso de la superestructura, lo cual se ha observado en México y en todo el mundo. Esto se debe a que los puentes se conforman por marcos que tienen diferentes características dinámicas y al estar sometidos a un sismo tienen desplazamientos relativos grandes. Se han propuesto reductores de desplazamiento para evitar la pérdida de longitud de asiento. Los métodos más conocidos para su diseño son los siguientes: el de las AASHTO, el de Caltrans, el W/2, el método propuesto en FHWA, entre otros. Estos métodos tienen como objetivo limitar el desplazamiento relativo en la junta de dilatación y evitar el colapso de la superestructura, principalmente. Los tipos de reductores que se utilizan con mayor frecuencia son: el tipo cable, barras de alta resistencia y “bumper blocks”.

En este trabajo se construyeron espectros de respuesta de desplazamiento relativo de alejamiento y acercamiento de los marcos que coinciden en una junta de dilatación intermedia. Se utilizaron diez registros de periodo corto y diez registros de periodo largo. Inicialmente se grafican espectros en 3D y posteriormente se presentan las envolventes de los 20 registros sísmicos, para amortiguamientos del 2, 5 y 7%. Los espectros son elásticos pues no consideran daño en las pilas, ni interacción entre los marcos.

Se colocaron dos porcentajes de separación de la junta de dilatación del desplazamiento relativo máximo que resultó al analizar el puente sin considerar el choque. Con estas separaciones se produce el impacto entre los marcos y se evaluaron los desplazamientos en el extremo de la junta de dilatación, el cortante en la base de la pila, la fuerza axial en la junta, la frecuencia del golpeteo y el desplazamiento relativo en la junta.

Al producirse el impacto entre los marcos se observaron los siguientes comportamientos:

- a). Los desplazamientos en el extremo de la junta se incrementan al producirse el choque, en especial con una separación del 67% del desplazamiento relativo máximo.
- b). La fuerza cortante en las pilas de los marcos se incrementan en forma notable. En el marco más rígido, con una separación del 33%. Con sismos de periodo corto, el cortante basal se incrementa hasta 3 veces y con sismos de periodo largo se incrementa hasta 2 veces cuando la separación es del 67%.
- c). El número de golpes en la junta es mayor con una separación del 33% del desplazamiento relativo máximo y la fuerza axial en la junta es mayor con una separación del 67%.
- d). El desplazamiento relativo de alejamiento se incrementa al producirse el choque, cuando RT 0.18 y una separación del 67%, y para RT 0.4 con una separación del 33%, si los sismos son de periodo corto.
- e). Las envolventes de desplazamiento relativo máximo de alejamiento se utilizaron para revisar la longitud de asiento y compararla con las que proponen distintas normas. La norma de Nueva Zelanda proporciona longitudes de asiento mayores y cumple las condiciones de los casos estudiados. La norma de México (IMT) y las AASHTO, especifica longitudes menores que no cumplen los casos de estudios si $RT > 0.1$ para sismos de periodo corto, y para $RT > 0.14$.
- f). El diseño de los reductores se determinó con los espectros de respuesta de desplazamiento relativo de alejamiento para determinar la rigidez necesaria para limitar el desplazamiento relativo y obtener un diseño conservador aplicando método elástico.

Con el método equivalente se requiere un número mínimo de reductores para el mismo modelo, en donde se acepta que las pilas tengan un daño correspondiente a una ductilidad de 4.0.

Para el caso del método inelástico se toma en cuenta el efecto del choque con las separaciones en la junta del 33 y 67% del desplazamiento relativo máximo. Se observa que para sismos de periodo corto y con una separación del 33%, el daño en el marco más flexible se incrementa al producirse el choque para RT de 0.3 y 0.8. En el marco más rígido se incrementa el daño para RT mayores a 0.3 con una

separación del 33%. Para sismos de periodo largo el daño es mayor cuando no se produce choque, es decir, se reduce el cortante basal debido al impacto.

Al considerar el efecto del choque, se puede incrementar la fuerza cortante cuando ocurra un evento sísmico fuerte y el daño puede incrementarse de manera considerable.

7. BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (2007), “**Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design**”, Washington, D.C.

Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, (1999), **Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México.**

Buckle I., Friedland I., Mander J., Martin G., Nutt R., Power M., (2006), “**Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures**”.

Caltrans (2015), “**Bridge Design Specification Manual**”, California Department on Transportation, February 2015.

CFE, Comisión Federal de Electricidad. (2016) PRODISIS versión v4.1, “**Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por sismo**”. Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Changfeng W., Long Z. and Xingchong C., (2014), “**Effect of Nonlinearity of Restrainer and Supports on the Elasto-Plastic Seismic Response of Continous Girder Bridge**”, W. Changfeng et al, Frattura e Integrita Strutturale.

Chopra A.K., (2014). “**Dynamics of Structures**”. Theory and Applications to Earthquake Engineering”, 4^{ta} ed.

Deierlein G. G, Reinhaorn A. M, Willford M. R (2010), “**Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design**”, NEHRP Seismic Design Technical Brief N.4.

DesRoches R. and Delemount M., (2002) “**Seismic Retrofit of Simply Supported Bridges Using Shape Memory Alloys**”, Engineering Structures.

DesRoches R. and Fenves G. L., (2000), “**Design of Seismic Cable Hinge Restrainers for Bridges**”, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No 4.

FHWA, “**Seismic Retrofit Manual for Highway Structures**”. Washington, D.C., Federal Highway Administration, 1995.

Hose, Y.D., Seibel, F. and Priestley, M.J.N., (1997), “**Strategic Relocation of Plastic Hinges in Bridge Columns**”, Structural Systems Research Project, 97/05, University of California, San Diego, La Jolla, September.

Jara M., Alvarez J. J., Jara J.M. (2006), “**Algunas deficiencias de puentes sísmicamente vulnerables**”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta Jalisco, México.

JRA. (1996). “**Specification for highway bridges, Part V, Seismic Design**”. Japan Road Association.

Kimberly F. L., (2012), “**Evaluation of Plastic Hinge Models and Inelastic Analysis Tools for Performance-Based Seismic Design of RC Bridge Columns**”.

Kowalsky M. J., (2000), “**Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns**”, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No 8, August.

Priestley, M. J. N, Seible, F. and Calvi, G. M. (1996), “**Seismic design and retrofit of bridges**”, John Wiley and Sons, Inc.

Randall M, M. J, Saiidi S, Maragakis M and Isakovic T (1999), “**Restrainer Design Procedures for Multi-Span Simply-Supported Bridges**”.

Saiidi M., Randall M., Maragakis E. and Isakovic T, (2001), “**Seismic Restrainer Design Methods for Simply Supported Bridges**”, Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, No 5, September/October.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes, (SCT), (2005), “**Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares**”, documento N.PRY.CAR.6.01.005/01, Sismo.

Shrestha. B, Kaiming Bi H. H., (2014), “**Effectiveness of Using Rubber Bumper and Restrainer on Mitigating Pounding and Unseating Damage of Bridge**”.

Structures Subjected to Spatially Varying Ground Motions", Engineering Structures.

Trochalakis, P., Eberhard, M. O., and Stanton, J., F. (1997), "**Design of Seismic for Restrainers in the In-Span Hinge**", Journal of Structural Engineering, Vol 123, No 4.

Young S. Chong, Dae H. Lee, Chang K. Park and Hee W. Song, August 1-6, (2004).