

**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**PROPOSICIÓN DE NORMA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON AISLADORES
SISMICOS**

ROBERTO IGNACIO SOTO VARGAS

**PROFESOR GUÍA
MAURICO SARRAZIN ARELLANO**

**MIEMBROS DE LA COMISION
M. OFELIA MORONI YADLIN
RICARDO HERRERA MARDONES**

**SANTIAGO DE CHILE
AGOSTO 2007**

RESUMEN

PROPOSICIÓN DE NORMA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON AISLADORES SISMICOS

El presente trabajo de título tiene la finalidad de entregar recomendaciones para el diseño de puentes que incorporen sistemas de aislación sísmica, acorde a las características Chilenas, mediante la adaptación de la norma AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design, 1999.

El estudio comprende una revisión bibliográfica detallada de los temas que presentan diferencias entre la norma antes mencionada y el Manual de Carreteras, que es el código vigente para el diseño de puentes en Chile. Además, se plantea como objetivo secundario realizar algunas simplificaciones de manera de obtener un código de diseño simple.

La sismicidad local presenta diferencias sustanciales con U.S.A, por lo que fue necesario estudiar la caracterización de la demanda sísmica de ambas regiones. Se decidió utilizar el espectro de diseño elástico presente en el Manual de Carreteras pues es representativo para Chile y se encuentra respaldado por la experiencia.

Se analiza la necesidad de disminuir los factores de modificación de respuesta (R) con el fin de evitar la incursión de la subestructura en el rango plástico, de modo que sea el sistema de aislación quien presente un comportamiento no-lineal. De este modo se asegura la estabilidad de la estructura y se genera la redistribución de esfuerzos.

Se realiza una simplificación en el uso de los factores de modificación de las propiedades mecánicas del sistema de aislación considerando que existe una baja probabilidad de ocurrencia de todos los casos más desfavorables simultáneamente. Se incorporan también las condiciones reales de servicio de la mayoría de los puentes importantes construidos en Chile y las propiedades de las gomas típicamente utilizadas en la práctica local (en el caso de aisladores elastoméricos).

Finalmente, se muestran mediciones que evidencian un aumento de las aceleraciones verticales de la estructura para movimientos verticales del suelo debido a la flexibilidad adicional en esa dirección proporcionada por los aisladores.

INDICE

	Pág.
<u>CAPITULO 1: Introducción</u>	
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Descripción, Contenido y Estructura del Trabajo	1
<u>CAPITULO 2: Antecedentes Generales y Requerimientos Locales</u>	
2.1 Introducción	3
2.2 Mecanismos de Aislación	3
2.2.1 Aisladores Elastoméricos	4
2.2.2 Aisladores de Goma con Núcleo de Plomo	6
2.2.3 Aisladores de Fricción	8
2.3 Códigos de Diseño	9
2.4 Características y Requerimientos Locales	10
2.4.1 Sismos Interplaca Tipo Thrust	11
2.4.2 Sismos intraplaca de Profundidad intermedia	12
2.4.3 Sismos superficiales o Corticales	12
<u>CAPITULO 3: Discusión de la Norma AASHTO “Guide Specification for Seismic Isolation Design”</u>	
3.1 Introducción	14
3.2 Aspectos Considerados en la Norma	14
3.2.1 Espectro de Diseño y Coeficientes Asociados	14
3.2.2 Factores de Modificación de las Propiedades Mecánicas del Sistema de Aislación	23
3.2.2.1 Aisladores Elastoméricos	25
3.2.2.1.1 Ablandamiento por Deformación y Recuperación	25
3.2.2.1.2 Envejecimiento	28
3.2.2.1.3 Temperatura	29
3.2.2.1.4 Velocidad	32
3.2.2.2 Aisladores Friccionales	33
3.2.2.2.1 Envejecimiento	33
3.2.2.2.2 Contaminación	34
3.2.2.2.3 Recorrido	35
3.2.2.2.4 Temperatura	36
3.2.2.3 Consideraciones para el Uso de los Factores de Modificación	37
3.2.2.4 Estudio de Sensibilidad de la Respuesta del Puente Marga-Marga Aplicando Factores de Modificación	37

3.2.3 Factores de modificación de la respuesta elástica (R)	52
3.2.3.1 Introducción	52
3.2.3.2 Factores de Modificación de Respuesta para Puentes Aislados	53
3.2.3.2.1 Factores de Modificación de Respuesta	53
3.2.3.2.2 Determinación de las Componentes del Factor R	54
3.2.3.2.3 Valores Especificados para el Factor R	54
3.2.3.2.4 Factores R para Puentes con Aislación	54
3.2.3.2.5 Principales Razones para usar Factores R más Bajos en Puentes Aislados	54
3.2.3.3 Valores de la Reducción por Ductilidad del Factor R para Puentes Aislados	56
3.2.3.3.1 Puentes sin Aislación	57
3.2.3.3.2 Resultados para Puente con Aislación Obtenidos por Medio del Método de Carga Uniforme	57
3.2.3.3.3 Resultados para puente aislado por medio de análisis dinámico no-lineal.	57
3.2.3.3.4 Factor de ductilidad para columnas de puentes con aislación	58
3.2.3.3.5 Generalidades	59
3.2.3.4 Sobre-esfuerzo y factores de Modificación de Respuesta	59
3.2.3.5 Conclusiones	60
3.3 Aspectos no Considerados en la Norma	60
3.3.1 Aceleraciones verticales	60
 <u>CAPITULO 4: Propuesta para Capítulo 3.1000</u>	
4.1 Introducción	68
4.2 Aspectos Considerados en la Norma	68
4.2.1 Espectro de Diseño y Coeficientes Asociados	68
4.2.2 Factores de modificación de las propiedades mecánicas del sistema de aislación	70
4.2.2.1 Aisladores Elastoméricos	71
4.2.2.2 Aisladores Friccionales	72
4.2.2.3 Comentarios Generales	73
4.2.3 Factores de modificación de la respuesta elástica (R)	75
4.3 Aspectos no Considerados en la Norma	77
4.3.1 Aceleraciones Verticales	77
 <u>CAPITULO 5: Comentarios y Conclusiones</u>	
5.1 Comentarios Generales	78
5.2 Conclusiones	80
BIBLIOGRAFÍA	82
 ANEXOS	
Anexo A: “Resultados Modelo Puente Marga-Marga”	85
Anexo B: “Propuesta De Norma Para El Diseño De Puentes Con Aislación Sísmica”	91

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

En las últimas décadas se han observado eventos sísmicos que han producido graves daños a puentes que fueron diseñados para resistir las sollicitaciones provocadas por los terremotos, particularmente los de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995). Este hecho ha llevado a cuestionar los métodos de diseño de estas estructuras y buscar una manera práctica de disminuir tales consecuencias. Una de las maneras que ha sido aceptada para tal efecto, es incorporar en las estructuras sistemas de aislación sísmica o disipación de energía. Así, algunos países han desarrollado códigos de diseño, entre los que se puede mencionar: Estados Unidos, Japón, Nueva Zelandia e Italia.

En nuestro país contamos con criterios de diseño para estructuras convencionales según lo expresa el Manual de Carreteras del M.O.P., sin embargo, para el diseño de puentes con aisladores se utilizan normas extranjeras que pueden no representar nuestra realidad. Por tal motivo se considera fundamental elaborar un documento que contenga criterios de diseño pensados para la geografía y actividad sísmica de Chile.

1.2 Objetivos

Este trabajo será la base de un código de diseño y construcción de puentes con aisladores sísmicos con miras a incluir estas recomendaciones en el Manual de Carreteras del M.O.P.

1.3 Descripción, Contenido y Estructura del Trabajo

Para tal efecto, se realiza una revisión bibliográfica detallada de documentos y normas extranjeras que se adapta a la realidad chilena tomando como base la experiencia y normas locales.

Para cumplir con el objetivo propuesto se utiliza como documento base la norma “*Guide Specification for Seismic Isolation Design*” (AASHTO, 2000) que detalla el diseño, construcción y ensayos requeridos para los sistemas de aislación. Si bien la estructura de ese documento se mantiene, se debe tener presente que esa norma hace referencia a condiciones de sismicidad y sollicitaciones de Estados Unidos que no necesariamente representan la realidad chilena, por lo que será necesario investigar las bases de la norma y adaptar los criterios a las condiciones Chilenas.

Se revisan también aspectos no considerados en la norma AASHTO, como el efecto de las vibraciones verticales por ejemplo, que pueden ser relevantes para puentes chilenos.

La estructura de esta memoria consta de 4 capítulos que son detallados a continuación, dando una breve descripción de cada uno.

Capítulo 2: Antecedentes Generales y Requerimientos Locales

En este capítulo se presentan los conceptos esenciales para el desarrollo del tema, todo ello en el contexto del diseño de puentes. Se incluye una descripción de los mecanismos de aislación y de los códigos de diseño de países que han logrado un desarrollo importante en la materia.

Se da a conocer el estado del arte en el país respecto al diseño de puentes convencionales y aislados, dejando en claro las falencias de las normas locales actuales. Lo más importante es determinar los requerimientos de nuestras estructuras dada nuestra condición sísmica. En especial se indaga sobre los requerimientos sísmicos de las estructuras en nuestro país.

Capítulo 3: Discusión de la Norma AASHTO 2000

En este capítulo se realiza un estudio detallado de lo propuesto en la norma AASHTO 2000 y se verifica la coincidencia o no con el panorama local. En el segundo caso se plantea la modificación de los criterios de manera que puedan ser utilizados en nuestro país. Se busca también, la manera de simplificar los métodos de diseño y ensayos de modo que puedan ser incluidos en el Manual de Carreteras.

Se discuten también algunos aspectos que no están considerados en la norma AASHTO, como es el caso de las vibraciones verticales y las aceleraciones bi-direccionales.

Capítulo 4: Propuesta para Capítulo 3.1000

Este capítulo contiene la proposición de las recomendaciones para Chile, de manera que incluya los parámetros de diseño (tales como fuerzas o desplazamientos) y los requerimientos para el diseño, construcción y ensayo de los sistemas de aislamiento o disipación.

Capítulo 5: Comentarios y Conclusiones

En este capítulo se comenta críticamente los criterios, valores y expresiones utilizados en la propuesta de norma y se hacen proposiciones y recomendaciones en cuanto a su implementación en el Manual de Carreteras.

CAPITULO 2: ANTECEDENTES GENERALES Y REQUERIMIENTOS LOCALES

2.1 Introducción

En este capítulo se entrega una reseña de los aspectos que resultan relevantes para el desarrollo de esta memoria.

Se da una caracterización de los sistemas de aislación más utilizados en la mayoría de los países, además se comentan los códigos de diseño de puentes convencionales y aquellos que contemplan sistemas de aislación sísmica que sirven de referente para la práctica nacional.

Por último, se discuten las características sísmicas nacionales con el objetivo de aclarar la importancia que tienen en el diseño de estructuras.

2.2 Mecanismos de Aislación

Los mecanismos de aislación usados típicamente en la mayoría de los países y en Chile son tres:

- (a) Aisladores Elastoméricos
- (b) Aisladores de Goma con Núcleo de Plomo
- (c) Aisladores Friccionales

El objetivo principal de incorporar alguno de estos dispositivos a una estructura es aumentar el período de vibración de modo que se reduzca la sollicitación sísmica. Si bien se logra reducir las fuerzas, esto ocurre acompañado de un aumento de los desplazamientos que experimenta el puente, por lo que se deben disponer apoyos capaces de absorberlos. El incremento de la flexibilidad da paso a una sensibilidad importante ante la acción de cargas de servicio, por lo que estos desplazamientos deben ser considerados en el diseño. Para la elección de un dispositivo adecuado, se debe tener en cuenta los siguientes puntos [P1]:

- (a) Deformaciones ante cargas de servicio (rigidez inicial).
- (b) Fuerza y desplazamiento de fluencia.
- (c) Desplazamiento último y comportamiento post-último.
- (d) Capacidad de auto-centrado posterior a las deformaciones (fuerza restitutiva).
- (e) Rigidez vertical.

Entre las estructuras que tienen sistemas de aislación en Chile se pueden mencionar: el puente Marga-Marga, que posee 4 vigas metálicas apoyadas en las siete cepas y en los estribos contabilizando un total de 36 aisladores elastoméricos, el viaducto Línea 5 del Metro, que está soportado por dos vigas postensadas de luces entre 27 a 36 metros, simplemente apoyadas en sus extremos en placas de neopreno reforzadas y el puente Amolanas, que posee tres cepas de alturas muy diferentes de las cuales las dos más cortas tienen apoyos deslizantes en la dirección longitudinal y disipadores viscosos en los extremos.

En general, el comportamiento de los sistemas de aislación antes mencionado es no-lineal, pero para algunos resulta más práctico describirlos por medio de un modelo lineal simplificado

(propiedades efectivas) generado a partir de sus propiedades reales. Una caracterización respecto a las propiedades mecánicas de estos dispositivos se pueden ver en Kelly, 1999 [K1] y Priestley, 1996 [P1]. Se realiza una descripción basada en la figura 2.1, que muestra una relación bilineal fuerza-desplazamiento.

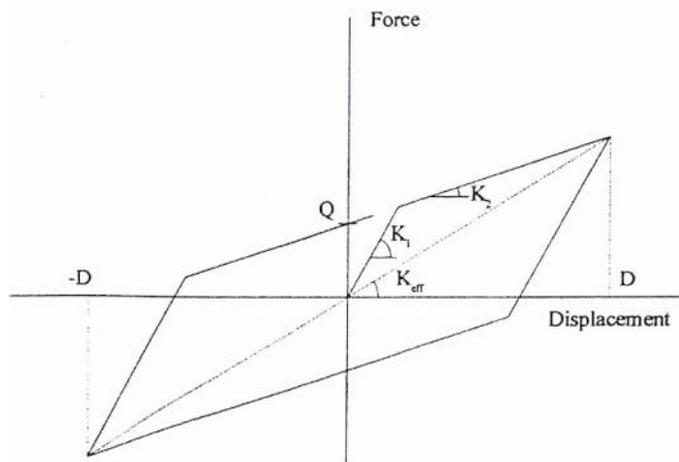


Figura 2.1 – Relación bilineal fuerza desplazamiento.

2.2.1 Aisladores Elastoméricos

Este tipo de aisladores se pueden describir por medio de un comportamiento lineal simplificado, o bien como un modelo bilineal. Se escoge alguna de las formas de caracterizarlo según el tipo de análisis al cual se va a someter a la estructura completa. Si se realiza un análisis lineal la forma más simple resulta adecuada, pero si el análisis requerido es dinámico no-lineal (time-history), entonces es conveniente ocupar el modelo bilineal.

La goma se caracteriza por medio del módulo de corte G que presenta una relación no-lineal con la deformación, por lo tanto, para el diseño es necesario definir un nivel de deformación al cual se mide G .

La deformación que interesa es la distorsión angular γ , como lo indica la Ec 2.1.

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

donde D es el desplazamiento horizontal y t_r es la altura total de goma.

En el modelo lineal, las rigideces horizontales (Ec. 2.2) y verticales (Ec. 2.3) se calculan para niveles distintos de deformación, un 50% y un 20% respectivamente.

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

donde A es el área de la sección horizontal y E_c es el módulo de elasticidad vertical para el sistema compuesto, es decir, la goma con las capas de acero intermedias. El valor del coeficiente E_c está controlado por el factor de forma S , que establece una relación entre el área cargada y aquella que no lo está, para una capa de goma. Para el caso de un aislador circular de radio r (Ec. 2.4) y para otro cuadrado de lado a (Ec. 2.5) su valor, considerando el espesor de cada capa de goma igual a t , es:

$$S = \frac{r}{2 \cdot t} \quad (\text{Ec.2.4})$$

$$S = \frac{a}{4t} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Con estas expresiones se puede encontrar el módulo de compresión del material compuesto para el caso circular (Ec. 2.6) o el cuadrado (Ec. 2.7).

$$E_c = 6 \cdot G \cdot S^2 \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$E_c = 6.73 \cdot G \cdot S^2 \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Hasta aquí, se ha considerado un material incompresible para la deducción de las ecuaciones 2.6 y 2.7. Esto es válido en la medida que el factor de forma sea cercano o inferior a 10. Es posible realizar una corrección si este criterio no se cumple, de modo que las expresiones anteriores sigan siendo válidas. Considerando que E_c sigue siendo el módulo de compresión para material incompresible, E'_c es el módulo de compresión modificado y K , el módulo de elasticidad volumétrico de la goma, la corrección es:

$$\frac{1}{E'_c} = \frac{1}{E_c} + \frac{1}{K} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Respecto al comportamiento a flexión de un aislador, es necesario conocer la rigidez a la flexión (K). Se entregan las expresiones para el caso de aisladores circulares (Ec. 2.9) y rectangulares (Ec. 2.10).

$$K_\theta = \frac{E_c \cdot I}{3 \cdot t_r} \quad (\text{Ec.2.9})$$

$$K_\theta = \frac{0.329 \cdot E_c \cdot I}{t_r} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Como se comentó anteriormente, un aislador elastomérico queda mejor descrito por un modelo bilineal al momento de realizar un análisis mas complejo, por lo tanto se comentan las relaciones que lo describen. Usando la notación de la figura 2.1, K_1 es la rigidez elástica, K_2 es la rigidez post-fluencia, Q la resistencia característica y D el desplazamiento máximo, que se asume mayor al desplazamiento de fluencia D_y . Interesa conocer el valor de la rigidez efectiva K_{eff} (Ec. 2.11) y el amortiguamiento (Ec. 2.12) producto del trabajo desarrollado en el ciclo de histéresis.

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

$$\beta = \frac{4 \cdot Q \cdot (D - D_y)}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot D^2} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Por último, se deben cumplir con restricciones de desplazamiento horizontal sísmico (Ec. 2.13) y estabilidad al volcamiento (Ec. 2.14) en el desempeño de este tipo de dispositivos.

$$\Delta_h = B \cdot \left(1 - \frac{A_r}{A}\right) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$\delta_{max} = \frac{B}{1 + \frac{G \cdot A \cdot h}{P \cdot T_r}} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

donde A_r es el traslapo de áreas superior e inferior de un aislador al desplazamiento máximo, h es la altura total del dispositivo, P es la carga vertical soportada y B es la dimensión en la dirección de análisis. Los valores típicos de la relación A_r/A se encuentran entre 0.4 y 0.7, por lo que la ecuación 2.13 limita los desplazamientos horizontales a un 60 o 70 % de la dimensión del lado del soporte [P1]. Por su parte, la ecuación 2.14 muestra para valores típicos de las variables G , P y h en aisladores de puentes según Kelly, 1998 [K2], que el desplazamiento horizontal máximo no debe superar el 85% de la dimensión del lado del soporte, pues con esta práctica se asegura que no existirán tensiones elevadas en el aislador y el dispositivo se mantendrá estable ante las deformaciones.

2.2.2 Aisladores de Goma con Núcleo de Plomo

El uso de los dispositivos descritos en 2.2.1 resulta eficiente en términos de incorporar flexibilidad a la estructura y aumentar el período, pero no consiguen agregar una cantidad importante de amortiguamiento adicional y presentan deformaciones considerables ante cargas de servicio. Estas consecuencias negativas se logran remediar incorporando un núcleo de plomo al dispositivo, dadas las buenas propiedades mecánicas de este material.

Entre las características del plomo que influyen en el buen comportamiento de estos aisladores, se puede mencionar la baja tensión de fluencia (10 Mpa aproximadamente), una alta rigidez inicial al corte (G cercano a 130 Mpa), un comportamiento elasto-plástico y buenas condiciones de fatiga ante ciclos de carga. Además, la baja tensión de fluencia implica que una vez alcanzado tal nivel de esfuerzos, la rigidez del aislador será igual a la de la goma.

Por lo descrito anteriormente, queda en evidencia que la forma más adecuada de describir el ciclo de histéresis de este tipo de dispositivos es un modelo no-lineal, en particular, bilineal. Sus parámetros se pueden obtener de las propiedades de los materiales y sus formas. La rigidez elástica K_1 es la más difícil de estimar, por lo que usualmente se toma como un múltiplo de K_2 , que puede ser obtenida del módulo de corte de la goma y de la forma. La resistencia característica

Q se calcula de la tensión de fluencia del plomo y de su diámetro. Para aclarar esta idea se muestra en la figura 2.2 cómo varía el ciclo de histéresis al modificar las formas de los componentes del aislador, transformándose así en parámetros de control.

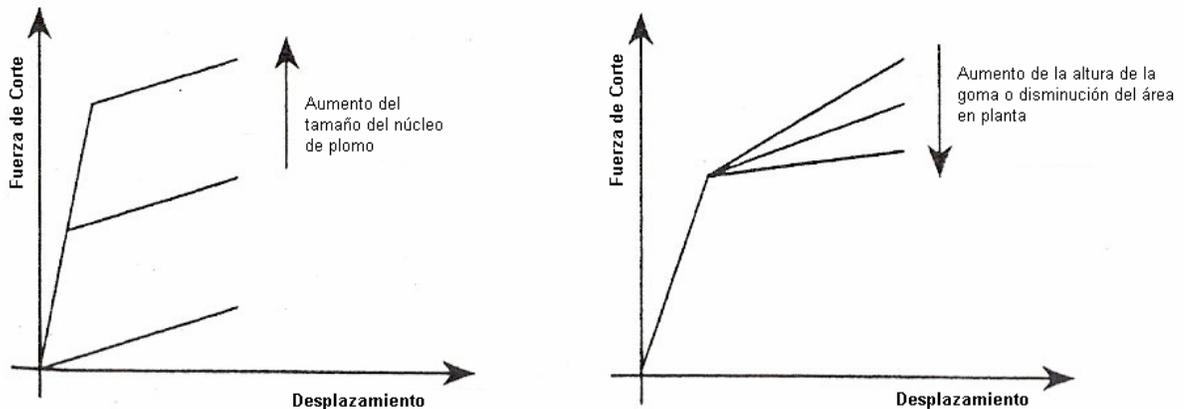


Figura 2.2 – Efecto de las variaciones geométricas del núcleo de plomo y del apoyo de goma en la respuesta.

Respecto a las fuerzas horizontales que logran ser resistidas, se pueden estudiar por separado, es decir, la contribución de la goma (Ec. 2.15) más la del núcleo de plomo (Ec. 2.16). Respecto a la primera, se obtiene de las ecuaciones 2.2 y 2.13 asumiendo que $G = 1 \text{ Mpa}$, $A_r/A = 0.5$, sección cuadrada de lado B y altura h.

$$V_r = \frac{B^3}{2h} [N] \text{ (Ec. 2.15)}$$

Para obtener la resistencia máxima del dispositivo de plomo, se asume un diámetro igual a B/4 y una resistencia al corte igual a 10 MPa.

$$V_l = \frac{10\pi \cdot (B/4)^2}{4} [N] \approx \frac{B^2}{2} [N] \text{ (Ec. 2.16)}$$

Resulta claro que la fuerza resistente es superior a la de los aisladores elastoméricos comunes, lo que entrega condiciones especialmente favorables para resistir las cargas de servicio de un puente. Se debe tener presente que el plomo deformado no es capaz de autocentrarse, por lo tanto, esta propiedad se pierde respecto de los aisladores de goma convencionales.

Se ha demostrado que estos dispositivos poseen una serie de ventajas en su comportamiento mecánico, pero éste se ve condicionado por el proceso de fabricación, pues el núcleo de plomo debe quedar confinado por las placas metálicas insertas en la goma de manera que se asegure un comportamiento de corte puro.

2.2.3. Aisladores de Fricción

Este tipo de dispositivos se componen de dos superficies: típicamente una de acero inoxidable en contacto con otra de PTFE (polytetrafluoretileno o teflón) que puede o no estar lubricada, como también existen de acero inoxidable en contacto con otro metal como bronce u aleación similar con o sin lubricantes sólidos como plomo, grafito, etc.

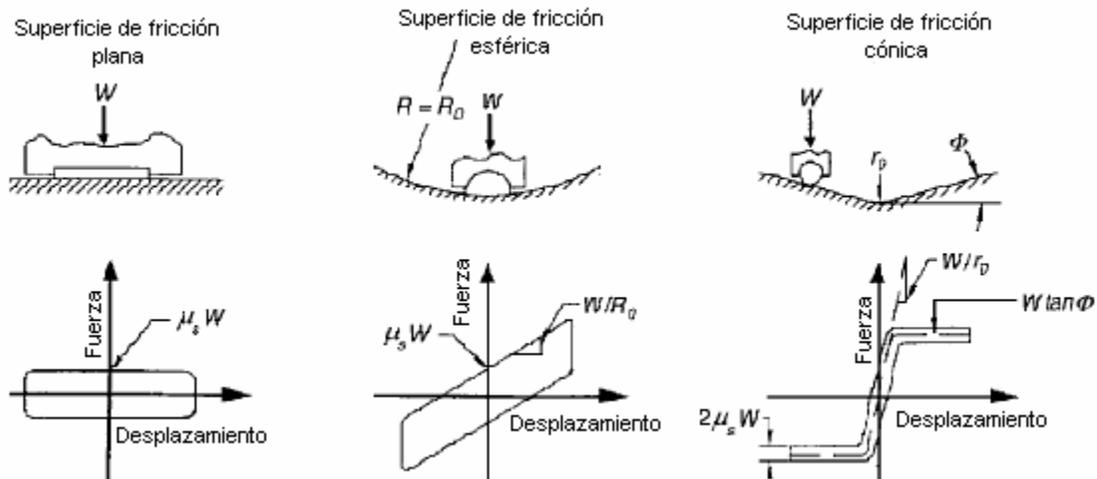


Figura 2.3 – Tipos de aisladores friccionales con sus ciclos de histéresis característicos.

Los aisladores de fricción poseen la característica de disipar una cantidad importante de energía, debido a que sus ciclos de histéresis son rígido-plásticos. Sin embargo, se producen diferencias importantes en la respuesta al considerar las formas de las superficies en contacto. La más básica es plana y carece de alguna fuerza de restitución, por lo que no es muy utilizada, y de serlo, se debe hacer en conjunto con otro sistema que sea capaz de proveer el autocentrado de la estructura. Para evitar estos problemas, se utiliza la alternativa con superficie esférica en que la respuesta se asemeja a la de un péndulo, por lo que se denominan sistemas de péndulo de fricción ó FPS (friction pendulum system). También existen con superficies cóncavas que de igual forma poseen una fuerza autocentrante, pero su descripción es mas compleja.

Respecto a los FPS, tal como se aprecia en la figura 2.3, siendo W la carga sobre el aislador, D el desplazamiento horizontal, μ el coeficiente de roce y R el radio de curvatura, se puede obtener la fuerza resistente horizontal tal como lo indica la ecuación 2.17.

$$F = \frac{W}{R} \cdot D + \mu \cdot W \cdot \text{sgn}(\dot{D}) \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Se debe tener en cuenta que todo desplazamiento horizontal está vinculado a un ascenso de la masa sobre el plato esférico, por lo que es natural interpretar que existe una fuerza de restitución que hará volver al sistema otorgando una rigidez horizontal. Este se puede reconocer de la fuerza resistente (primer término), tal como muestra la ecuación 2.18.

$$K_H = \frac{W}{R} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

De esto último, se puede obtener el período T de la estructura aislada, que sólo depende del radio de curvatura del plato (Ec. 2.19).

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Es importante tener en cuenta que el comportamiento de este tipo de dispositivos es rígido si la sollicitación es menor que la fuerza de fricción del material de soporte (segundo término de la fuerza resistente), y si la sollicitación es mayor, entonces la estructura oscilará con período T.

Se puede encontrar fácilmente la rigidez efectiva (Ec. 2.20), considerando la ecuación 2.17 y/o la figura 2.3, así como también es posible establecer el valor del amortiguamiento efectivo (Ec. 2.21)

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu \cdot W}{D} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

$$\beta_{eff} = \frac{\text{Area ciclo de Histéresis}}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot D^2} = \frac{4 \cdot \mu \cdot W}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot D} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Por último, es necesario comentar que la fuerza de restitución puede no ser suficiente para vencer la fricción y no autocentrar el sistema si el desplazamiento horizontal es muy pequeño. Para evaluar esto, basta igualar los términos de la fuerza resistente (Ec.2.17). Se encuentra que para $D/R \leq \mu$ la estructura no vuelve a su posición original.

2.3 Códigos de diseño

En los inicios de la disciplina, se utilizaba un coeficiente sísmico constante igual a 0.12 en la mayoría de los casos, salvo que la estructura requiriera consideraciones especiales, dada su importancia, ubicación, etc, para lo que se utilizaba el valor 0.15.

Luego, se utilizó la norma Japonesa (hasta los años 80) que disponía de un coeficiente sísmico para estructuras rígidas ($T < 0.5$ seg) que contemplaba zonificación sísmica, tipo de suelo e importancia de la vía. Para estructuras flexibles ($T > 0.5$ seg) se corregía el coeficiente sísmico según la repuesta dinámica de la estructura.

Las normas norteamericanas AASHTO se han utilizado desde su publicación del año 1975, pasando por las versiones de 1983 hasta la vigente hoy en día, publicada en 1996 [F1]. Respecto a la versión más antigua, especificaba una fuerza sísmica equivalente para estructuras convencionales y criterios espectrales para aquellas que muestren mayor grado de complejidad.

La norma AASHTO *Standard Design Specification for Highway Bridge*, publicada en 1996 es utilizada hasta la fecha como herramienta para el diseño y cálculo de puentes en nuestro país, con la limitante de no incluir el diseño de estructuras con sistemas de aislación.

El código de diseño chileno es el Manual de Carreteras que, además del diseño de puentes, involucra todos los aspectos referentes al diseño de una vía, construcción, ensayos, etc. Para efectos de esta memoria, interesa el volumen 3, capítulo 3.100 “Puentes y estructuras afines” publicada en Junio de 2002, que al igual que la norma norteamericana AASHTO 1996, no incluye el diseño con sistemas de aislación sísmica. En esta versión del manual se aprecian cambios respecto a su antecesor, principalmente en la metodología para evaluar la solicitación sísmica, pues se pasó de un coeficiente sísmico constante a un espectro de diseño que permite diferenciar a las estructuras según su flexibilidad.

Referente al diseño con sistemas de aislación sísmica, existe la norma AASHTO *Guide Specification for Seismic Isolation Design* publicada por primera vez en 1991, con una segunda versión editada en 1999, que actualmente se encuentra vigente. Esta norma es complementaria a la AASHTO Estándar, debido a que sólo especifica lo directamente relacionado con el sistema de aislación.

Respecto a la práctica local de diseño de puentes aislados, en ausencia de un código nacional, el Manual de Carreteras hace referencia directa a la norma *Guide Specification for Seismic Isolation Design* para cualquier desarrollo de este tipo. De esto se debe tener en cuenta, principalmente, las diferencias que existen entre las solicitaciones sísmicas de USA y de Chile.

2.4 Características y requerimientos locales

La actividad sísmica de Chile se debe a la zona de subducción que existe entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Ambas están en intenso contacto debido a la gran velocidad de avance de la placa de Nazca (8.4 cm/año), transformándose en una de las zonas con mayor actividad en el mundo, además de ser una de las más jóvenes [R1]. La alta velocidad de acercamiento, provoca que la acumulación de esfuerzos sea rápida y de origen a la alta sismicidad de la zona. La figura 2.4 muestra un esquema de esta situación.

La zona de subducción mencionada anteriormente, genera 4 tipos de terremotos con características propias: interplaca tipo thrust, intraplaca superficial o cortical en placa continental, intraplaca de profundidad intermedia en placa de Nazca e intraplaca oceánica. De estos, los mecanismos de interés son los tres primeros, pues irradian energía en forma de ondas sísmicas a las zonas continentales pobladas.

Dada la alta cantidad de eventos sísmicos ocurridos en la zona, se dispone de una cantidad importante de registros que muestran significativas diferencias entre acelerogramas característicos de cada uno de los mecanismos sismogénicos, por lo tanto se considera adecuado realizar una descripción de cada uno de ellos.

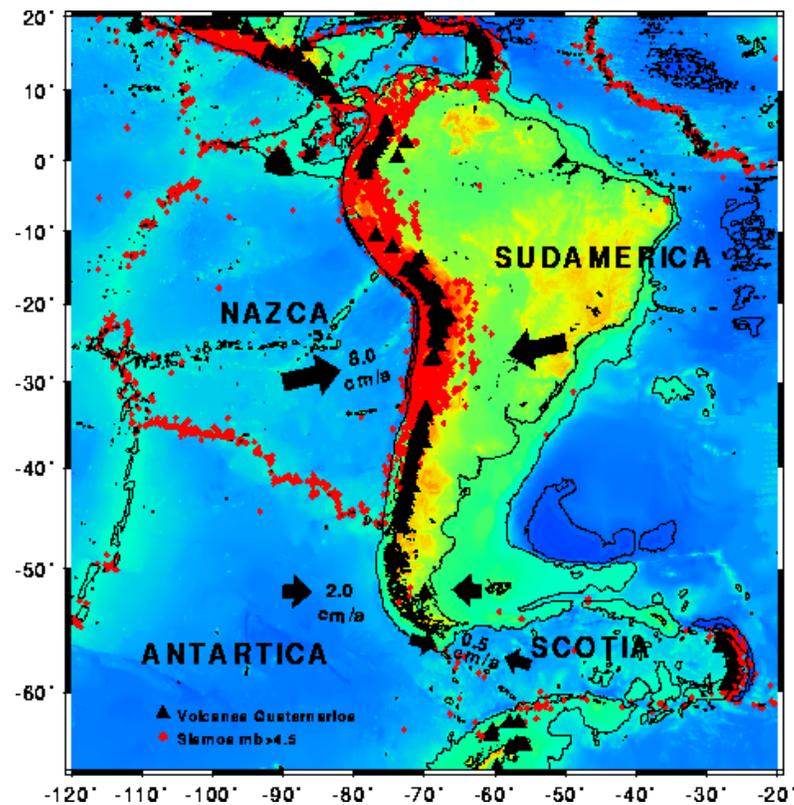


Figura 2.4 – Zona de subducción típica costa Perú-Chile.

2.4.1. Sismos interplaca tipo Thrust

Son los sismos originados por el deslizamiento de la zona de contacto entre ambas placas producto de la acumulación de esfuerzos que ocurre en el tiempo (ver figura 2.5). Tienen sus epicentros en la zona marina y poseen la característica de involucrar grandes áreas o longitudes de ruptura. El registro característico es un movimiento estocástico de larga duración donde se aprecia una mayor aceleración en las componentes horizontales.

Por el hecho de tener epicentro marino, las ondas sísmicas deben viajar mayor distancia para alcanzar las zonas pobladas, por lo que no han resultado ser los más destructivos en nuestro país. Sin embargo, se debe tener presente que este tipo de sismos libera una gran cantidad de energía dadas las grandes áreas de fallamiento, registrando grandes magnitudes.

Como ejemplo de este tipo de movimientos se puede mencionar el terremoto registrado el 3 de marzo de 1985 en la zona central de Chile con una magnitud Richter de 7.8 o el terremoto de Valparaíso de 1906 que comprendió una zona de ruptura de 365 Km de largo y 150 Km de ancho ($M_s=8.5$) [R1].

La zona central de Chile ha sido afectada por sismos interplaca de magnitud Richter del orden de 8.5 en los años 1575 (Marzo), 1647, 1730, 1822, 1906 y 1985, por lo que se observa una intermitencia de 83 ± 7 años. Este tipo de sismos suelen ser denominados como *grandes*, y son los que se espera representar en el diseño. Sin embargo, existen también los denominados sismos *gigantes* como el ocurrido en Valdivia en 1960 con magnitud superior a 9, y cuyo predecesor

ocurrió en 1575 (Diciembre), 400 años antes. Se ha identificado que este fenómeno posee un ciclo de aproximadamente 300 años, por lo que se encuentra fuera de la representatividad de la mayoría de las normas de diseño sísmico de estructuras.

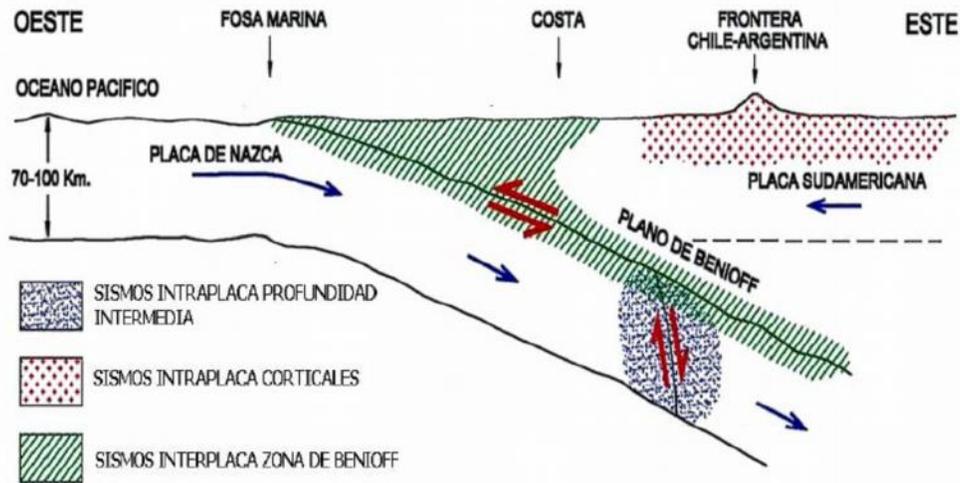


Figura 2.5 – Esquema (Corte) de la zona de subducción.

2.4.2. Sismos intraplaca de Profundidad intermedia

Ocurren en la placa de Nazca a una profundidad que varía entre los 70 Km a 110 Km. Las diferencias que poseen con los sismos interplaca, es que: tienen sus epicentros en la zona continental por lo que han resultado ser los más destructivos en Chile y que involucran áreas de falla menores. Estas características, sumadas a la dificultad en la estimación de su hipocentro y recurrencia, se traducen en una menor cantidad de registros de este tipo.

De las observaciones a los sismos ocurridos y de estudios realizados [A.3] se concluye que los sismos chilenos de subducción del tipo intraplaca de profundidad intermedia en zonas cercanas al epicentro provocan daños mayores que los movimientos de igual magnitud del tipo interplaca. Además, se observa que estos terremotos poseen mayor energía en altas frecuencias que los similares del tipo interplaca, hecho que se relaciona con la gran destructividad mostrada por los eventos más fuertes sobre estructuras pequeñas de albañilería y adobe.

Los sismos de mayor magnitud son los de Chillán en 1939 ($M_s=7.8$), Calama en 1950 ($M_s=8.0$) y el terremoto de Tarapacá ocurrido el año 2005 ($M_w=7.9$) [R1].

2.4.3. Sismos superficiales o corticales

Son también llamados sismos de fuente cercana, pues sus epicentros ocurren en la zona continental a profundidades no superiores a los 20 Km. Los registros existentes muestran diferencias significativas en los valores de las amplitudes máximas, contenido de frecuencias, duración, largo de ruptura, caída de tensiones, etc. entre estos eventos y los descritos en 2.4.1 y 2.4.2.

Sismos importantes de este tipo en Chile son los ocurridos en Las Melosas 1958 (secuencia de tres eventos de magnitud 6.9, 6.7 y 6.8 respectivamente), Chusmiza 2001 (magnitud 6.3) y Curicó 2004 (magnitud 6.4), siendo los únicos tres que se tiene registro de aceleraciones [C1]. Las zonas en las que se han identificado fallas activas son, a groso modo: la región cordillerana de la zona central y la región costera entre Constitución y Concepción.

Estos terremotos se caracterizan por presentar registros con pulsos de aceleración de larga duración, provocando grandes desplazamientos sobre las estructuras. También tienen la característica de afectar áreas menores debido a la mayor atenuación que presentan respecto a los sismos de campo lejano y presentar zonas de falla más pequeñas. Por lo tanto, las zonas perjudicadas serán aquellas que estén en las cercanías de la falla activa (típicamente a distancias no mayores a 20 Km.), y el daño se deberá a unos pocos ciclos severos de deformación inelástica [T2].

Este tipo de sismos presentan la particularidad de que su efecto sobre la zona afectada depende del mecanismo de ruptura, de la orientación de la falla respecto del sitio y del desplazamiento permanente del suelo como consecuencia de movimiento. Según esto último puede presentarse directividad hacia adelante (Forward directivity), directividad neutra (neutral directivity) o directividad hacia atrás (backward directivity).

La directividad hacia adelante se presenta cuando dos hechos ocurren en forma simultánea: el frente de ruptura se propaga hacia el sitio y la dirección del deslizamiento de la falla está alineada con él. La velocidad de ruptura de la falla es, en su vecindad, similar a la velocidad de la onda de corte en la roca, provocando una acumulación de energía que es percibida como un único gran pulso que ocurre al comienzo del registro. El pulso de movimiento presenta gran amplitud, período intermedio a largo y duración considerable. Este efecto se considera crítico para el diseño de estructuras en zonas de fuente cercana [F2].

La directividad hacia atrás ocurre cuando el sitio se ubica cerca del epicentro y la ruptura se propaga alejándose de él. El efecto que se produce es una dispersión de la energía, por lo que las ondas sísmicas llegan distribuidas en el tiempo con una duración del registro mayor y con menor intensidad [F2].

Si bien en el panorama local los sismos que han causado mayor daño son los intraplaca de profundidad intermedia (Chillán, 1939), a nivel sudamericano, se tiene una mayor cantidad de registros con aceleraciones de importancia de sismos superficiales, siendo estos los que han provocado mayores pérdidas de vidas y materiales, por lo que deben ser considerados para el diseño en caso que corresponda.

No sólo en Sudamérica se han presentado sismos de este tipo con graves consecuencias. Los terremotos de Northridge 1994 en California, Kobe 1995 en Japón y Chi-Chi 1999 en Taiwán son ejemplos de este tipo de sismos, que ingresa una gran cantidad de energía abruptamente a las estructuras dañándolas severamente.

CAPITULO 3: DISCUSIÓN DE LA NORMA AASHTO: “Guide Specification for Seismic Isolation Design”

3.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla un análisis detallado de los aspectos abordados en la norma AASHTO “Guide Specification for Seismic Isolation Design”, 1999, en el sentido de su aplicabilidad al panorama local. Esa coincidencia puede o no presentarse, pues dicha norma hace referencia a condiciones de sismicidad que no necesariamente representan a nuestro país.

Además, se considera pertinente abrir una discusión en torno a ciertos aspectos que la norma AASHTO no contempla o, más bien, da por supuesto, y que pueden llegar a tener algún grado de importancia para nuestras estructuras.

Esta discusión se desarrolla por medio de una revisión bibliográfica acuciosa, donde, en muchas oportunidades, la misma norma AASHTO sugiere indagar.

3.2 Aspectos Considerados en la Norma

3.2.1 Espectro de Diseño y Coeficientes Asociados

Tanto la norma AASHTO [A2] como el Manual de Carreteras [M3] especifican métodos para evaluar los esfuerzos sísmicos que afectarán a una determinada estructura. El primer caso supone la existencia de un sistema de aislación mientras que el Manual de Carreteras no lo especifica. También es posible evaluar los esfuerzos sísmicos que afectan a una estructura por medio de la norma AASHTO Estándar [A1], la cual tampoco especifica un sistema de aislación. Esta última constituye una herramienta bastante utilizada en la práctica chilena, por lo tanto se considera necesario incorporarla a la discusión.

Para el caso de la norma AASHTO (Guide Specification for Seismic Isolation Design), el espectro asociado es:

$$C_s = \frac{A \cdot S}{T_{eff} \cdot B} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

A: Aceleración efectiva máxima

S: Coeficiente del suelo

T_{eff}: Período efectivo de la estructura

B: Coeficiente de amortiguamiento

El valor C_s no necesita sobrepasar el valor 2.5A [A1]

Para el caso del Manual de Carreteras, el espectro es:

$$S_a = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_o & T < T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_o}{T^{2/3}} & T_1 < T \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

A_o : Aceleración Efectiva máxima

K_1 : Coeficiente de importancia

K_2 : Constante espectral dependiente del tipo de suelo

T_1 : Constante espectral dependiente del tipo de suelo

Para la norma AASHTO Estándar, el espectro es:

$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

A: Aceleración efectiva máxima

S: Coeficiente del suelo

T: Período de la estructura

El valor C_s no necesita sobrepasar el valor $2.5A$ [A1].

Para tener una visión mas clara de las diferencias entre éstos criterios, se detalla gráficamente cada uno de ellos. Para esto se utilizan los parámetros que cada norma entrega a excepción del coeficiente de aceleración efectiva, pues se quiere representar el territorio nacional.

El conjunto de valores del coeficiente A entregados por la norma AASHTO está detallado para cada localidad de Estados Unidos, mientras que el Manual de Carreteras solo entrega tres valores correspondientes a las zonas sísmicas locales. Pese a la diferencia en cantidad de elementos, las magnitudes nacionales se encuentran dentro de los rangos utilizados en algunas localidades de Estados Unidos.

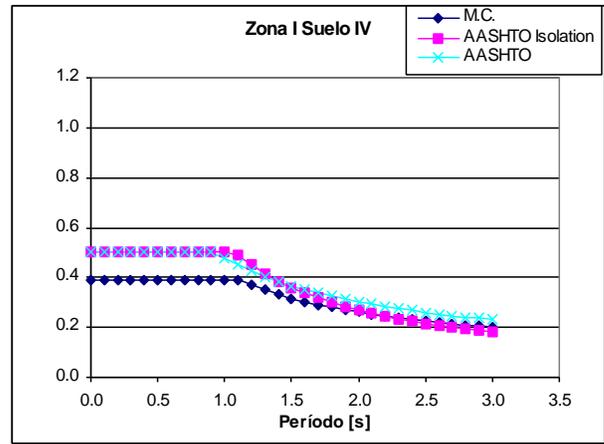
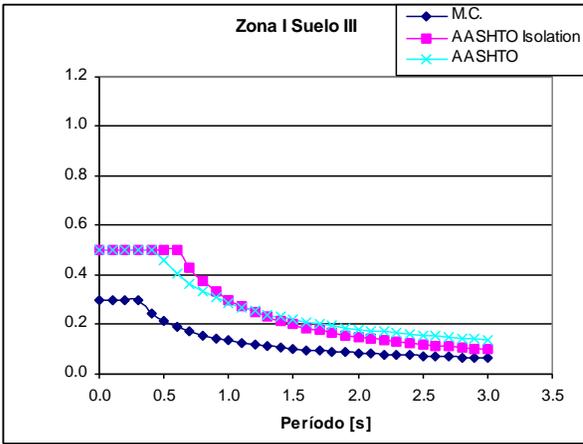
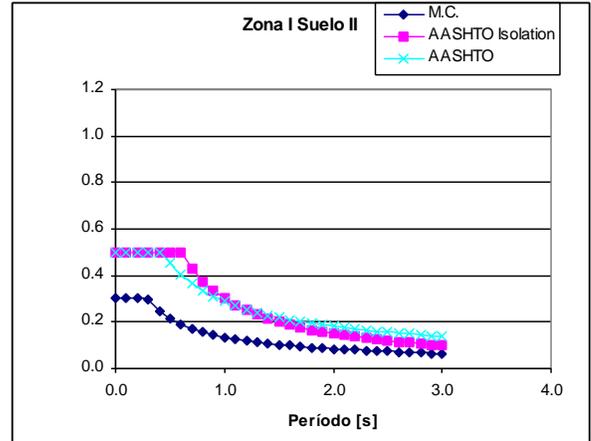
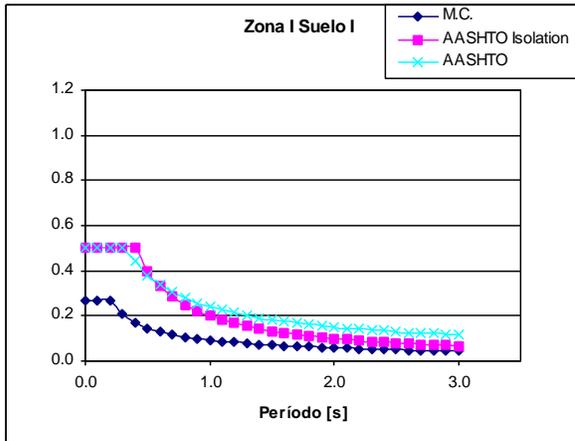


Figura 3.1 - Gráficos de Espectros para las distintas Normas: Zonas I; Suelos I, II, III y IV

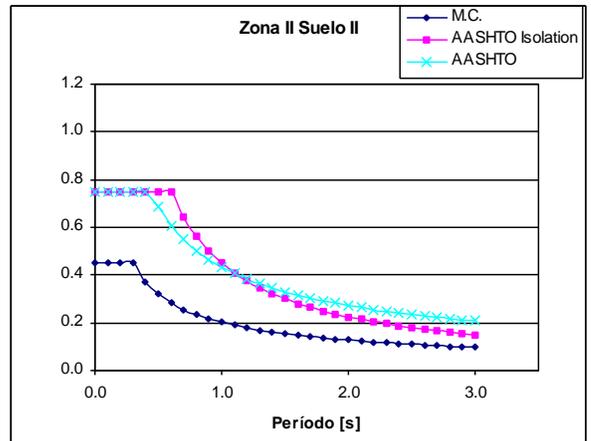
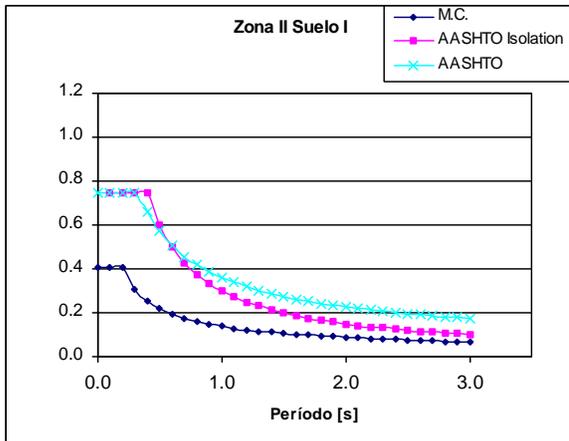


Figura 3.2a - Gráficos de Espectros para las distintas Normas: Zonas II; Suelos I, II, III y IV

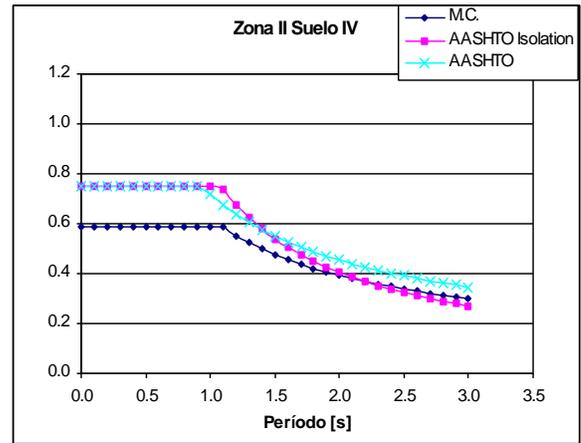
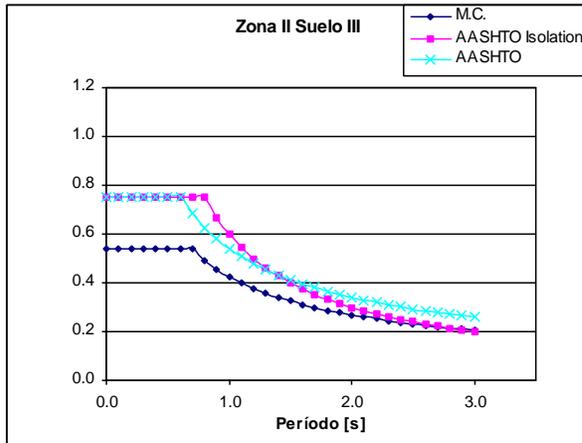


Figura 3.2b - Gráficos de Espectros para las distintas Normas: Zonas II; Suelos I, II, III y IV

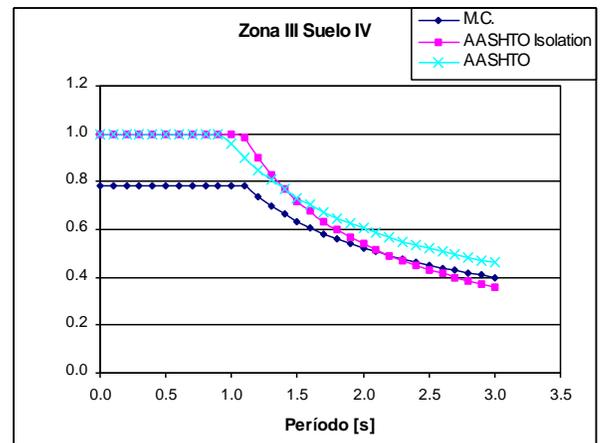
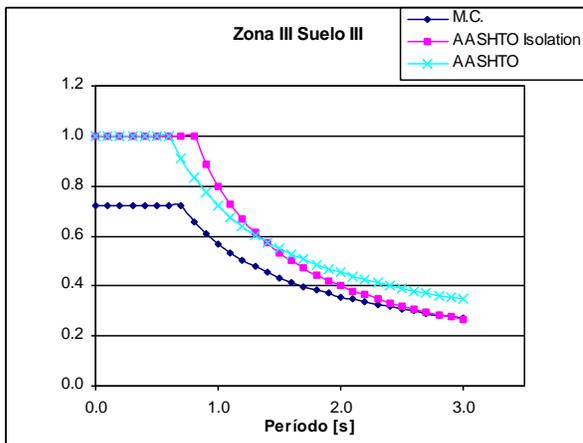
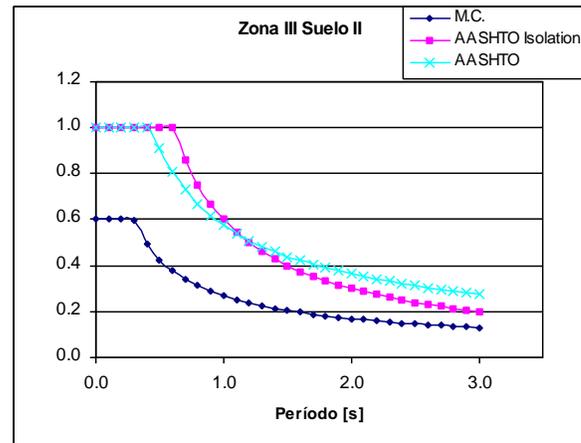
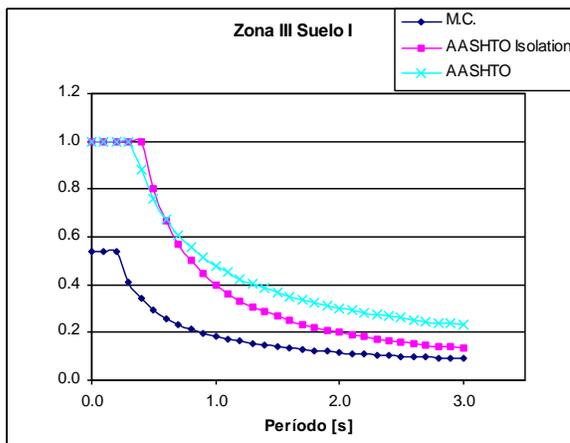


Figura 3.3 - Gráficos de Espectros para las distintas Normas: Zonas III; Suelos I, II, III y IV

Los gráficos dejan en evidencia las diferencias de magnitud y forma entre los distintos espectros. Para efectos de esta memoria interesa de sobremanera discutir en detalle las causas de estas disparidades.

Para realizar la discusión de manera ordenada, resulta útil distinguir en las ecuaciones tres componentes básicos de cada una de las fórmulas. El primer elemento es el coeficiente de aceleración (A) que representa el nivel del movimiento sísmico elegido como base para el diseño, expresado en términos de un período de retorno o una probabilidad de excedencia que definen el riesgo sísmico que se desee representar. Además, este coeficiente está influenciado por el tipo de fallas presentes en la zona y por el lugar en el que se encuentre la estructura a diseñar. En segundo lugar, es posible reconocer un coeficiente que depende del tipo de suelo (S), con el objeto de reproducir posibles atenuaciones o amplificaciones locales. Por último, el tercer elemento es la forma del espectro elástico de respuesta que exhibe algunos detalles a considerar, como el valor máximo que pueda tener y el decaimiento para períodos altos.

Respecto al coeficiente de aceleración A , ya se mencionó que refleja el riesgo sísmico, y lo hace en términos de un terremoto de diseño que está caracterizado por un intervalo de recurrencia (período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que provoca daños de una severidad igual o superior a una determinada) o, equivalentemente, por una probabilidad de excedencia que es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo, expresado en años. La norma AASHTO que contempla sistemas de aislación, usa los valores expuestos en la AASHTO Estándar, que al igual que el Manual de Carreteras, considera un período de retorno de 475, equivalente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Otros códigos marcan una diferencia en este aspecto a la hora de evaluar estructuras críticas, sugiriendo utilizar para ese caso un período de retorno de 2400 años, equivalente a una probabilidad de excedencia de 10% en 250 años para caracterizar al máximo terremoto posible, como es el caso de la norma AASHTO LRFD 1994 Bridge Design Specifications.

Si bien el período de retorno de las dos normas coincide, ello no es suficiente para justificar que el valor del coeficiente A utilizado en el diseño sea el mismo, pues falta considerar la gran diferencia existente entre los tipos de fallas que provocan las sollicitaciones sísmicas. La falla que provoca los movimientos sísmicos en la zona de California es de tipo transcurativa, a diferencia del mecanismo considerado por las normas Chilenas, que es de origen subductivo (sismos interplaca). Esto se traduce en una significativa diferencia en el daño que provoca cada mecanismo, siendo mucho mayor para el caso de EE.UU. que para Chile. Este hecho es confirmado por la experiencia que se tiene en ambos países, y está claramente reflejado en los manuales de diseño en término de las magnitudes que se usan para el coeficiente A . En Chile se asignan valores 0.4g, 0.3g o 0.2g para zonas tipo 3, 2 o 1, respectivamente, según el Manual de Carreteras y otras normas nacionales, mientras que en U.S.A. se utiliza un mapa que define el valor del coeficiente A para cada localidad, el cual puede sobrepasar 0.8g, es decir, existen zonas donde la aceleración efectiva (A) duplica los valores máximos empleados por los códigos Chilenos. Pese a esto último, se debe considerar que en Chile existen otras fuentes que originan sismos de intensidad considerable para el diseño, que si bien guardan relación con la zona de subducción, presentan características distintas en sus registros, por lo tanto, las exigencias sobre los puentes, y estructuras en general, pueden ser diferentes. En particular, interesan los sismos intraplaca de profundidad intermedia y los superficiales o corticales, pues ambos poseen epicentros en la zona continental, hecho que los ha transformado en los más destructivos en la historia Chilena y Sudamericana. Además se han observado valores de aceleraciones que pueden estar subestimadas por el espectro local. Por último, los sismos superficiales se comportan como pulsos (según directividad) donde viaja la energía concentrada y no son un movimiento estocástico distribuido en el tiempo como los sismos interplaca, por lo que la representatividad del espectro de respuesta puede no ser completa para estos casos. Por todo esto último, los

valores entregados para el coeficiente de aceleración (A) se encuentra actualmente en revisión con el objetivo de abarcar todas las fuentes sismogénicas.

Es importante entender que el valor asignado al coeficiente A pretende reflejar el nivel de riesgo sísmico en una zona determinada, donde su valor está influenciado, como se mencionó anteriormente, por el período de retorno, por el tipo de falla que afecte al lugar y sobre todo, por la experiencia que se tenga de terremotos anteriores. Esto último con miras a aclarar que este coeficiente no es de ninguna manera un reflejo de las aceleraciones máximas obtenidas en los registros. Saragoni, 1981 [S1] reporta las expresiones que relacionan la intensidad máxima del suelo con la intensidad de Mercalli Modificada para zonas de subducción (Ec 3.4) y para zonas de transcurción (Ec. 3.5), tal como sigue:

- $\text{Log}_{10} a_{\text{max}} = \frac{I}{2.9} - \frac{1}{4.5}$ expresión obtenida de 36 componentes de registros de sismos en Chile y Perú. (Ec. 3.4)
- $\text{Log}_{10} a_{\text{max}} = \frac{I}{3} - \frac{1}{2}$ Expresión obtenida por Richter, 1958 para sismos en zonas de transcurción (California). (Ec. 3.5)

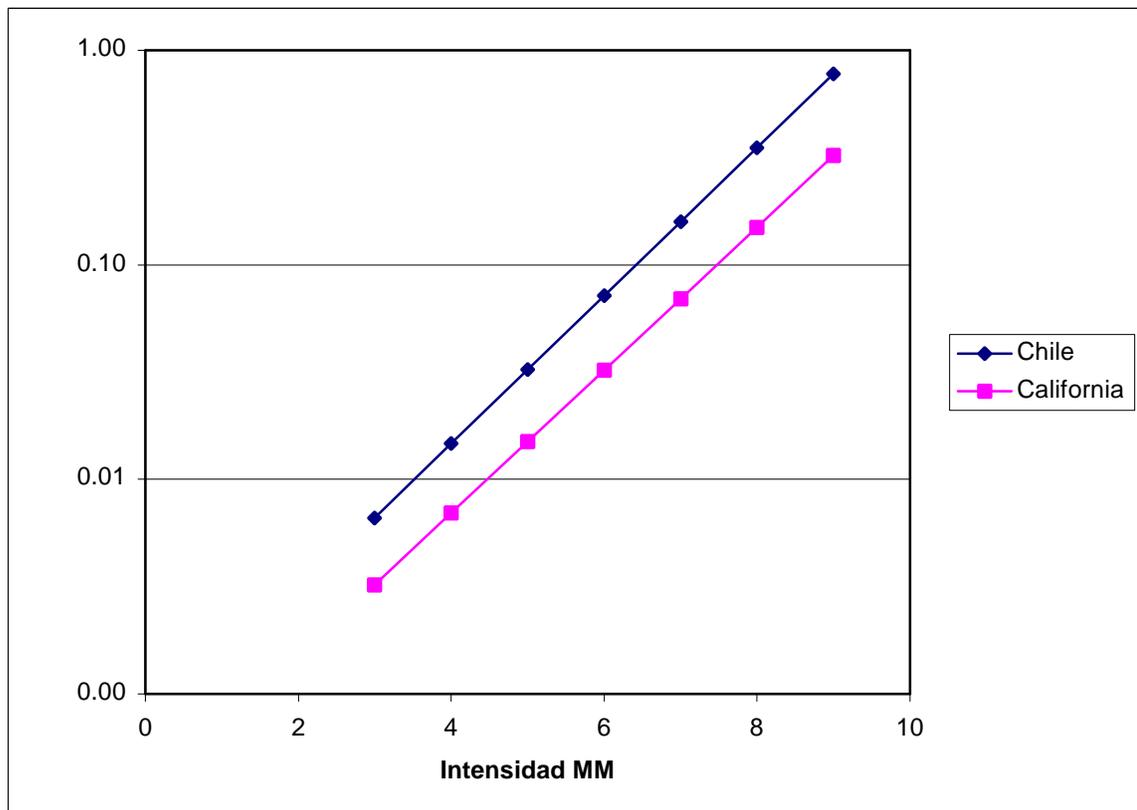


Figura 3.4 – Correlación de aceleraciones máximas horizontales con intensidad de Mercalli Modificada (IMM)

En la figura 3.4, las aceleraciones esperadas de suelo para una cierta intensidad son mayores en Chile que en California, sin embargo, esto no se traduce directamente en que los sismos de mayores aceleraciones produzcan una mayor destrucción, tal como ha sido corroborado por la

experiencia que se expone explícitamente en el reporte de la revista Earthquake Spectra, 1986 [E1]. El problema de la destructividad ha sido tratado teóricamente por Saragoni, 1981, donde se muestra que el daño producido por un terremoto depende, simultáneamente, de varios factores, entre los que se puede mencionar: la aceleración máxima del suelo, el número de cruces por ceros del acelerograma y la duración del movimiento fuerte. Por lo tanto, la aceleración efectiva máxima del suelo (A) no es, de ninguna manera, la máxima aceleración registrada en los terremotos.

Por último, la aceleración efectiva A puede tomar algún valor particular que no esté en el mapa de riesgo sísmico, según lo expresa la norma AASHTO [A2], si el lugar donde la estructura se construirá cumple alguna de las siguientes características:

- a) El lugar está ubicado cerca de una falla activa
- b) Se esperan sismos de larga duración en la zona
- c) La importancia del puente es tal que largos periodos de exposición deben ser considerados.

Por su parte, el Manual de Carreteras no contempla ninguna indicación respecto a obtener algún valor distinto del coeficiente A para lugares que puedan estar particularmente afectados por un riesgo sísmico mayor.

En segundo lugar se mencionó el coeficiente de suelo S como una componente común de un espectro de diseño, que pretende reflejar efectos locales de amplificación por el tipo de terreno. La tabla 3.1 muestra la gran diferencia del coeficiente S entre las distintas normas.

Tabla 3.1 - Valores del Coeficiente de Suelo S para las distintas normas

Tipo de suelo	Manual de Carreteras	AASHTO Estándar	AASHTO Isolation
I	0.9	1.0	1.0
II	1.0	1.2	1.5
III	1.2	1.5	2.0
IV	1.3	2.0	2.7

El valor del coeficiente S refleja la relación existente entre los espectros de respuesta del movimiento del suelo tomando como base algún tipo, donde S es igual a la unidad. Se aprecia que en los estratos más blandos hay un aumento de las aceleraciones del terreno por lo que la demanda sísmica es mayor sobre estructuras dispuestas sobre ellos.

Las diferencias que muestran los valores de las normas norteamericanas resultan confusas pues se trata del mismo sitio. Esto se debe a que los desplazamientos se obtienen a partir del espectro de aceleraciones, y estos poseen un decaimiento diferente por lo que es necesario ajustar los coeficientes de suelo para obtener en ambos casos, estructuras con y sin aislación, un desplazamiento de diseño similar.

El tercer aspecto es la forma del decaimiento para períodos altos. Las dos normas que no incluyen sistemas de aislación sísmica presentan un decaimiento proporcional a $1/T^{2/3}$, mientras que la norma AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design propone utilizar un decaimiento proporcional a $1/T$, valor similar al decaimiento real mostrado por el espectro de

respuesta del movimiento del suelo. Esto se traduce en un diseño conservador para estructuras convencionales de periodos altos, tal como se aprecia en los gráficos de espectros antes presentados. Las razones para ser conservador en las estructuras convencionales de períodos altos son: evitar excesivas demandas de ductilidad en algunas columnas y evitar problemas de inestabilidad que se acentúan cuando aumenta el período. En el diseño con aislación sísmica estos problemas no se presentan pues se introduce por medio de elementos específicos (aisladores) flexibilidad y amortiguamiento que concentran la demanda de ductilidad y protegen a la subestructura. Por estas razones, la norma AASHTO para puentes aislados, utiliza simplemente un decaimiento $1/T$ y elimina el conservantismo.

El decaimiento utilizado por el espectro de diseño tiene una influencia en el desplazamiento que puede experimentar una estructura. Para aclarar esto basta recordar la relación que existe entre los espectros de aceleraciones y de desplazamientos. Esta es:

$$S_D = \frac{1}{\omega^2} \cdot S_A \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

S_D : espectro de desplazamientos

S_A : espectro de aceleraciones

ω : frecuencia

Se presentan a continuación los gráficos para los espectros de desplazamiento asociados a ambas normas norteamericanas con la finalidad de darle más consistencia a la comparación. Se muestran los espectros asociados a una zona con aceleración efectiva igual a 0.40g (zona III Chilena) para los cuatro tipos de suelo.

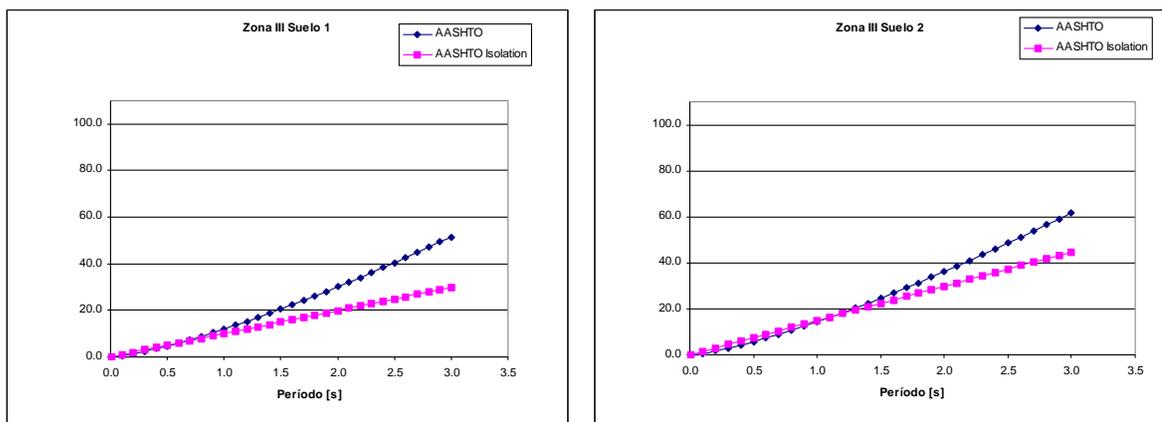


Figura 3.5a – Comparación de espectros de desplazamientos para las normas AASHTO

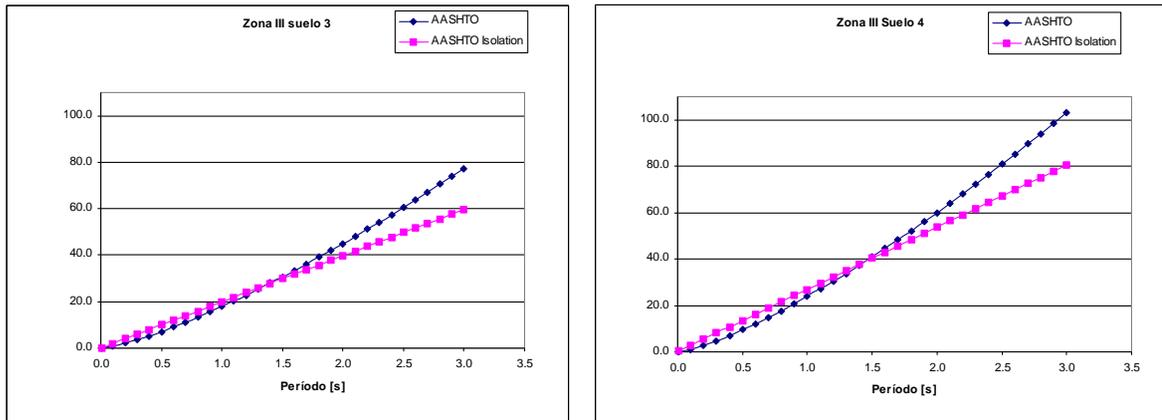


Figura 3.5b – Comparación de espectros de desplazamientos para las normas AASHTO

Estos espectros de desplazamiento se obtuvieron con los coeficientes que cada norma especifica salvo la aceleración efectiva, que busca representar el riesgo sísmico local.

Se aprecia de los gráficos la diferencia entre los desplazamientos obtenidos para cada norma, especialmente para períodos superiores a 1.5 segundos, salvo para suelo tipo I donde las diferencias comienzan a partir de periodos que sobrepasan 1.0 segundo. Las diferencias porcentuales entre los desplazamientos de período $T=3s$ para los suelo tipo 1, 2, 3 y 4 son 73%, 38%, 30% y 28% respectivamente. Entonces, el uso de un decaimiento no conservador para estructuras aisladas trae consigo dos consecuencias fundamentales para períodos altos (que es donde se encuentran los puentes con sistemas de aislación): una reducción de los esfuerzos de diseño y de los desplazamientos.

Es importante reconocer que, pese a que las mayores diferencias porcentuales ocurren para suelo tipo I, los valores máximos se obtienen para suelos más blandos, es decir, suelos tipo IV.

Por último, se considera necesario emitir algunos comentarios respecto al espectro de respuesta. En primer lugar, estos espectros son utilizados por los respectivos códigos para realizar dos tipos de análisis: uno sencillo en que se considera la estructura vibrando en sólo un modo o bien uno más detallado, para estructuras más complejas, donde intervienen varios modos de vibrar. Los análisis que involucran al espectro de respuesta no son las únicas formas de obtener los esfuerzos de una estructura; también es posible realizar análisis lineales o no-lineales en el tiempo cuando la complejidad de la estructura lo amerite, pero estos requieren información más detallada. El Manual de Carreteras dispone que un tipo de análisis como este último (en el tiempo) puede ser solicitado para estructuras de geometría compleja o bien cuando el proyecto se encuentre emplazado en zonas próximas a fallas geológicas. La norma AASHTO exige un análisis en el tiempo cuando la estructura tiene un período efectivo superior a 3 segundos, además de una evaluación local del riesgo sísmico con el fin de detallar un coeficiente de aceleración efectiva para el sitio en condiciones que se mencionaron con anterioridad en este capítulo.

Por otra parte, de los gráficos de los espectros de aceleración y las expresiones que los generan, se ve que los valores máximos de las aceleraciones de diseño que ocurren en los períodos cortos, difieren en magnitud y en las variables de las cuales dependen. Las normas AASHTO proponen que las aceleraciones de diseño no sobrepasen el valor $2.5A$, es decir, sólo dependen de la aceleración efectiva, que es reflejo del riesgo sísmico. Por su parte, el Manual de

Carreteras propone utilizar un valor que no sobrepase $1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A / g$, donde los factores K_1 y S dependen del tipo de suelo, por lo tanto el máximo estará relacionado con la aceleración y con el tipo de suelo. La diferencia de magnitud entre estos máximos se debe a que se usan valores de aceleración efectiva menores en Chile que en EE.UU.

Respecto a los coeficientes de suelo, el efecto de sitio se determina de los diferentes registros que se obtienen de un mismo temblor con instrumentos instalados en diferentes lugares. Al analizar los espectros de respuesta del suelo, se aprecia que hay amplificaciones para los suelos más blandos, que es lo que refleja el coeficiente S , pero además, la amplificación del movimiento se corre hacia las frecuencia bajas en la medida que el suelo es mas blando. Por esto último, situar una estructura con sistemas de aislación en suelo blando puede no reportar beneficios. Respecto a esto último, la norma AASHTO Isolation entrega un comentario. “Suelo IV: perfil con arcillas blandas o sedimentos de profundidad mayor que 12 m. Se recomienda hacer estudios específicos de sitio cuando el coeficiente de aceleración excede 0.29”. Por su parte, el Manual de Carreteras no especifica nada al respecto pues no contempla sistema de aislación.

3.2.2 Factores de modificación de las propiedades del sistema de aislación

Las propiedades mecánicas de los aisladores influyen directamente en los parámetros de diseño. En particular, de ellos depende la capacidad de disipar energía y la fuerza transmitida a la subestructura. Para estas últimas, es necesario conocer el coeficiente de amortiguamiento, que resulta ser proporcional al área encerrada por el ciclo de histéresis, y la rigidez efectiva K_{ef} , respectivamente. A su vez, estas variables dependen de la resistencia característica Q_d y la rigidez post-fluencia K_d (ver figura 3.6).

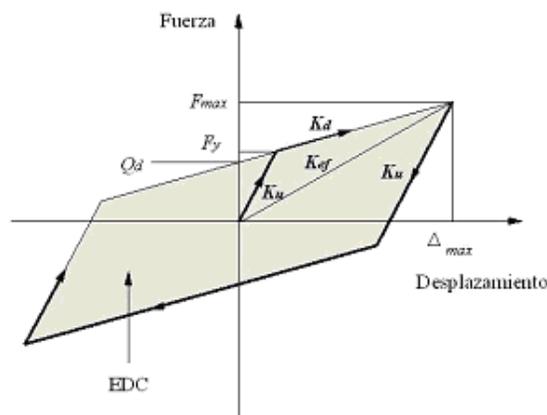


Figura 3.6 - Relación bilineal Fuerza-Desplazamiento.

La norma AASHTO “Guide Specification for Seismic Isolation Design” publicada en 1999 introduce por primera vez unos factores de modificación de las propiedades mecánicas de los aisladores, reconociendo que dichos artefactos pueden sufrir modificaciones en sus propiedades por diferentes motivos (temperatura, envejecimiento, contaminación, ablandamiento por deformación, velocidad y recorrido)

Estos factores son:

λ_t = factor que toma en cuenta el efecto de la temperatura

λ_a = factor que toma en cuenta el efecto del envejecimiento (incluye corrosión)

λ_v = factor que toma en cuenta el efecto de la velocidad

λ_{tr} = factor que toma en cuenta el efecto del recorrido

λ_c = factor que toma en cuenta el efecto de la contaminación (en sistemas deslizantes)

λ_{scrg} = factor que toma en cuenta el efecto del ablandamiento por deformación (scragging) del aislador (sistemas elastoméricos)

Luego, los ponderadores finales para máximos o mínimos son:

$$\lambda_{\min,Kd} = \lambda_{\min,t,Kd} \cdot \lambda_{\min,a,Kd} \cdot \lambda_{\min,v,Kd} \cdot \lambda_{\min,tr,Kd} \cdot \lambda_{\min,c,Kd} \cdot \lambda_{\min,scrg,Kd} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$\lambda_{\max,Kd} = \lambda_{\max,t,Kd} \cdot \lambda_{\max,a,Kd} \cdot \lambda_{\max,v,Kd} \cdot \lambda_{\max,tr,Kd} \cdot \lambda_{\max,c,Kd} \cdot \lambda_{\max,scrg,Kd} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

$$\lambda_{\min,Qd} = \lambda_{\min,t,Qd} \cdot \lambda_{\min,a,Qd} \cdot \lambda_{\min,v,Qd} \cdot \lambda_{\min,tr,Qd} \cdot \lambda_{\min,c,Qd} \cdot \lambda_{\min,scrg,Qd} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

$$\lambda_{\max,Qd} = \lambda_{\max,t,Qd} \cdot \lambda_{\max,a,Qd} \cdot \lambda_{\max,v,Qd} \cdot \lambda_{\max,tr,Qd} \cdot \lambda_{\max,c,Qd} \cdot \lambda_{\max,scrg,Qd} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Por último, éstos modifican las propiedades originales del sistema de Aislación.

$$K_{d,\max} = K_d \lambda_{\max,Kd} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

$$K_{d,\min} = K_d \lambda_{\min,Kd} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

$$Q_{d,\max} = Q_d \lambda_{\max,Qd} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

$$Q_{d,\min} = Q_d \lambda_{\min,Qd} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Es de interés suponer los casos más desfavorables asumiendo que estas propiedades pueden ser alteradas. Si se usan los valores mínimos de Q_d y K_d se obtiene la menor disipación de energía, y por lo tanto, los máximos desplazamientos. Por otra parte, si se usan los valores máximos de Q_d y K_d se obtiene la mayor rigidez efectiva y se traspasa a la subestructura la máxima fuerza (ver figura 3.7).

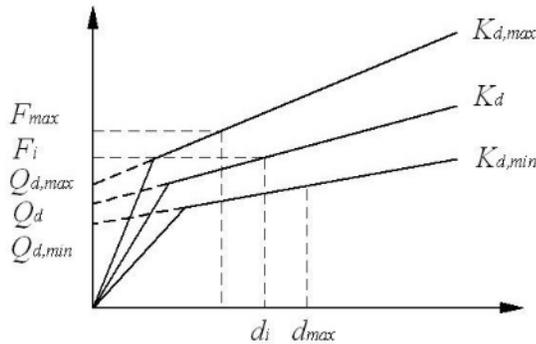


Figura 3.7 - Relación bilineal Fuerza-Desplazamiento modificada.

Los factores se obtienen por separado para cada uno de los efectos que puedan modificar las propiedades del aislador y van directamente multiplicados a los parámetros Q_d y K_d .

Estos factores tomarán diferentes valores según el tipo de aislador, pues son afectados de manera diferente. En particular, se detallan para los aisladores elastoméricos y para los de fricción.

Para los aisladores elastoméricos se distinguen aquellos hechos de goma de alto amortiguamiento, que son los que presentan mayor variación en sus propiedades, y aquellos hechos con goma de amortiguamiento moderado, que exhiben un buen comportamiento. Los aisladores de fricción no requieren ser diferenciados, pero su tratamiento es más complejo pues presentan más problemas.

3.2.2.1. Aisladores Elastoméricos

Para una mejor comprensión, se realiza una discusión separada de todos los fenómenos que pueden modificar las propiedades mecánicas de un aislador elastomérico, es decir; envejecimiento, velocidad, temperatura y ablandamiento por deformación.

3.2.2.1.1. Ablandamiento por deformación y Recuperación

Los aisladores elastoméricos, al ser ensayados, muestran una resistencia característica y una rigidez post-fluencia más elevada en el primer ciclo, las que se dice no estar afectadas por ablandamiento (unscragged). Luego, en los ciclos que siguen, las propiedades se estabilizan en un valor menor y se dice de ellas que están afectas al ablandamiento por deformación (scragged), tal como lo muestra la figura 3.8:

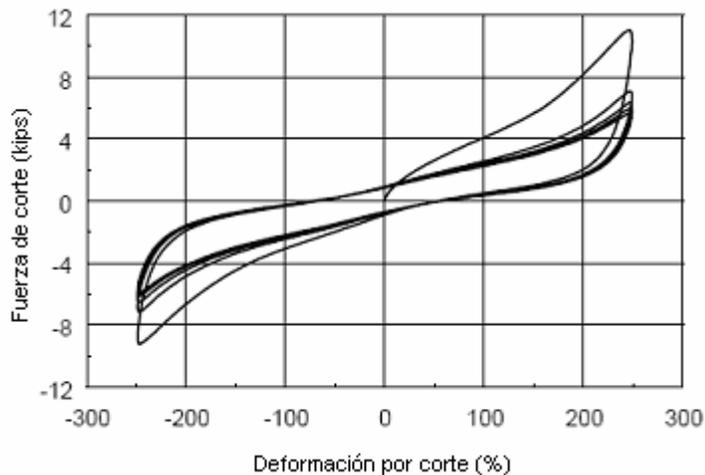


Figura 3.8 - Relación fuerza desplazamiento para un aislador de alto amortiguamiento.

Últimamente se ha reconocido que las propiedades iniciales (unscragged) de los aisladores se recuperan, lo cual sugiere que los procesos químicos en el elastómero continúan su post-vulcanización. La velocidad con que esto ocurre depende de los componentes de la goma y de la extensión del curado.

Entonces, se tienen dos grupos de propiedades que caracterizan mecánicamente a un aislador: aquellas originales y las afectadas por el ablandamiento. Estas últimas serán las que permanezcan estables durante la sollicitación sísmica, pues rara vez se inducirá un número pequeño de ciclos al sistema de aislación, al menos, para un evento de magnitud considerable. Por lo tanto tiene sentido caracterizar las propiedades del aislador afectadas por ablandamiento y entender que los factores de modificación amplificarán estas propiedades entregando el valor máximo que puedan tomar, es decir, las propiedades no afectadas por el ablandamiento o vírgenes, que estarán presentes al inicio de cada sollicitación sísmica, en el entendido que estén separadas por un tiempo suficiente como para que la goma se recupere. Esto último representa la condición más desfavorable, por lo tanto define $\alpha_{max,scrag}$ para las dos características de interés (K_d y Q_d). Respecto a si pueden existir valores menores que las propiedades afectadas por el ablandamiento, no se tiene conocimiento por falta de experimentación, por lo tanto, los valores mínimos se consideran iguales a la unidad. Se debe tener en cuenta además que las sollicitaciones sísmicas no son las únicas causas de deformación sobre un puente, lo son también las cargas de servicio y las dilataciones térmicas, por lo que este efecto se debe considerar de manera poco conservadora.

En general, se reconoce que la diferencia entre las propiedades mecánicas de un aislador hecho de goma natural es muy leve, contrastando con aquellos que poseen un alto amortiguamiento. Esto se atribuye a los aditivos incorporados a la goma y al proceso de curado (incompleto) que son necesarios para obtener un aumento en el amortiguamiento. También se aprecia una diferencia sustancial en las propiedades mecánicas de aisladores en que el proceso de curado se realizó de manera deficiente.

Tomando en cuenta estos hechos, y apoyados en un número limitado de ensayos, el grupo T-3 decidió asignar los siguientes valores:

Tabla 3.2 - Valores de $\alpha_{max,scrag}$ para aisladores elastoméricos

Tipo de Goma	Factor para la rigidez post-fluencia (K_d)	Factor para la resistencia característica (Q_d)
Bajo Amortiguamiento	1.0	1.0
Alto Amortiguamiento ($\alpha_{ef} \leq 0.15$)	1.2	1.2
Alto Amortiguamiento ($\alpha_{ef} > 0.15$)	1.8	1.5

Estos valores han sido discutidos por Thompson et al., 2000, quienes encontraron una relación entre el factor α_{scrag} y el módulo de corte independiente del amortiguamiento. Ello se basa en ensayos realizados a 34 aisladores de 5 procedencias distintas con diferentes amortiguamientos, arrojando los resultados de la figura 3.9 (se debe interpretar el factor α_{scrag} como la diferencia entre el primer y tercer ciclo):

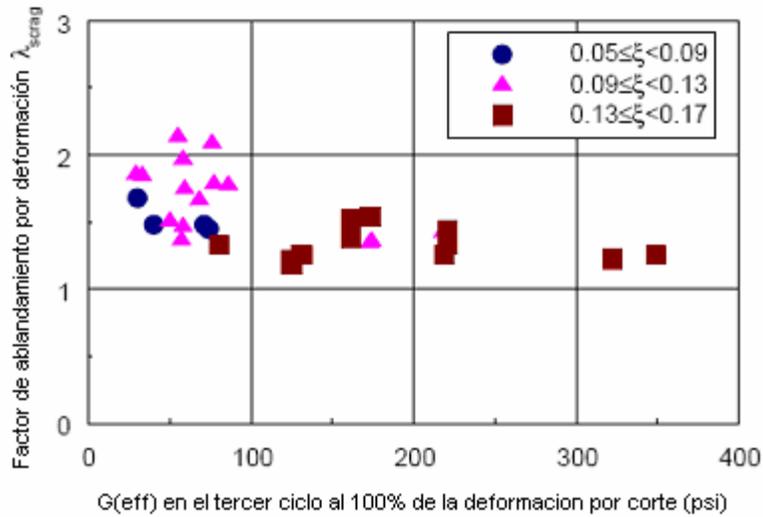


Figura 3.9 - Valores de λ_{srag} para aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento

Este último hecho crea la necesidad de revisar los valores expuestos en la tabla 3.2, o bien reasignarlos no como función del amortiguamiento, sino respecto a otro parámetro que resulte más conveniente.

Otro aspecto interesante es conocer si el ablandamiento por deformación afecta a las dos direcciones simultáneamente, o sólo ocurre en aquella en que se produce el desplazamiento. Para aclarar esto, se ensayó un aislador provocando un ciclo completo en la dirección X, seguido inmediatamente por otro ciclo completo en la dirección Y. Si el ablandamiento en un eje no afecta la dirección ortogonal, ambos *loops* debieran ser idénticos. En el gráfico que sigue se aprecia claramente que el ablandamiento en un eje afecta la respuesta en el eje perpendicular.

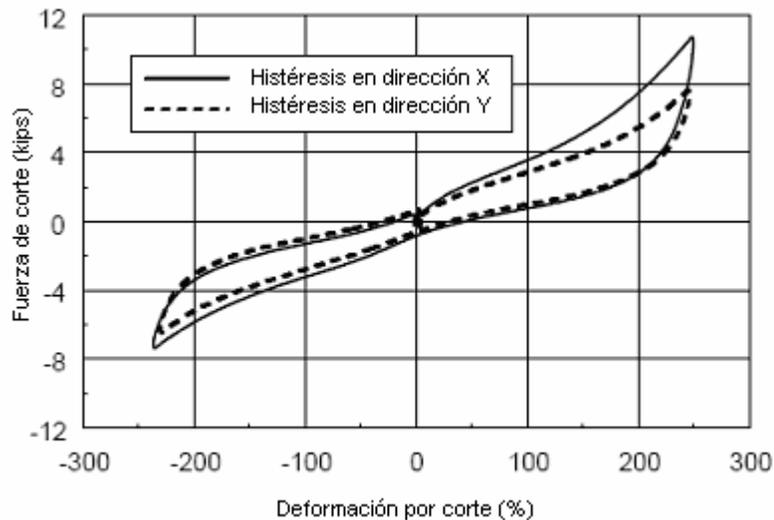


Figura 3.10 - Ciclo de histéresis para movimiento bi-direccional

3.2.2.1.2. Envejecimiento

Lo ideal para conocer y entender el efecto del envejecimiento en los aisladores elastoméricos es tener la experiencia suficiente. Lamentablemente estas tecnologías son recientes y no hay demasiados datos disponibles. Uno de los más importantes podría considerarse el reportado por Clark et al., 1996, donde ensayaron los aisladores después de 13 años de uso, aunque no en las mismas condiciones (carga, frecuencia, etc.) además de no disponer de toda la información original.

Pese a esto, se puede concluir lo siguiente:

- (a) El envejecimiento puede causar un aumento de las dos propiedades fundamentales de un aislador, es decir, de la resistencia característica Q_d y de la rigidez post-fluencia K_d .
- (b) Estos incrementos dependen de la composición de la goma. Se espera que sea mayor mientras más grande sea el amortiguamiento.
- (c) Se espera que estos incrementos sean, en general, pequeños, salvo para aisladores mal vulcanizados (entre 10 a 20 %).

Un resultado importante es la prueba hecha a un aislador de alto amortiguamiento de Bridgestone por Kojima y Fukahori, 1989, mediante un proceso de envejecimiento acelerado basado en la exposición prolongada a altas temperaturas (mas de 45 días a 60-80°C). Concluyen que para producir un aumento del módulo de corte del 15% es necesario someter al aislador a una temperatura de 15°C por 29000 días o 79.5 años. De cualquier manera este resultado no parece confiable.

De lo anterior, podemos mencionar a modo de resumen que el envejecimiento afecta tanto a la resistencia característica Q_d como a la rigidez post-fluencia K_d . Se estima que en un período de 30 años el incremento de estas propiedades es cercano al 10% para aisladores fabricados con goma normal y un tanto mayor para aquellos hechos con goma de alto amortiguamiento.

Sin embargo, tal como se discutió en el punto 3.2.2.1.1, la existencia de diferencias entre las propiedades originales del aislador con respecto a aquellas afectadas por el ablandamiento implican que los procesos químicos continúan después del vulcanizado del elastómero dando espacio a cambios en el tiempo. Por lo tanto, se torna necesario establecer un criterio y dividir a los aisladores de alto amortiguamiento en dos grupos: (a) aquellos en que las propiedades iniciales (unscragged) superan en un 25% a las propiedades afectadas por el ablandamiento (scragged) y (b) otro en que esta diferencia no supera el 25%.

Tomando en cuenta lo anterior, se proponen valores para los máximos que puedan alcanzar los α . Estos valores están fundamentados en el criterio de los ingenieros responsables de la investigación (Constantinou, 1999). Los valores mínimos se consideran igual a la unidad pues se entiende que las propiedades con el tiempo no disminuyen.

Tabla 3.3 - Valores de α_{max} para aisladores elastoméricos

Tipo de Goma	Factor para la rigidez post-fluencia (K_d)	Factor para la resistencia característica (Q_d)
Bajo Amortiguamiento	1.1	1.1
Alto Amortiguamiento con diferencias menores al 25% (b)	1.2	1.2
Alto Amortiguamiento con diferencias mayores al 25% (a)	1.3	1.3

En la Universidad de California, Berkeley, 1999, se realizaron ensayos para medir el efecto del envejecimiento en aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento de tamaño moderado. Los ensayos se efectuaron con una diferencia de 5 años, tiempo en el cual los dispositivos estuvieron descargados. Las procedencias y componentes fueron diferentes para cada aislador. En general, no se encontraron grandes diferencias en las propiedades mecánicas, salvo para un fabricante, cuyo resultado se muestra en la figura 3.11, donde el factor α_a toma el valor 1.20.

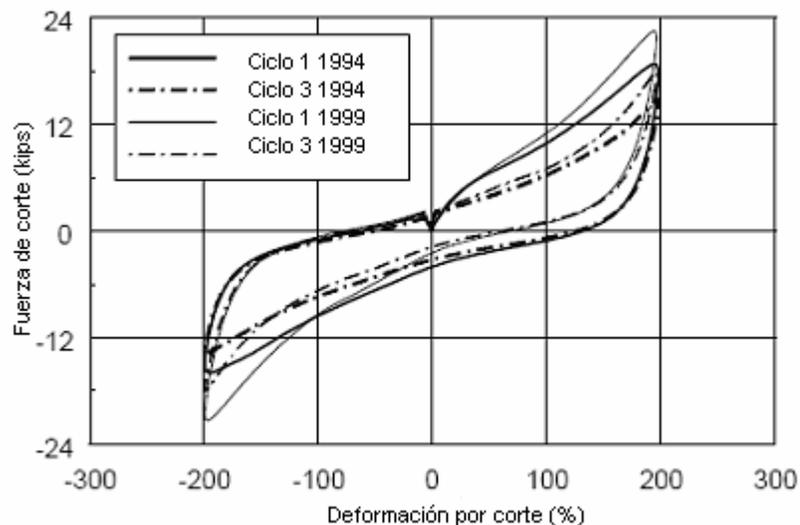


Figura 3.11 - Ciclo de histéresis para la evaluación de la recuperación y el envejecimiento

3.2.2.1.3 Temperatura

La temperatura tiene principalmente dos efectos sobre la goma. El primero de ellos es la variación que experimentan las propiedades mecánicas con la oscilación térmica. Particularmente preocupa el aumento de la rigidez post-fluencia y de la resistencia característica al descender la temperatura. El efecto de las bajas temperaturas consiste en el fortalecimiento térmico instantáneo, desarrolla en el tiempo necesario para reducir la temperatura del aislador hasta la temperatura ambiente, es decir, hasta que se genere el equilibrio térmico, y la rigidización por cristalización, que es dependiente del tiempo. La figura 3.12 muestra estas ideas con más detalle. Como se mencionó anteriormente, el tiempo t_1 es el necesario para que descienda la temperatura del elemento y por lo tanto será mayor mientras más grande sea el aislador, particularmente, cuando sea más alto. Se estima que este tiempo debe estar entre las 12 y las 24 horas. El tiempo t_2 depende de la composición de la goma y de la temperatura.

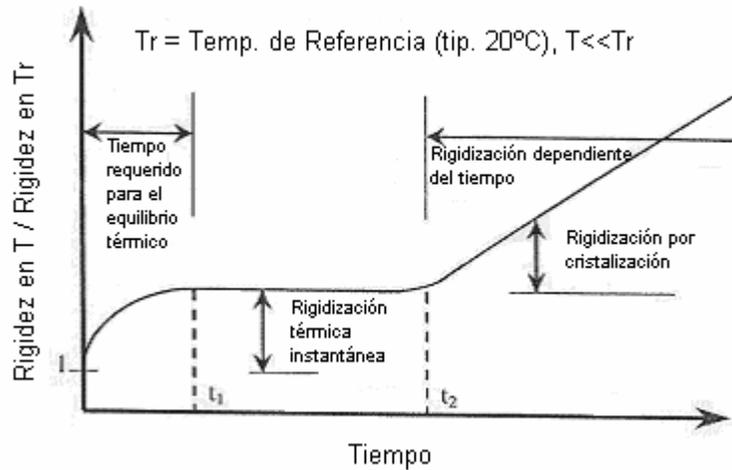


Figura 3.12 - Dependencia temporal del comportamiento de aisladores elastoméricos respecto a bajas temperaturas.

El otro efecto es la rigidización por cristalización, que ocurre cuando la temperatura desciende bajo un cierto nivel crítico propio de la composición del elastómero. Si esto ocurre, la goma se vuelve frágil y muchas de las propiedades mecánicas experimentan rápidos y significativos cambios. Una goma natural, sufre este fenómeno a una temperatura aproximada de -55°C .

Roeder, 1987, sugiere que la rigidización térmica (asumiendo que las exposiciones a temperaturas extremas se produce en intervalos breves) puede ser de importancia en zonas extremas. Así mismo, la cristalización será crucial cuando la temperatura ambiente caiga bajo los 0°C .

De todo lo anterior, queda claro que las bajas temperaturas afectan las propiedades mecánicas de los aisladores, si embargo no se han desarrollado experimentos referentes a las consecuencias de una exposición prolongada a estas condiciones.

Basado en experimentos hechos por Nakano (1993) y Kim (1996), se presenta la tabla siguiente, donde se muestran valores de \max_t para aisladores de alto amortiguamiento (HDRB) como también para aquellos con núcleo de plomo (LRB).

Tabla 3.4 - Valores de \max_t para aisladores elastoméricos

Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	Factor para la rigidez post-fluencia (K_d)		Factor para la resistencia característica (Q_d)	
	LRB	HDRB	LRB	HDRB
20	1.0	1.0	1.0	1.0
0	1.1	1.2	1.2	1.2
-10	1.1	1.4	1.4	1.4
-30	1.3	2.0*	1.8	2.3*

*valores interpolados

Escandar, 2005 [E3], presenta resultados de ensayos realizados en Chile a dos tipos de goma de alto amortiguamiento, donde se revisó la dependencia de las propiedades mecánicas, específicamente el amortiguamiento y el módulo de corte, con la temperatura. Los ensayos se

realizaron a diferentes niveles de deformación y una frecuencia de 0.5 Hz. Las figuras 3.13 y 3.14 muestran la variación de las propiedades mecánicas con la temperatura de una misma probeta.

De esto último es necesario señalar que los parámetros mecánicos estudiados son distintos de aquellos analizados por investigadores norteamericanos, pero guardan directa relación, pues tanto el amortiguamiento como el módulo de corte influyen en la resistencia característica y la rigidez post-fluencia. Se debe recordar que el amortiguamiento depende del área del ciclo de histéresis que está acotada por Q_d y K_d (ver figura 3.6), mientras que el módulo de corte afecta directamente a la rigidez efectiva, que a su vez también depende de Q_d y K_d (ver Ec. 2.2).

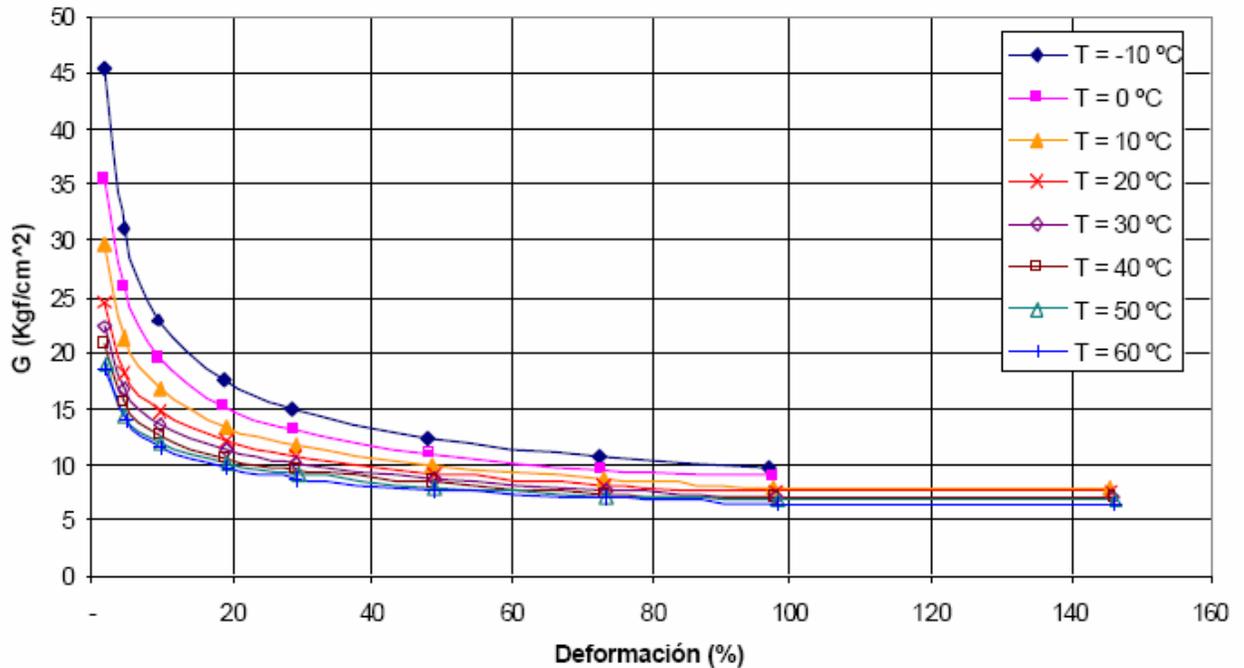


Figura 3.13 – Relación G vs deformación a diferentes temperaturas

Por último, resulta interesante entender qué tan significativa resulta la generación de calor en la goma producto de la energía disipada al momento en que el aislador es solicitado mecánicamente. Este efecto se debe a la acción viscosa y a la fricción entre las moléculas de la goma. Analíticamente, es posible encontrar una relación que despreciando flujos de calor externos, entrega el incremento de temperatura producto de la acción mecánica. Estos incrementos dependen de la forma del aislador, de la fuerza aplicada y de las propiedades térmicas de la goma, resultando para un caso típico de carga axial y corte en un aislador, un incremento de temperatura inferior a un grado, por lo que se argumenta que este efecto es despreciable [C3].

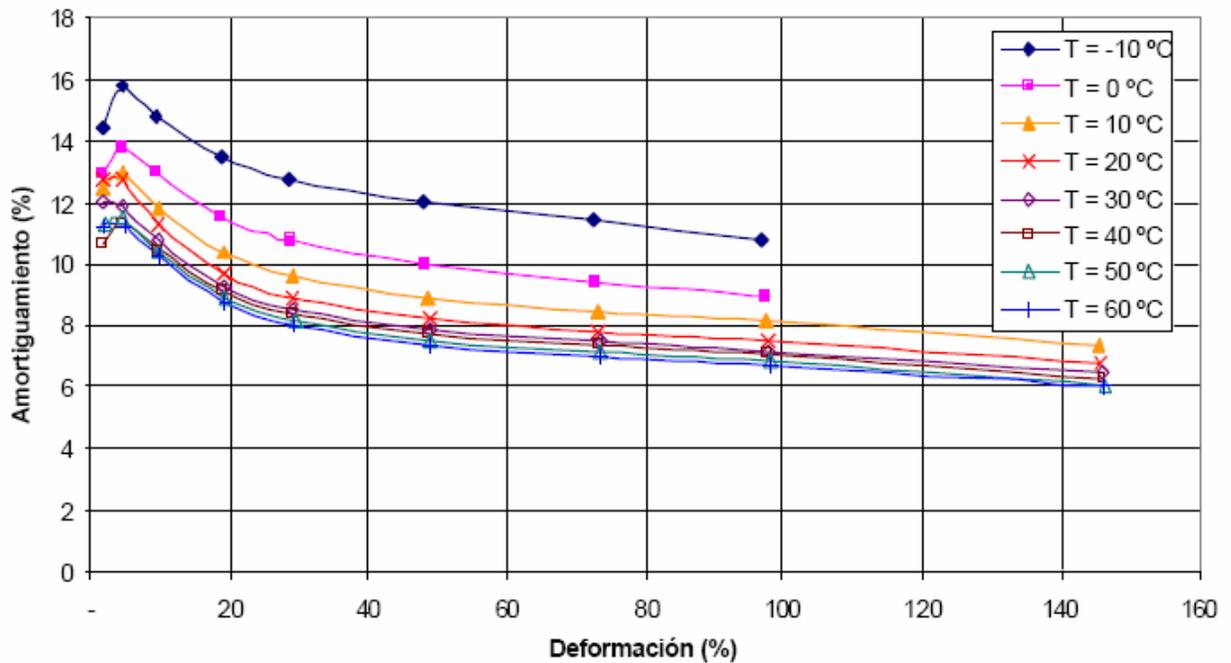


Figura 3.14 – Relación Amortiguamiento vs deformación a diferentes temperaturas.

3.2.2.1.4 Velocidad

La mayoría de los ensayos hechos a aisladores se efectúan en condiciones que pueden no representar su funcionamiento real debido a las limitaciones de las maquinarias empleadas en los ensayos, por lo tanto, se suelen utilizar prototipos a escala que son proporcionados por los mismos fabricantes.

El gráfico que sigue muestra el efecto que tiene la velocidad en la rigidez efectiva y en el amortiguamiento de 5 aisladores de alto amortiguamiento suministrados por cuatro fabricantes distintos. Los factores referidos a la velocidad se calcularon comparando las propiedades del aislador cuando se usaban velocidades altas de carga respecto a velocidades bajas (baja frecuencia). La tendencia que se aprecia es que tanto la rigidez efectiva como el amortiguamiento crecen con la velocidad.

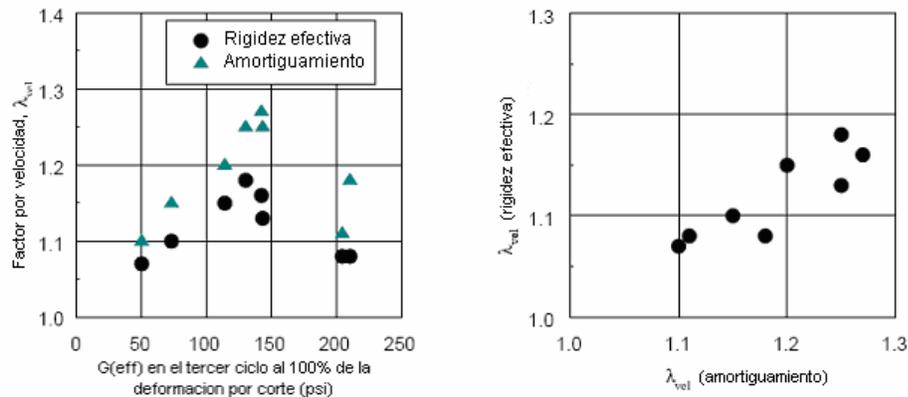


Figura 3.15 - efecto de la velocidad en la respuesta de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento.

Pese a que hay un comportamiento que exhibe una tendencia clara, Thompson, 2000, no propone valores para los factores λ_{vel} . Respecto a los valores mínimos, ocurre algo similar que en los casos anteriores, es decir, se consideran igual a la unidad.

3.2.2.2. Aisladores Friccionales

Se deben distinguir tres tipos de superficies:

- (a) PTFE sin lubricar: consiste en interfaces sin lubricar de acero inoxidable altamente pulidas en contacto con PTFE (polytetrafluoretileno o teflón) o un material compuesto similar.
- (b) PTFE lubricada: consiste en interfaces lubricadas de acero inoxidable altamente pulidas en contacto con PTFE. La grasa que sirve de lubricante es almacenada en pequeños agujeros.
- (c) Interfaces Bi-metálicas: consiste en interfaces de acero inoxidable en contacto con bronce (o metales u aleaciones similares) con o sin lubricantes sólidos como el grafito, plomo, PTFE, etc.

Los factores que afectan a los aisladores friccionales son: envejecimiento, contaminación, recorrido y temperatura. Se detalla cada uno por separado para una mejor comprensión.

3.2.2.2.1 Envejecimiento

Para las interfaces acero inoxidable-PTFE, independientemente de si están lubricadas o no, los coeficientes λ_{vel} están asociados a las transformaciones que sufre la rugosidad con el tiempo. Si bien se usa acero inoxidable con un pulido acabado, la carga permanente, la velocidad, el recorrido, etc. afectan en el largo plazo la rugosidad, por lo cual se hace necesario establecer una corrección. En particular, el acero que posee algo de rugosidad torna al PTFE (teflón) más áspero (lo raya), incrementando la rugosidad de la interfaz. Esto último sumado a que se van acumulando pequeñas partículas que quedan atrapadas entre las dos superficies.

Para las interfaces bi-metálicas, el fenómeno que más afecta es la transformación que sufre la fricción estática ante la presencia de cargas permanentes. En un principio el área real de contacto entre ambas superficies es muy pequeña, y con el paso del tiempo esta aumenta, haciendo lo propio con la fricción.

Por lo anterior, se proponen valores máximos para $\mu_{a,max}$, mientras que los mínimos se consideran igual a la unidad.

Tabla 3.5 - Valores de $\mu_{a,max}$ para aisladores friccionales

Interfaz	PTFE sin lubricar		PTFE lubricada		Bi-metálica	
	Hermético	No Hermético	Hermético	No Hermético	Hermético	No Hermético
Ambiente normal	1.1	1.2	1.3	1.4	2.0	2.2
Ambiente severo	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5

Respecto a estos valores se debe considerar lo siguiente:

- El tiempo de exposición se asume igual a 30 años
- Se diferencia si el dispositivo se instala hermético o no, suponiendo que el que está abierto podría tener contacto con agua y/o sal, generando corrosión.
- El ambiente normal se refiere a sectores rurales o urbanos, mientras el ambiente severo hace referencia a sectores marinos o industriales.

3.2.2.2.2 Contaminación

La contaminación genera en los aisladores deslizantes un incremento en la fricción. Esto se debe a que partículas externas intervienen en el contacto entre las superficies sumado a la abrasión que ellas generan.

Como la contaminación genera aumento de la fricción, se presentan valores máximos para los factores de modificación. Para todo efecto práctico, los mínimos son iguales a la unidad.

Este fenómeno posee algunas variables adicionales, como por ejemplo si se dispone la lámina de acero inoxidable mirando hacia arriba o mirando hacia abajo, pues en el primer caso está mucho más susceptible a sufrir cambios. El caso extremo de usar la lámina de acero inoxidable hacia arriba y el dispositivo no se encuentra hermético no está permitido para ningún tipo de interfaz.

Tabla 3.6 - Valores de $\mu_{max,c}$ para aisladores friccionales

Método de instalación	PTFE sin lubricación	PTFE lubricado	Bi-metálico
Hermético con el acero inoxidable mirando hacia abajo	1.0	1.0	1.0
Hermético con el acero inoxidable mirando hacia arriba, aislador galvanizado o pintado para 30 años	1.0	1.0	1.0
Hermético con el acero inoxidable mirando hacia arriba	1.1	1.1	1.1
No hermético con el acero inoxidable mirando hacia abajo	1.1	3.0	1.1
No hermético con el acero inoxidable mirando hacia arriba	No permitido	No permitido	No permitido

Se debe notar que el efecto de la contaminación pierde importancia si el método de instalación y las condiciones de operación son las adecuadas, de modo que el factor de modificación está en el rango de 1.0 a 1.1 para esos casos.

3.2.2.2.3 Recorrido

Existen una serie de reportes que acusan cambios en el coeficiente de fricción. Uno de ellos es presentado por Kauschke y Baigent, 1986, donde se estudian dos tipos de superficies. La primera la constituye un tipo de plástico acetal (polioximetileno) en contacto con PTFE y la otra de acero inoxidable pulido. En ambos casos el coeficiente de fricción mostró aumentos en los ensayos realizados a temperatura de 21°C, presión de 30 MPa y un recorrido de 2 Km.

Otro estudio es realizado por Long, 1969 y 1974, donde se contempla una superficie no lubricada de PTFE en contacto con acero inoxidable pulido a una presión de 24 Mpa. El resultado obtenido refleja para un recorrido total de 5 Km, un descenso en el coeficiente de fricción durante los primeros 50 m y luego se mantiene casi constante hasta el final del ensayo.

Si bien la información mostrados por los investigadores citados parece contradictoria, se puede afirmar con claridad que en ambos casos las variaciones del coeficiente de fricción son pequeñas. Si el cambio es un aumento o una disminución para cada caso, se puede deber a que el tipo de superficies ensayadas son de distinta procedencia (alemanas para el caso de Kauschke y Baigent, y norteamericanas para Long) y por lo tanto de diferentes composiciones.

En general, los datos presentados no muestran claramente lo que sucede con recorridos acumulados que superan los 2 Km, por lo tanto los valores μ_{tr} están limitados a este rango.

Se presentan valores máximos para μ_{tr} , asumiendo nuevamente que los mínimos son iguales a 1. Los casilleros que no muestran valores, es porque no hay información necesaria en esos casos.

Tabla 3.7 - Valores de $\mu_{max,fr}$ para aisladores friccionales

Recorrido acumulado (m)	PTFE sin lubricación	PTFE lubricado	Bi-metálico
1000	1.0	1.0	-
2000	1.2	1.0	-
>2000	-	-	-

3.2.2.2.4 Temperatura

Para los dispositivos de acero inoxidable-PTFE con o sin lubricación se aprecia de los experimentos realizados, en términos generales, aumentos del coeficiente de fricción al disminuir la temperatura. Al analizar los resultados de estas mediciones, se debe tener presente que están incluidos los efectos de otras variables como la carga vertical, el recorrido, etc.

Se presenta un resumen de los resultados obtenidos por Campbell et al., 1991, al ensayar aisladores de acero inoxidable-PTFE a una presión aparente de 20.7 Mpa, donde se inducen desplazamientos en forma controlada de manera de obtener una trayectoria similar en cada ensayo. Se deja la carga vertical por un tiempo breve y luego lentamente se desplaza hasta un punto máximo para finalmente aplicar un movimiento sinusoidal con dicha amplitud. De esta manera se logra medir el coeficiente de fricción estático y luego el dinámico. Los resultados están en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 - Medidas obtenidas por Campbell et al., 1991

Temperatura °C	Coficiente de Fricción Estático	Coficiente de fricción dinámico
20	0.066	0.016
10	0.125	0.016
0	0.132	0.020
-10	0.149	0.039
-15	0.154	0.057
-20	0.136	0.074
-25	0.157	0.086

Se aprecia claramente la tendencia al aumento del coeficiente de fricción. En base a estos resultados, se proponen valores máximos de μ_t con una temperatura de referencia de 20 °C. Respecto a los valores mínimos se consideran igual a 1, salvo en los casos de interfaces PTFE no lubricadas y lubricadas, donde $\mu_{min,t}$ es igual a 0.9 y 0.8 respectivamente para una temperatura de 50 °C.

Tabla 3.9 - Valores de $\mu_{max,t}$ para aisladores friccionales

Temperatura	PTFE sin lubricación	PTFE lubricado	Bi-metálico
20	1.0	1.0	-
0	1.1	1.3	-
-10	1.2	1.5	-
-30	1.5	3.0	-
-40	1.7	-	-
-50	2.0	-	-

Para los aisladores bimetálicos, no se dispone de información.

3.2.2.3. Consideraciones para el uso de los factores de modificación

Los factores van directamente multiplicados entre ellos para luego ponderar una cierta propiedad (supongamos P_n), tal como se muestra a continuación:

$$P_{\max} = \max \cdot P_n \quad (\text{Ec. 3.15})$$

$$P_{\min} = \min \cdot P_n \quad (\text{Ec. 3.16})$$

Donde:

$$\max = \max,1 \cdot \max,2 \cdot \max,3 \dots\dots \quad (\text{Ec. 3.17})$$

$$\min = \min,1 \cdot \min,2 \cdot \min,3 \dots\dots \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Se consideran todos los casos más desfavorables simultáneamente, lo cual tiene una probabilidad muy baja de ocurrencia. Por ello se presenta un factor de ajuste que pretende corregir esta situación, de la siguiente manera:

$$\max, \text{corregido} = 1 + (\max - 1) \cdot a \quad (\text{Ec. 3.19})$$

$$\min, \text{corregido} = 1 + (1 - \min) \cdot a \quad (\text{Ec. 3.20})$$

Se pondera la fracción que se adhiere o resta de la unidad por el factor a, cuyo valor para cada caso sería:

Tabla 3.10 – Valores del coeficiente “a” de corrección

a	Caso
1.00	Puentes críticos
0.75	Puentes esenciales
0.66	Otros

La clasificación de una estructura en alguno de los tres tipos queda a criterio del ingeniero.

3.2.2.4 Estudio de sensibilidad de la respuesta del puente Marga-Marga aplicando factores de modificación

El uso de factores de modificación de las propiedades mecánicas del sistema de aislación se traduce en cambios de la respuesta estructural, por lo que es necesario estimar la magnitud de ellos tomando como base que los parámetros que definen al sistema de aislación sufren alteraciones. Como se vio anteriormente, estos cambios son aumentos, que para el caso de aisladores elastoméricos pueden superar el 70%.

Por tal motivo, se estudia la respuesta de un modelo del puente Marga-Marga generado por Daza, 2003 [D1] ocupando el software SAP 2000 versión 9.0.4. Los parámetros que caracterizan al sistema de aislación fueron obtenidos en su mayoría de ensayos hechos entre 1995 y 1997 en el

IDIEM tanto a probetas de goma como a los propios aisladores utilizados en la construcción del puente.

El módulo de corte queda caracterizado por la curva de respuesta que sigue [D1]:

$$G = 60.0507 \cdot \gamma^{-0.3764} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Con este valor se puede obtener el módulo de elasticidad (E_c) y la rigidez vertical usando las ecuaciones 2.3 y 2.7 entregados por Kelly [K1].

La rigidez horizontal (efectiva) se encontró directamente de los ensayos realizados a los aisladores. Estos se grafican en la figura 3.16.

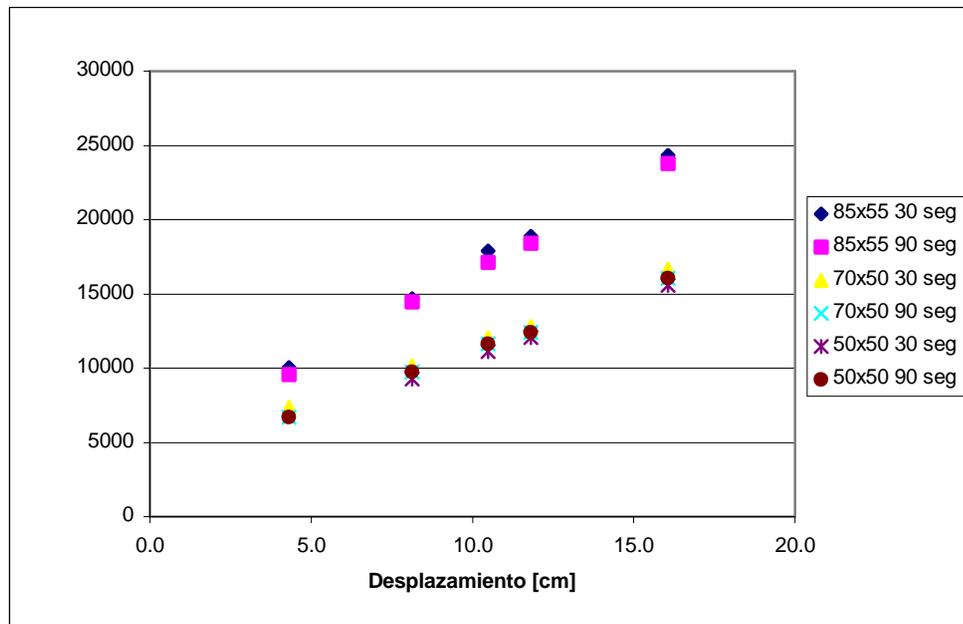


Fig. 3.16 – Relación Fuerza-Defromación obtenida de ensayos para los aisladores del puente Marga- marga

En la figura 3.14 los aisladores de 85x55 cm corresponden a los ubicados sobre las cepas, los de 70x50 cm están dispuestos sobre el estribo norte y los de 50x50 en el estribo sur. El puente posee 4 vigas metálicas longitudinales, las que descansan en cada apoyo sobre un aislador. En total son siete cepas, por lo tanto cada viga se apoya en 9 puntos y existen 36 aisladores considerando los ubicados sobre los estribos.

El espectro utilizado para el modelo corresponde al espectro de respuesta elástico empleado en el diseño de la estructura, desarrollado por Sarrazin et al., 1995 [S4], para un amortiguamiento del 5 %. La figura 3.17 muestra un esquema de éste.

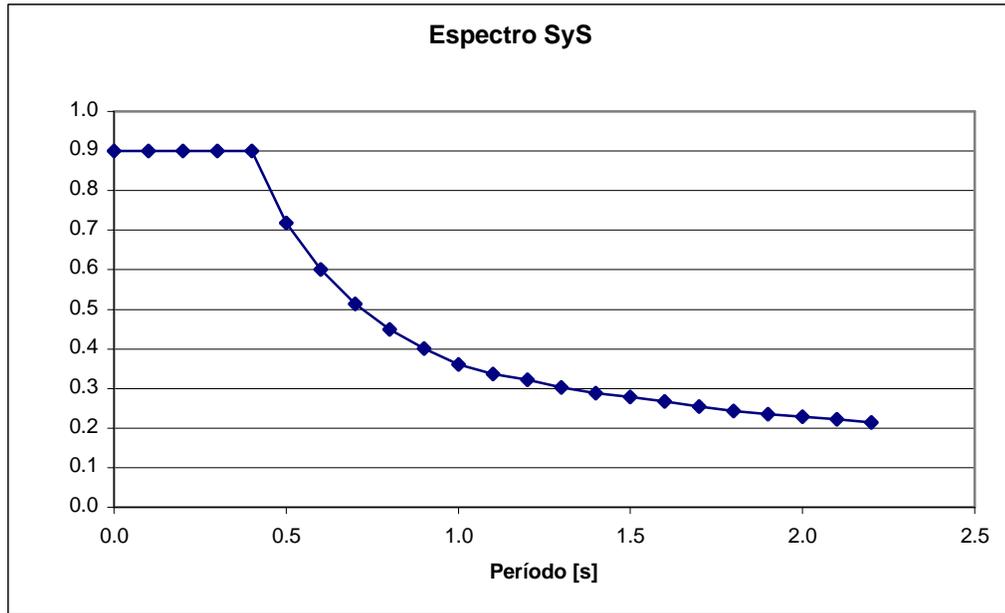


Figura 3.17 – Espectro de respuesta elástico para viaducto Marga-Marga, $\gamma = 5\%$

El análisis realizado en primera instancia es lineal, y para esto el programa sólo requiere caracterizar el sistema de aislación con una rigidez y amortiguamiento efectivos en cada una de las 3 direcciones. Se debe destacar que los aisladores ubicados sobre los estribos no poseen libertad de moverse transversalmente puesto que existen topes que restringen tal movimiento. Las propiedades de los aisladores se muestran en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 – Propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos

Lugar	Ancho [cm]	Largo [cm]	Inercia Longitudinal [m ⁴]	Inercia Transversal [m ⁴]	Factor de forma S	Carga vertical [ton]	Peso aislador [Kg]	Amortiguamiento [B]	C [T/s]	Rigidez efectiva longitudinal [kg/cm]
Cepas	55	85	0.028147	0.01178	14	237	1090	0.06	2.261	1498
Estribo (N)	55	70	0.015721	0.00971	13	77	850	0.06	1.055	1003
Estribo (S)	50	50	0.005208	0.00521	10	41	640	0.06	0.770	1003

Con estos valores, se obtuvieron las propiedades ingresadas al modelo, tal como se detalla en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 – Propiedades de los aisladores ingresadas al modelo

Aislador	peso [ton]	Vertical		Longitudinal		Transversal		Giro		Giro	
		Propiedades Direccionales									
		U1		U2		U3		R2		R3	
		Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T*m]	Amortiguamiento efectivo	Rigidez efectiva [T*m]	Amortiguamiento efectivo
85 x 55	1.09	328595	0	149.8	2.261	149.8	2.261	6509	2.261	2725	2.261
70 x 55	0.85	230216	0	100.3	1.055	0	0	0	0	1909	1.055
50 x 50	0.64	98490	0	100.3	0.770	0	0	0	0	675	0.770

Luego, estas propiedades son amplificadas por los factores γ_{max} correspondiente a aisladores elastoméricos para los criterios de: ablandamiento por deformación, temperatura (0°C) y envejecimiento, tal como se detalla en la tabla 3.13.

Tabla 3.13 – Valores de los factores escogidos

	Qd	Kd	max
scrag =	1.2	1.2	1.2
a =	1.2	1.2	1.2
t =	1.2	1.2	1.2
			1.728

Luego, las propiedades modificadas ingresadas al modelo son las de la tabla 3.14.

Tabla 3.14 - Propiedades modificadas de los aisladores ingresadas al modelo

Aislador	peso [ton]	Vertical		Longitudinal		Transversal					
		U1		U2		Propiedades Direccionales					
		Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	U3		R2		R3	
		Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo [T/s]	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo	Rigidez efectiva [T/m]	Amortiguamiento efectivo
85 x 55	1.09	328595	0	258.9	2.261	258.9	2.261	6509	2.261	2725	2.261
70 x 55	0.85	230216	0	173.3	1.055	0	0	0	0	1909	1.055
50 x 50	0.64	98490	0	173.3	0.770	0	0	0	0	675	0.770

Finalmente, interesa determinar y comparar las diferencias entre los desplazamientos que experimentan los aisladores y los esfuerzos que debe soportar la subestructura en ambos modelos.

En la figura 3.18 se muestra un esquema del modelo utilizado, donde el lado izquierdo representa el estribo sur, luego están las cepas y finalmente el estribo norte a la derecha.

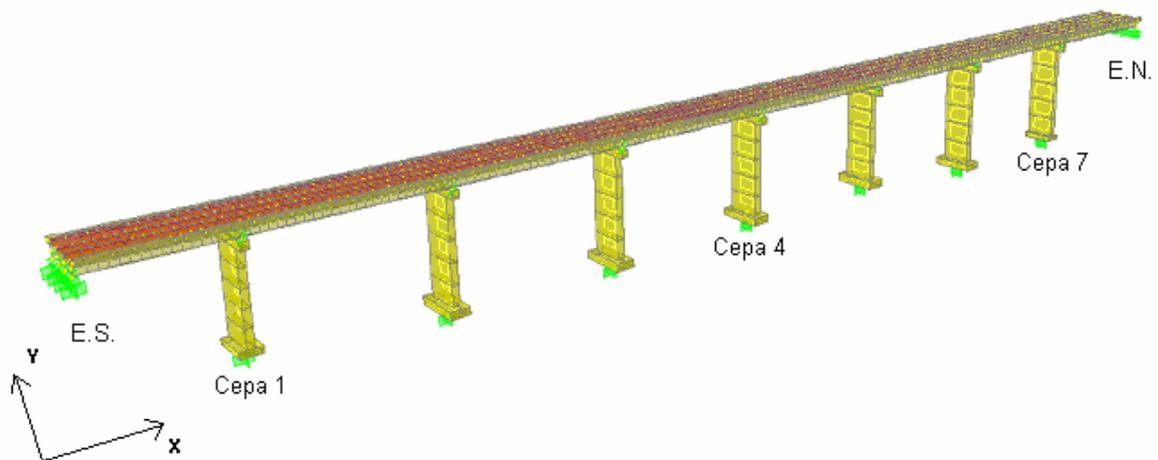


Figura 3.18 – Esquema modelo puente Marga-Marga

Las condiciones de apoyo en los estribos se obtienen empotrando el nodo inferior de cada uno de los ocho aisladores. Los nodos superiores solo están restringidos de moverse en la dirección transversal, por lo que los aisladores presentarán deformación longitudinal y vertical.

Es importante destacar que las solicitaciones ingresadas al modelo son el peso propio y la solicitación sísmica, generando 5 combinaciones de carga:

- Combo 1: PP
- Combo 2: PP + SX
- Combo 3: PP – SX
- Combo 4: PP + SY

Combo 5: PP – SY

De estas combinaciones, la primera de ellas no es de mucho interés pues no genera desplazamientos horizontales. De las otras, se estudian la combinación 2, que resulta simétrica con la combinación 3, y la combinación 4, que le ocurre lo mismo con la 5. Se muestran en las tablas 3.15 y 3.16 los valores de los desplazamientos relativos de los aisladores obtenidos de la diferencia de cada par de nodos (superior e inferior) que definen a cada elemento NLink, para las propiedades originales del sistema de aislación, mientras que para el modelo que posee propiedades modificadas, se muestra las variaciones porcentuales respecto a las primeras. En las tablas 3.17 y 3.18 se muestran los esfuerzos del modelo original y los respectivos cambios porcentuales del modelo modificado para las combinaciones 2 y 4. Estos esfuerzos se obtienen directamente de los elementos “frame”.

Tabla 3.15 – Comparación entre desplazamientos máximos, Combo 2

	Aislador	Resultados con Propiedades Originales						Variación porcentual con Propiedades Modificadas					
		Longitudinal		Transversal		Vertical		Longitudinal		Transversal		Vertical	
		U1 cm	cm	cm	°	°	°	%	%	%	%	%	%
Sur	1	38.34	0.00	-0.05	0.0000	0.0000	0.0000	-29.9	0.0	-0.8	0.0	0.0	0.0
	2	38.34	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-29.9	0.0	-0.8	0.0	0.0	0.0
	3	38.34	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-29.9	0.0	-0.8	0.0	0.0	0.0
	4	38.34	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-29.9	0.0	-0.8	0.0	0.0	0.0
Cepa 1	5	29.71	0.46	-0.07	0.001	-0.004	0.000	-39.1	-1.7	-0.8	-1.7	2.1	0.0
	6	29.76	-0.06	-0.04	0.000	-0.004	0.000	-39.0	-4.2	-0.6	-4.2	2.0	0.0
	7	29.76	0.07	-0.04	0.000	-0.004	0.000	-39.0	-4.0	-0.6	-3.9	2.0	0.0
Cepa 2	8	29.72	-0.44	-0.07	-0.001	-0.004	0.000	-39.1	-2.5	-0.8	-2.5	2.1	0.0
	9	26.63	0.47	-0.08	0.001	-0.006	0.000	-42.4	-1.3	-0.5	-1.6	-1.5	0.0
	10	26.58	-0.07	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-42.5	-5.3	-0.1	-3.6	-1.4	0.0
	11	26.57	0.06	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-42.5	-2.1	-0.1	-3.7	-1.5	0.0
Cepa 3	12	26.58	-0.52	-0.08	-0.002	-0.006	0.000	-42.5	-2.5	-0.5	-2.2	-1.5	0.0
	13	25.87	0.47	-0.08	0.001	-0.006	0.000	-43.2	-1.6	-0.4	-1.8	-2.3	0.0
	14	25.91	-0.08	-0.04	0.000	-0.006	0.000	-43.1	-5.1	-0.2	-4.2	-2.2	0.0
	15	25.93	0.05	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-43.1	-2.1	-0.2	-3.5	-2.2	0.0
Cepa 4	16	25.93	-0.52	-0.08	-0.002	-0.006	0.000	-43.1	-2.4	-0.5	-2.2	-2.3	0.0
	17	26.67	0.53	-0.08	0.002	-0.006	0.000	-42.3	-1.8	-0.5	-1.8	-1.2	0.0
	18	26.66	-0.05	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-42.3	-4.7	-0.2	-3.8	-1.2	0.0
	19	26.66	0.07	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-42.3	-3.7	-0.2	-4.0	-1.2	0.0
Cepa 5	20	26.66	-0.51	-0.08	-0.002	-0.006	0.000	-42.3	-2.3	-0.6	-2.3	-1.2	0.0
	21	26.82	0.52	-0.08	0.002	-0.006	0.000	-42.2	-1.8	-0.4	-1.8	-1.2	0.0
	22	26.82	-0.06	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-42.2	-4.1	-0.1	-3.8	-1.2	0.0
	23	26.82	0.06	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-42.2	-4.1	-0.1	-4.1	-1.2	0.0
Cepa 6	24	26.82	-0.52	-0.08	-0.002	-0.006	0.000	-42.2	-2.2	-0.5	-2.2	-1.2	0.0
	25	23.45	0.52	-0.08	0.002	-0.007	0.000	-45.8	-1.9	-0.3	-1.9	-4.6	0.0
	26	23.45	-0.06	-0.04	0.000	-0.007	0.000	-45.8	-3.8	0.0	-3.9	-4.6	0.0
	27	23.45	0.06	-0.04	0.000	-0.007	0.000	-45.8	-4.5	0.0	-4.0	-4.6	0.0
Cepa 7	28	23.45	-0.52	-0.08	-0.002	-0.007	0.000	-45.8	-2.0	-0.3	-2.1	-4.6	0.0
	29	23.56	0.51	-0.08	0.002	-0.007	0.000	-45.7	-1.7	-0.2	-1.7	-4.5	0.0
	30	23.55	-0.05	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-45.7	-3.3	0.2	-4.0	-4.5	0.0
	31	23.55	0.05	-0.05	0.000	-0.006	0.000	-45.7	-4.7	0.1	-3.7	-4.5	0.0
Norte	32	23.56	-0.51	-0.08	-0.002	-0.007	0.000	-45.7	-1.8	-0.3	-1.9	-4.5	0.0
	33	38.56	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	-29.7	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0
	34	38.56	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	-29.7	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0
	35	38.56	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	-29.7	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0
	36	38.56	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	-29.7	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0

Tabla 3.16 – Comparación entre desplazamientos máximos, Combo 4

Aislador	Resultados con Propiedades Originales							Variación porcentual con Propiedades Modificadas						
	Longitudinal	Transversal	Vertical				Longitudinal	Transversal	Vertical					
	U1			°	°	°	%	%	%	%	%	%		
	cm	cm	cm											
Sur	1	-0.04	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-3.8	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	
	2	-0.04	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-4.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	
	3	-0.04	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-4.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	
	4	-0.04	0.00	-0.05	0.000	0.000	0.000	-3.9	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	
Cepa 1	5	0.46	2.63	-0.07	0.002	0.001	0.001	-16.2	-12.9	0.1	2.9	0.0	-14.4	
	6	0.05	2.12	-0.04	0.000	0.001	0.001	-19.5	-14.8	0.7	-46.0	0.0	-14.4	
	7	0.05	2.25	-0.04	0.000	0.001	0.001	-19.0	-14.2	0.9	13.9	0.0	-14.4	
Cepa 2	8	0.47	1.73	-0.07	-0.001	0.001	0.001	-16.1	-18.6	0.4	-8.1	0.0	-14.3	
	9	1.13	9.71	-0.08	0.002	0.000	0.002	-15.8	-16.8	-1.1	11.5	0.0	-16.4	
	10	0.38	9.24	-0.05	0.000	0.000	0.002	-16.1	-17.2	1.3	126.5	0.0	-16.3	
	11	0.36	9.37	-0.05	0.001	0.000	0.002	-17.3	-17.0	1.6	26.5	0.0	-16.3	
Cepa 3	12	1.09	8.71	-0.08	-0.001	0.000	0.002	-16.2	-18.6	-1.1	-30.8	0.0	-16.1	
	13	0.79	16.76	-0.07	0.003	0.000	0.001	-13.9	-18.0	-4.3	16.8	0.0	-13.6	
	14	0.26	16.37	-0.05	0.000	0.000	0.001	-13.4	-18.0	1.7	66.3	0.0	-13.7	
	15	0.29	16.50	-0.05	0.001	0.000	0.001	-11.9	-17.9	2.0	31.6	0.0	-13.6	
Cepa 4	16	0.85	15.76	-0.07	0.000	0.000	0.001	-13.2	-19.0	-4.3	-118.5	0.0	-13.4	
	17	0.19	20.53	-0.07	0.003	0.000	0.000	-11.3	-17.8	-5.1	18.2	0.0	-9.0	
	18	0.08	20.14	-0.05	0.001	0.000	0.000	-11.4	-17.7	2.3	59.0	0.0	-9.5	
	19	0.07	20.27	-0.05	0.001	0.000	0.000	-13.1	-17.6	2.3	33.2	0.0	-9.7	
Cepa 5	20	0.17	19.49	-0.07	0.000	0.000	0.000	-12.5	-18.7	-5.1	-322.9	0.0	-8.9	
	21	0.69	18.60	-0.07	0.003	0.000	0.001	-13.2	-17.8	-4.8	17.2	0.0	-13.9	
	22	0.25	18.20	-0.05	0.001	0.000	0.001	-13.3	-17.7	2.0	61.5	0.0	-13.5	
	23	0.25	18.32	-0.05	0.001	0.000	0.001	-13.2	-17.6	2.1	32.4	0.0	-13.6	
	24	0.70	17.56	-0.07	0.000	0.000	0.001	-13.2	-18.7	-4.7	-173.6	0.0	-13.6	
Cepa 6	25	1.11	12.09	-0.07	0.002	0.000	0.002	-15.9	-17.9	-1.4	12.1	0.0	-16.5	
	26	0.40	11.62	-0.05	0.000	0.000	0.002	-16.1	-18.1	1.8	89.2	0.0	-16.3	
	27	0.40	11.74	-0.05	0.001	0.000	0.002	-16.2	-18.0	2.0	29.6	0.0	-16.3	
	28	1.11	11.05	-0.07	-0.001	0.000	0.002	-15.9	-19.4	-1.1	-45.0	0.0	-16.2	
Cepa 7	29	0.93	4.71	-0.08	0.002	0.000	0.001	-15.4	-15.6	-1.1	5.2	0.0	-15.9	
	30	0.34	4.17	-0.05	0.000	0.000	0.001	-16.1	-16.9	0.8	-164.3	0.0	-15.8	
	31	0.34	4.28	-0.05	0.000	0.000	0.001	-16.1	-16.5	0.8	19.1	0.0	-15.8	
	32	0.93	3.69	-0.08	-0.001	0.000	0.001	-15.5	-19.4	-1.1	-11.1	0.0	-15.6	
Norte	33	0.09	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	34	0.09	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	35	0.09	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	36	0.09	0.00	-0.04	0.000	0.000	0.000	0.7	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	

Efectivamente, al aumentar la rigidez del sistema de aislación, los desplazamientos se modifican disminuyendo sus magnitudes. Estas disminuciones, para los desplazamientos longitudinales (combo 2), son del orden del 40% para los aisladores ubicados sobre la cepa más corta (cepa 1), y de un 46% para aquellos dispuestos sobre las cepas más largas (cepas 6 y 7). Respecto a los desplazamientos transversales al puente (combo 4), los aisladores ubicados sobre los estribos no presentan deformación pues están fijos en esa dirección, mientras que para los aisladores ubicados sobre las cepas centrales, la reducción es del orden de un 20%. Se debe recordar que las propiedades mecánicas de los aisladores (rigidez efectiva) se incrementaron en algo más de un 70%.

Tabla 3.17 - Comparación entre esfuerzos máximos, Combo 2

	Frame	Resultados con Propiedades Originales					Variación porcentual con Propiedades Modificadas				
		P Ton	V2 Ton	V3 Ton	M2 Ton-m	M3 Ton-m	P %	V2 %	V3 %	M2 %	M3 %
B	1	-1227.08	278.17	0.04	-12.81	6009.66	-0.4	0.6	86.6	-27.9	1.5
	2	-1157.38	278.14	0.04	-12.98	4802.33	-0.5	0.6	86.0	-26.4	1.7
	3	-1087.69	275.59	0.04	-13.15	3610.21	-0.5	0.7	87.8	-24.9	2.1
	4	-1018.00	267.20	0.04	-13.32	2458.59	-0.5	0.9	86.6	-23.5	2.7
	5	-948.30	251.32	0.04	-13.48	1379.27	-0.6	1.4	83.7	-22.2	3.7
	6	-878.61	228.71	0.04	-13.64	410.59	-0.6	2.5	78.8	-21.0	6.3
	7	-720.62	193.94	0.03	-13.71	52.59	-0.7	5.6	79.2	-20.6	3.1
C	8	-1437.09	236.50	-0.08	60.37	6088.51	-0.2	-2.1	54.0	-2.1	-1.6
	9	-1353.21	236.47	-0.09	60.90	4853.70	-0.2	-2.1	47.5	-1.7	-1.5
	10	-1269.32	234.35	-0.09	61.42	3634.15	-0.2	-2.1	45.8	-1.3	-1.2
	11	-1185.44	227.30	-0.09	61.95	2455.54	-0.2	-2.0	45.4	-0.9	-0.9
	12	-1101.55	214.07	-0.09	62.48	1347.79	-0.3	-1.6	47.9	-0.5	-0.2
	13	-1017.68	195.84	-0.09	63.02	344.49	-0.3	-0.9	52.5	-0.1	1.4
	14	-859.68	172.98	-0.09	63.22	40.22	-0.3	0.9	54.0	0.1	-2.4
D	15	-1403.27	228.59	-0.11	93.31	6068.26	-0.2	-3.0	40.2	-0.1	-2.5
	16	-1316.77	228.56	-0.11	93.99	4837.29	-0.2	-3.0	40.1	0.2	-2.3
	17	-1230.27	226.54	-0.11	94.69	3621.80	-0.3	-3.0	40.3	0.4	-2.1
	18	-1143.76	219.80	-0.12	95.38	2446.13	-0.3	-2.8	41.0	0.7	-1.7
	19	-1057.26	207.16	-0.12	96.08	1340.18	-0.3	-2.4	44.5	1.0	-1.1
	20	-970.75	189.83	-0.12	96.79	335.83	-0.3	-1.7	49.2	1.3	0.2
	21	-812.76	168.66	-0.13	97.06	42.54	-0.4	-0.2	56.9	1.5	-5.0
E	22	-1407.45	236.97	0.08	-12.59	6091.27	-0.3	-2.1	94.6	-37.5	-1.5
	23	-1323.74	236.94	0.08	-12.97	4856.57	-0.3	-2.1	95.2	-33.4	-1.4
	24	-1240.04	234.82	0.08	-13.34	3637.33	-0.3	-2.0	93.9	-29.7	-1.1
	25	-1156.34	227.77	0.08	-13.71	2458.71	-0.3	-1.9	91.8	-26.1	-0.7
	26	-1072.64	214.54	0.07	-14.07	1351.03	-0.3	-1.5	88.4	-22.9	-0.1
	27	-988.94	196.30	0.07	-14.42	347.40	-0.4	-0.8	84.2	-20.1	1.5
	28	-830.94	173.39	0.07	-14.54	41.80	-0.4	1.1	78.2	-19.3	-2.8
F	29	-1402.34	238.70	0.02	4.67	6095.99	-0.2	-1.9	124.1	54.6	-1.3
	30	-1319.21	238.67	0.02	4.58	4860.83	-0.2	-1.9	127.1	52.7	-1.2
	31	-1236.07	236.53	0.02	4.50	3640.91	-0.2	-1.8	136.3	50.7	-0.9
	32	-1152.94	229.42	0.02	4.42	2461.91	-0.3	-1.7	127.4	48.7	-0.5
	33	-1069.79	216.07	0.02	4.35	1353.83	-0.3	-1.3	111.3	46.9	0.1
	34	-986.66	197.66	0.02	4.29	350.42	-0.3	-0.5	104.5	45.4	1.8
	35	-828.67	174.38	0.01	4.27	42.37	-0.4	1.3	88.5	45.2	-1.9
G	36	-1461.38	204.93	0.03	0.28	6030.53	-0.1	-5.0	125.8	594.8	-4.7
	37	-1365.10	204.92	0.02	0.17	4801.80	-0.1	-5.0	119.7	901.0	-4.6
	38	-1268.84	203.16	0.02	0.07	3587.91	-0.1	-4.9	119.9	2110.0	-4.5
	39	-1172.56	197.24	0.02	-0.03	2412.55	-0.1	-4.8	122.7	-4077.1	-4.4
	40	-1076.29	186.16	0.02	-0.12	1304.49	-0.1	-4.6	122.6	-1002.3	-4.2
	41	-980.01	171.07	0.01	-0.20	293.34	-0.2	-4.3	108.7	-570.2	-4.6
	42	-822.01	153.67	0.01	-0.21	42.58	-0.2	-4.3	89.9	-519.3	-7.7
H	43	-1501.25	205.74	0.01	1.09	6033.12	-0.1	-4.9	197.5	182.8	-4.6
	44	-1405.35	205.73	0.01	1.02	4804.43	-0.1	-4.9	186.1	183.2	-4.5
	45	-1309.46	203.96	0.01	0.96	3590.39	-0.1	-4.9	157.9	184.5	-4.4
	46	-1213.56	198.02	0.01	0.90	2415.10	-0.1	-4.8	142.9	186.3	-4.3
	47	-1117.67	186.90	0.01	0.84	1307.11	-0.1	-4.6	142.7	188.0	-4.1
	48	-1021.77	171.75	0.01	0.81	296.05	-0.1	-4.3	131.0	190.3	-4.3
	49	-863.78	154.26	0.00	0.80	42.94	-0.1	-4.2	14.8	191.4	-7.6

Tabla 3.18 – Comparación entre esfuerzos máximos, Combo 4

	Frame	Resultados con Propiedades Originales					Variacion porcentual con Propiedades Modificadas				
		P	V2	V3	M2	M3	P	V2	V3	M2	M3
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	%	%	%	%	%
	1	-1228.33	-1.16	13.72	405.52	-20.94	0.1	50.3	49.8	40.8	68.3
	2	-1158.63	-1.16	13.72	348.99	-15.87	0.1	50.3	49.8	38.5	74.0
	3	-1088.94	-1.16	13.71	293.83	-10.79	0.1	50.3	49.8	34.9	85.2
	4	-1019.24	-1.17	13.67	241.01	-5.69	0.1	50.4	49.6	29.1	116.5
	5	-949.55	-1.17	13.60	192.42	-0.55	0.1	50.6	49.4	19.3	730.2
	6	-879.86	-1.18	13.49	151.76	4.64	0.1	51.0	49.0	3.1	-29.9
	7	-721.87	-1.19	13.26	138.00	7.07	0.1	52.3	48.0	-6.3	-1.8
	8	-1436.15	0.19	57.24	1786.69	3.44	0.0	59.9	45.3	44.1	86.6
	9	-1352.27	0.19	57.24	1489.78	2.43	0.0	59.8	45.3	43.6	97.6
	10	-1268.38	0.19	57.20	1195.29	1.42	0.0	59.0	45.3	42.7	125.0
	11	-1184.50	0.19	57.09	906.16	0.42	0.0	58.3	45.1	40.9	282.7
	12	-1100.62	0.19	56.87	630.04	-0.55	0.0	56.9	44.8	35.7	-113.1
	13	-1016.75	0.18	56.54	398.34	-1.48	0.0	51.3	44.4	16.3	-7.0
	14	-858.77	0.20	55.92	346.00	-1.79	0.0	47.7	43.4	-0.2	3.9
	15	-1401.25	-0.09	100.48	3283.41	-2.04	0.0	25.7	42.3	41.8	43.8
	16	-1314.74	-0.10	100.48	2738.57	-1.51	0.0	25.2	42.3	41.7	50.2
	17	-1228.25	-0.10	100.43	2194.40	-0.96	0.0	25.6	42.3	41.5	64.2
	18	-1141.75	-0.10	100.28	1651.66	-0.40	0.0	26.6	42.2	41.2	117.0
	19	-1055.25	-0.10	99.99	1112.57	0.18	0.0	29.2	42.1	40.5	-176.6
	20	-968.75	-0.10	99.52	585.34	0.80	0.0	36.2	41.9	37.2	-15.4
	21	-810.78	-0.10	98.59	405.84	1.04	0.1	36.1	41.6	31.3	-3.5
	22	-1406.86	0.14	123.55	3811.29	3.70	0.0	58.7	42.9	43.9	59.5
	23	-1323.16	0.14	123.55	3164.24	2.96	0.0	59.5	42.9	44.0	59.4
	24	-1239.46	0.14	123.49	2518.45	2.23	0.0	59.5	42.9	44.2	59.4
	25	-1155.76	0.14	123.31	1875.55	1.50	0.1	58.4	42.8	44.4	59.8
	26	-1072.06	0.14	122.95	1239.59	0.79	0.1	56.4	42.7	44.5	61.3
	27	-988.36	0.14	122.39	627.20	0.12	0.1	51.7	42.5	41.6	90.5
	28	-830.38	0.15	121.27	420.93	-0.12	0.1	52.1	42.1	33.1	14.0
	29	-1401.81	0.18	111.49	3458.43	5.39	0.0	56.3	42.6	43.1	52.3
	30	-1318.68	0.19	111.48	2877.89	4.42	0.0	57.7	42.6	43.2	51.1
	31	-1235.54	0.19	111.44	2298.01	3.45	0.0	57.2	42.6	43.2	49.4
	32	-1152.42	0.18	111.28	1720.22	2.49	0.0	56.5	42.5	43.4	46.5
	33	-1069.28	0.18	110.97	1147.10	1.54	0.0	54.8	42.4	43.4	40.9
	34	-986.16	0.18	110.49	589.99	0.62	0.0	50.1	42.3	41.5	22.4
	35	-828.18	0.20	109.53	395.68	0.30	0.0	50.1	42.0	35.7	-6.7
	36	-1458.29	0.31	76.07	2662.48	9.36	0.0	42.5	40.6	39.6	42.8
	37	-1362.02	0.30	76.06	2205.66	7.54	0.0	41.7	40.6	39.2	43.0
	38	-1265.76	0.30	75.91	1751.43	5.72	0.0	40.9	40.7	38.7	43.2
	39	-1169.49	0.30	75.42	1303.96	3.92	0.0	41.2	40.8	37.4	43.6
	40	-1073.23	0.30	74.46	873.74	2.10	0.0	41.1	41.0	33.5	45.4
	41	-976.97	0.30	73.06	498.91	0.30	0.0	40.4	41.3	16.2	73.5
	42	-819.01	0.31	70.90	418.08	-0.29	0.1	41.2	41.3	0.7	6.3
	43	-1504.99	0.33	28.54	992.19	10.79	0.0	43.6	51.3	49.0	40.9
	44	-1409.09	0.33	28.54	821.72	8.82	0.0	44.0	51.3	48.5	40.1
	45	-1313.20	0.33	28.47	652.27	6.85	0.0	44.1	51.1	47.6	39.0
	46	-1217.30	0.33	28.24	485.13	4.89	0.0	43.5	50.7	46.1	37.2
	47	-1121.41	0.33	27.79	322.56	2.97	0.0	40.9	49.7	43.1	33.6
	48	-1025.52	0.33	27.12	170.44	1.08	0.0	40.0	48.2	32.5	19.6
	49	-867.52	0.34	25.97	126.29	0.47	0.0	42.2	45.3	22.1	-5.1

Para facilitar la comprensión de la tabla anterior, se presenta un esquema de la distribución de los elementos “frame” que forman cada cepa.

ES	CEPA 1	CEPA 2	CEPA 3	CEPA 4	CEPA 5	CEPA 6	CEPA 7	EN
	7	14	21	28	35	42	49	
	6	13	20	27	34	41	48	
	5	12	19	26	33	40	47	
	4	11	18	25	32	39	46	
	3	10	17	24	31	38	45	
	2	9	16	23	30	37	44	
	1	8	15	22	29	36	43	

Figura 3.19 – Distribución de los “frame” en el modelo

Respecto a los esfuerzos, es necesario, antes de comentar las magnitudes y sus variaciones, aclarar las direcciones en que cada uno de ellos actúa. El corte V2 va en la dirección longitudinal del puente mientras que el corte V3 lo hace de manera transversal a él, de modo que el momento M3 actúa en conjunto con el corte V2 cuando la sollicitación horizontal es longitudinal (Sx). Cuando la carga dinámica es transversal a la estructura (Sy) interesa el momento M2. En otras palabras, para efecto de analizar esfuerzos, la dirección 2 es paralela al eje longitudinal del puente, mientras que la dirección 3 es transversal (ambas horizontales).

La tabla 3.18 muestra los incrementos que sufren los esfuerzos debido a la sollicitación transversal, al aumentar las propiedades mecánicas del sistema de aislación. Se aprecia que el corte V3 aumenta un 50% en las cepas de los extremos mientras que las cepas centrales llegan a un 42% de incremento. Respecto al momento M2 en las cepas centrales crece un 40%, en la cepa 1, un 38% y en la cepa 7, un 48%.

La tabla 3.17 muestra variaciones de los esfuerzos considerando la combinación 2, es decir, el sismo actuando de manera longitudinal al puente. Los esfuerzos de interés para este caso son V2 y M3, y estos presentan, en la situación más desfavorable, una disminución del 5% en vez del aumento esperado. Estos resultados se pueden deber a varias causas. La primera de ellas es que el espectro de respuesta utilizado llega hasta períodos de 2.2 segundos, rango en el que se encuentra el puente con el sistema de aislación modificado por los factores (ver tabla 3.20), pero el puente con las propiedades originales, posee un período de 2.6 seg para el primer modo (ver tabla 3.19), por lo que el programa SAP 2000 debe generar de alguna manera valores para aquellos modos que sobrepasen los 2.2 segundos, y lo hace manteniendo constante el valor de la aceleración asociada al último período del espectro, por lo tanto es claro que no hay grandes diferencias en las fuerzas de diseño para las dos condiciones de la estructura, en circunstancias que lo esperado es una reducción de la fuerza para períodos más altos. Esto resulta notorio en la dirección longitudinal pues el primer modo es en esa dirección y traslada más del 60% de la masa.

Respecto a la magnitud de los esfuerzos y desplazamientos, se pueden realizar algunos comentarios generales. Para los desplazamientos provocados por la combinación 2 (tabla 3.15), se ve que el tablero se desplaza como cuerpo rígido (ver Anexo A), y la diferencia entre los desplazamientos de los aisladores se debe a la flexibilidad de las cepas, de hecho, los aisladores ubicados sobre los estribos presenta los desplazamientos relativos máximos en conjunto con la cepa más rígida (cepa 1), mientras que para las cepas más largas (6 y 7) la deformación de los aisladores es menor. Para el caso de la combinación 4 (tabla 3.16), el comportamiento de la estructura es similar a una viga simplemente apoyada en flexión, pero en el plano horizontal, por lo

tanto, los máximos desplazamientos de los aisladores ocurren en las cepas centrales, particularmente en la cepa 4. Respecto a los esfuerzos, la combinación 2 (tabla 3.17) muestra momentos (M3) bastante similares para todas las cepas, no así para el corte (V2) que es mayor en la cepa más rígida (1), además se ve cómo aumenta este último esfuerzo con la altura de la cepa. La combinación 4 (tabla 3.18) genera corte (V3) y momento (M2) máximo en las cepas centrales tal como ocurre con los desplazamientos, y además se aprecia que el corte es constante con la altura de la cepa.

La comparación entre las variaciones porcentuales de los esfuerzos y desplazamientos se debe realizar para cada combinación por separado. La combinación 4 muestra que los esfuerzos sufren una modificación del orden del 40% para momento y corte, mientras que los desplazamientos longitudinales sólo lo hacen en un 20%. La combinación 2 muestra grandes diferencias para los desplazamientos, cercanas o superiores al 40%, mientras que los esfuerzos exhiben un comportamiento anómalo por razones ya mencionadas. Resulta complejo afirmar si los desplazamientos o los esfuerzos se ven alterados en mayor intensidad al analizar por combinación, pero lo claro es que, independiente de la dirección, ambos parámetros en algunos casos se modifican del orden del 40%, por lo tanto, se puede asumir ese porcentaje como el cambio que experimentan, tanto los esfuerzos como los desplazamientos, producto de las modificaciones de las propiedades mecánicas del sistema de aislación (que supera el 70% para este caso).

Se considera importante mostrar las modificaciones que sufren las propiedades dinámicas de la estructura al incrementar la rigidez efectiva de los aisladores. En la tabla 3.19 se ven los períodos y el porcentaje de participación del modo correspondiente en la estructura original, mientras que en la tabla 3.20 se muestran aquellos modificados. Se debe notar que los períodos son bastante mayores que los encontrados por Daza, 2003, pues se supuso un nivel de deformación mayor, por lo tanto un módulo de corte G menor.

Tabla 3.19 – Información modal para estructura original

Modo	Período [s]	Porcentaje participación modal			Porcentaje acumulado		
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	2.598	64.076	0.000	0.000	64.076	0.000	0.000
2	1.585	0.000	38.792	30.169	64.076	38.792	30.169
3	0.744	0.000	0.001	6.613	64.076	38.793	36.782
4	0.735	0.601	0.000	0.000	64.676	38.793	36.782
5	0.731	2.848	0.000	0.000	67.525	38.793	36.782
6	0.645	1.789	0.000	0.000	69.314	38.793	36.782
7	0.621	0.728	0.000	0.000	70.042	38.793	36.782
8	0.619	2.447	0.000	0.000	72.489	38.793	36.782
9	0.613	3.674	0.000	0.000	76.163	38.793	36.782
10	0.527	0.001	0.000	0.000	76.164	38.793	36.782
11	0.488	2.300	0.000	0.000	78.463	38.793	36.782
12	0.482	0.000	0.000	0.001	78.464	38.793	36.783
13	0.465	0.001	0.000	0.000	78.465	38.793	36.783
14	0.432	0.000	0.000	0.002	78.465	38.793	36.785
15	0.407	0.000	7.592	6.006	78.465	46.385	42.791
16	0.403	0.000	0.000	0.002	78.465	46.385	42.793
17	0.399	0.000	0.002	0.001	78.465	46.388	42.794
18	0.363	0.000	0.220	0.317	78.465	46.607	43.110
19	0.348	0.000	0.000	0.002	78.465	46.608	43.112
20	0.330	0.000	0.069	0.229	78.465	46.676	43.342

Tabla 3.20 - Información modal para estructura modificada

Modo	Período [s]	Porcentaje participación modal			Porcentaje acumulado		
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	2.139	67.647	0.000	0.000	67.647	0.000	0.000
2	1.398	0.000	39.351	30.639	67.647	39.351	30.639
3	0.722	0.000	0.001	6.749	67.647	39.352	37.387
4	0.661	0.119	0.000	0.000	67.766	39.352	37.387
5	0.655	1.950	0.000	0.000	69.716	39.352	37.387
6	0.590	1.029	0.000	0.000	70.746	39.352	37.387
7	0.571	0.238	0.000	0.000	70.984	39.352	37.387
8	0.569	0.860	0.000	0.000	71.843	39.352	37.387
9	0.563	4.640	0.000	0.000	76.484	39.352	37.387
10	0.525	0.001	0.000	0.000	76.485	39.352	37.387
11	0.482	0.000	0.000	0.001	76.485	39.352	37.389
12	0.465	0.156	0.000	0.000	76.641	39.352	37.389
13	0.459	1.849	0.000	0.000	78.490	39.352	37.389
14	0.432	0.000	0.001	0.004	78.490	39.353	37.393
15	0.403	0.000	7.409	5.969	78.490	46.762	43.361
16	0.402	0.000	0.368	0.261	78.491	47.130	43.622
17	0.399	0.000	0.066	0.025	78.491	47.196	43.647
18	0.362	0.000	0.142	0.211	78.491	47.339	43.859
19	0.348	0.000	0.000	0.002	78.491	47.339	43.860
20	0.329	0.000	0.054	0.174	78.491	47.392	44.035

Otro enfoque para analizar la influencia de los factores de modificación de las propiedades mecánicas del sistema de aislación en la respuesta estructural ha sido realizado por Warn, 2006 [W1]. En dicho trabajo, se analizan tres tipos de aisladores bilineales: de fricción (FP), elastoméricos (E) y de goma con núcleo de plomo (LR), sometidos a grupos de registros de sismos norteamericanos. Los aisladores pertenecen a un modelo de estructura simplificado que se muestra en la figura 3.20.

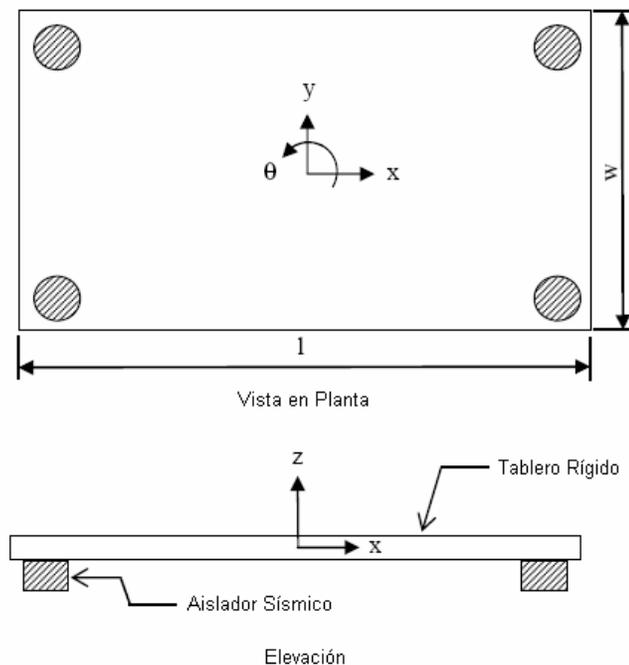


Figura 3.20 – Esquema de estructura simplificada

El estudio planteado se presenta como otro enfoque, pues a diferencia del análisis lineal realizado al puente Marga-Marga, donde se utilizan valores sugeridos de los parámetros y se encuentra la variación de los esfuerzos y los desplazamientos, en éste se describe una metodología que supone un nivel de variación del esfuerzo de corte (por ejemplo un 50%) y permite estimar el valor del coeficiente límite que provoca dicha modificación. Esto se efectúa con un análisis no lineal.

Las relaciones bilineales que caracterizan a cada tipo de aislador se muestra en la figura 3.21, donde las propiedades nominales son $Q_d/W=0.06$ y $T_d=2.5s$, junto con un ejemplo de modificación de las propiedades mecánicas correspondiente a $\lambda_{max}=2.0$. Comparando esta figura con la 3.6, es posible notar que para aisladores friccionales (péndulo friccional, FP) sólo se modifica el valor Q_d pues está relacionado directamente con el coeficiente de fricción. Para el caso de los elastoméricos (E) la modificación afecta tanto a Q_d como a K_d , tal como se ha visto con anterioridad, y no se diferencian por el nivel de amortiguamiento de la goma. Para aisladores con núcleo de plomo (LR) se modifica el parámetro K_d que depende de la goma, mientras que Q_d sólo depende de las propiedades del núcleo de plomo y se mantiene constante.

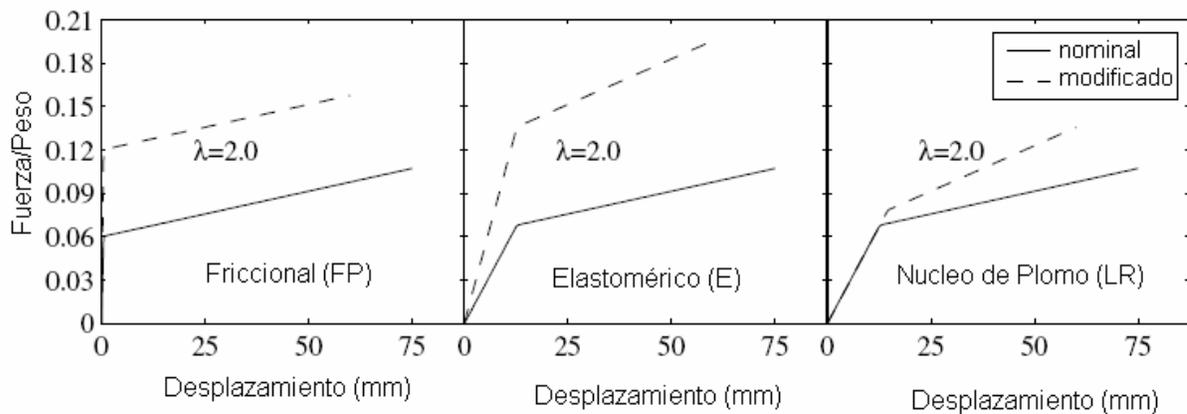


Figura 3.21 - Relaciones fuerza-deformación nominal y modificada

Se analiza la respuesta del modelo de la figura 3.20 con los tres tipos de aisladores, para distintos valores del parámetro que refleja todas las combinaciones posible hasta los casos mas desfavorables que, aunque no sean situaciones representativas, sirven para efectos de estudio. La tabla 3.21 muestra estos valores e indica la propiedad que modifican.

Tabla 3.21 – Factores considerados para el análisis time-history

Aislador	Parámetro	0.5	0.85	1.0	1.15	1.5	2.0	3.0	4.0
FP	Q_d	0.5	0.85	1.0	1.15	1.5	2.0	3.0	4.0
E	K_d y Q_d	0.5	0.85	1.0	1.15	1.5	2.0	3.0	
LR	K_d	0.5	0.85	1.0	1.15	1.5	2.0	3.0	

Se consideran 20 tipos de sistemas de aislación, con diferentes períodos (T_d , calculado con K_d) y relaciones Q_d/W , donde W es la carga vertical que recibe el aislador. Se muestra un detalle en la tabla 3.22, donde se utiliza una notación alfanumérica para identificar a cada uno.

Tabla 3.22 – Parámetros nominales de los sistemas de aislación considerados

Q_d/W	T_d (s)				
	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0
0.03	S11	S12	S13	S14	S15
0.06	S21	S22	S23	S24	S25
0.09	S31	S32	S33	S34	S35
0.12	S41	S42	S43	S44	S45

Los registros de sismos utilizados son norteamericanos, y están separados en tres casos: cercanos a la falla (NF, menos de 10 Km), magnitud grande en suelo blando (LMSS) y magnitud grande con distancias pequeñas al epicentro (LMSSD, entre 10 y 30 Km). El procedimiento de análisis es realizado por medio del método de integración paso a paso de Newmark. Se consideran todas las combinaciones de: tipo de aislador, propiedades del sistema de aislación, factores de modificación y grupo de sismos. De cada caso se registra el desplazamiento horizontal máximo u_{max} , y el esfuerzo de corte máximo F_{max} .

Los resultados que interesa analizar son: el promedio de los cambios de los desplazamientos máximos para cada grupo de sismos y para cada λ (Ec. 3.22), y el promedio de los cambios de los esfuerzos de corte máximos para cada grupo de sismos y para cada λ (Ec. 3.23).

$$Du_{max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{u_{max,i}^\lambda}{u_{max,i}} \quad (\text{Ec. 3.22})$$

$$DF_{max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{F_{max,i}^\lambda}{F_{max,i}} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

donde el subíndice “i” hace referencia al grupo de sismos y propiedades del sistema de aislación.

Los resultados se muestran en las figuras que siguen. La variación de los desplazamientos para los tres tipos de aisladores aparece desde la figura 3.22 hasta la 3.24, mientras que la variación de los esfuerzos se muestra en las figuras 3.25, 3.26 y 3.27.

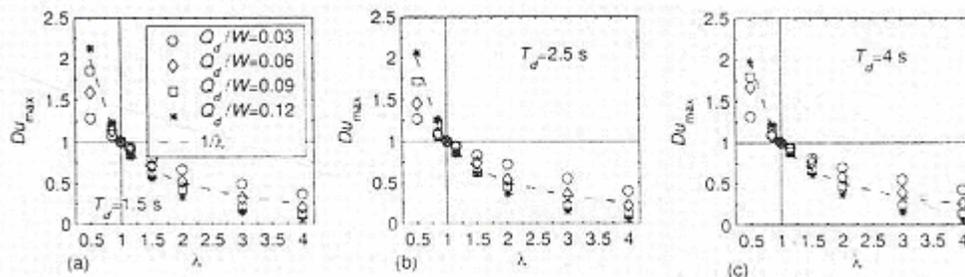


Figura 3.22 – Variación de los desplazamientos para aisladores de fricción (FP)

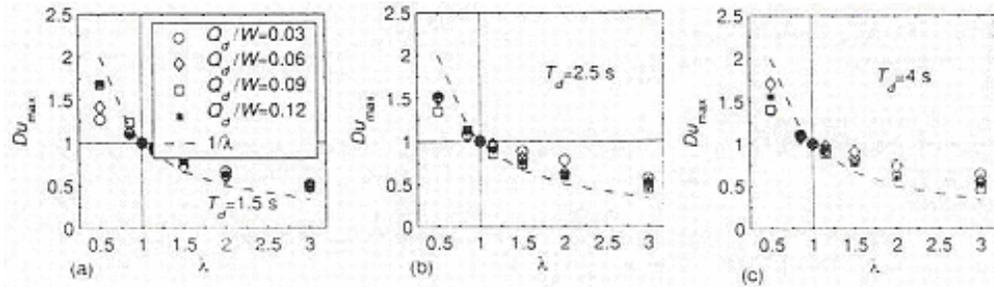


Figura 3.23 - Variación de los desplazamientos para aisladores elastoméricos (E)

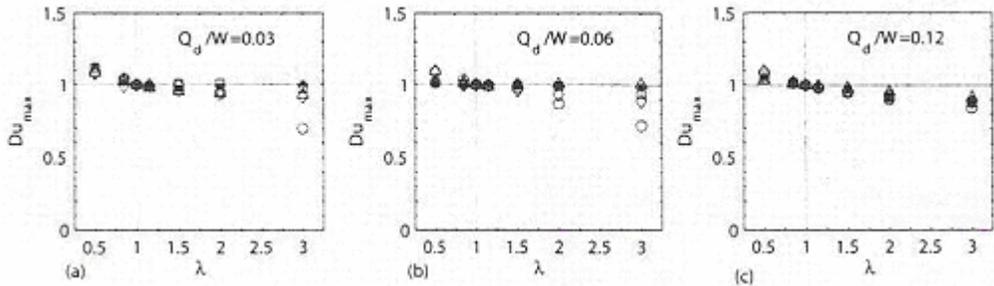


Figura 3.24 - Variación de los desplazamientos para aisladores con núcleo de plomo (LR)

Se ve de las figuras anteriores la relación que existe entre la disminución de la variación de los desplazamientos y el aumento del valor de λ . También se puede notar la independencia de Du_{max} de las propiedades del sistema de aislación (T_d y Q_d/W), especialmente en los aisladores elastoméricos (E).

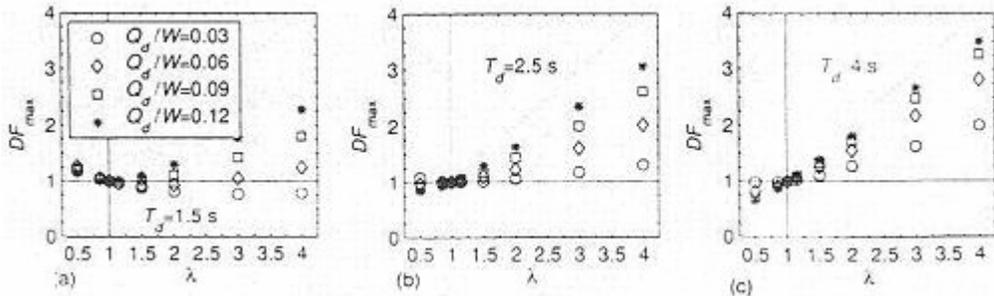


Figura 3.25 - Variación de los esfuerzos de corte para aisladores de fricción (FP)

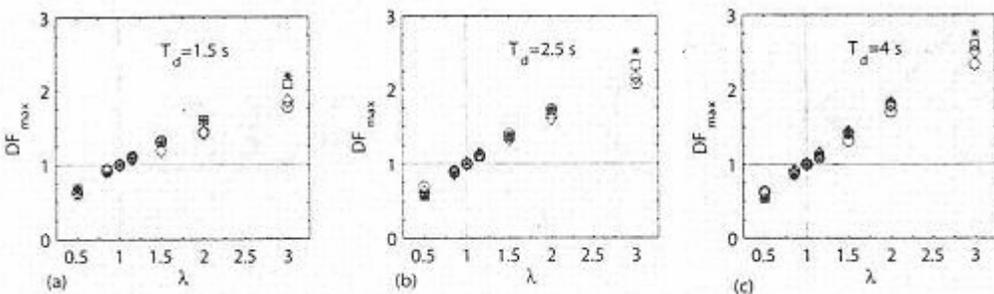


Figura 3.26 - Variación de los esfuerzos de corte para aisladores elastoméricos (E)

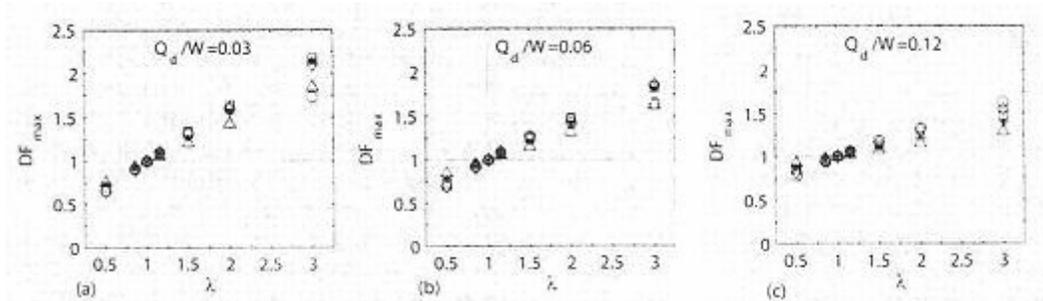


Figura 3.27 - Variación de los esfuerzos de corte para aisladores con núcleo de plomo (LR)

El incremento de los esfuerzos tiene directa relación con el incremento de λ . También se aprecia independencia de DF_{max} con el valor de las propiedades del sistema de aislación (Q_d/W), salvo para los aisladores de fricción donde se aprecia una particular sensibilidad. Un caso particular es la disminución que muestra DF_{max} para un período $T_d=1.5s$.

Con los valores graficados anteriormente, se pueden considerar variaciones (incrementos) fijos del esfuerzo de corte y realizar interpolaciones lineales para conocer el valor de λ crítico que es capaz de provocarlo, para cada tipo de aislador. Esto se muestra como curvas de nivel en las figuras 3.28 a 3.30 en función de las propiedades del sistema de aislación T_d y Q_d/W .

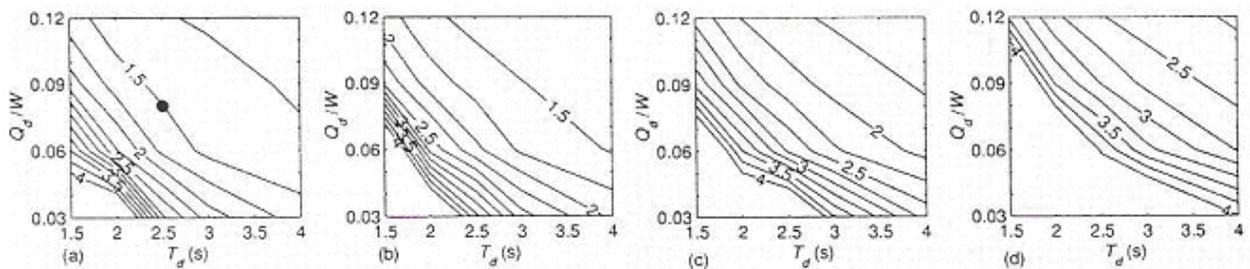


Figura 3.28 – Valores límites de λ para aisladores de fricción (FP) con: (a) 15%, (b) 25%, (c) 50% y (d) 100% de incremento en el corte máximo

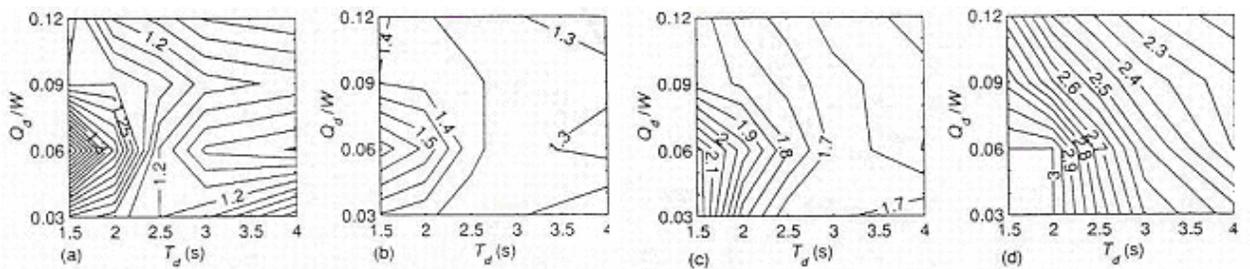


Figura 3.29 – Valores límites de λ para aisladores elastoméricos (E) con: (a) 15%, (b) 25%, (c) 50% y (d) 100% de incremento en el corte máximo

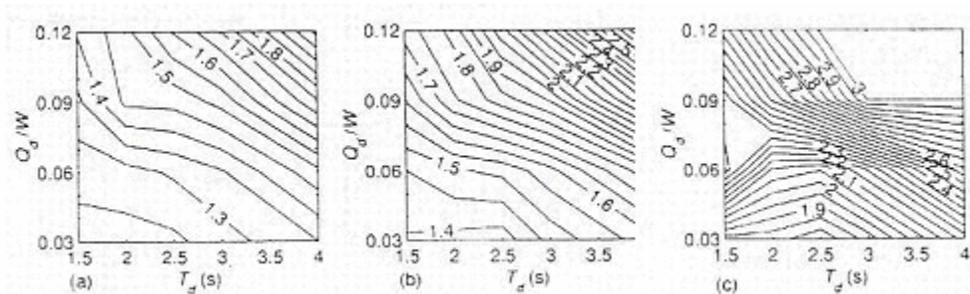


Figura 3.30 – Valores límites de Q_d/W para aisladores con núcleo de plomo (LR) con: (a) 15%, (b) 25% y (c) 50% de incremento en el corte máximo

Las figuras 3.28 a 3.30 tienen como objetivo ser una herramienta simple de diseño para ser usadas en proyectos que contemplen sistemas de aislación.

3.2.3. Factores de modificación de la respuesta elástica (R)

3.2.3.1. Introducción

La tecnología de aislación sísmica se usa para desacoplar una estructura de las componentes horizontales de un sismo, específicamente, se intenta proteger la subestructura reduciendo las fuerzas de inercia que transmite la masiva superestructura.

Para esto es necesario asegurar el buen comportamiento de todas las partes de la estructura, en particular, del sistema de aislación y de la subestructura. La idea es, entonces, asegurar que las acciones inelásticas se concentren en el sistema de aislación de modo que no sufra daño la subestructura. Esto se puede asegurar si tenemos certeza de que las columnas no entrarán excesivamente en el rango inelástico y no sean ellas las responsables de disipar energía y absorber los desplazamientos. Esto se logra dotando a la subestructura de rigidez suficiente. Para obtener este tipo de diseño debemos considerar factores de reducción menores de manera que los esfuerzos mantengan a la subestructura en el rango lineal o muy cercano a él. La norma AASHTO Guide Specification propone usar factores en un rango de 1.5 a 2.5.

Una completa descripción realiza Constantinou, 1998 [C2], para caracterizar el uso de factores de reducción. En este trabajo se presentan análisis de una serie de modelos simplificados con miras a cuantificar las ideas descritas en el párrafo anterior. En lo sucesivo, se comentan estos análisis.

3.2.3.2. Factores de Modificación de Respuesta para Puentes Aislados

3.2.3.2.1 Factor de modificación de respuesta

Por medio de este coeficiente, se encuentra la fuerza de diseño (F_D), reduciendo la respuesta elástica (F_e).

$$F_D = \frac{F_e}{R} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

El coeficiente R tiene dos componentes (Ec. 3.25): R_μ reducción por ductilidad y R_o reducción por sobre-esfuerzo. La primera se debe a la acción inelástica y la segunda asegura una reserva de capacidad, tal como lo muestra la figura 3.29.

$$R = \frac{F_e}{F_D} = \frac{F_e}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_D} = R_\mu \cdot R_o \quad (\text{Ec. 3.25})$$

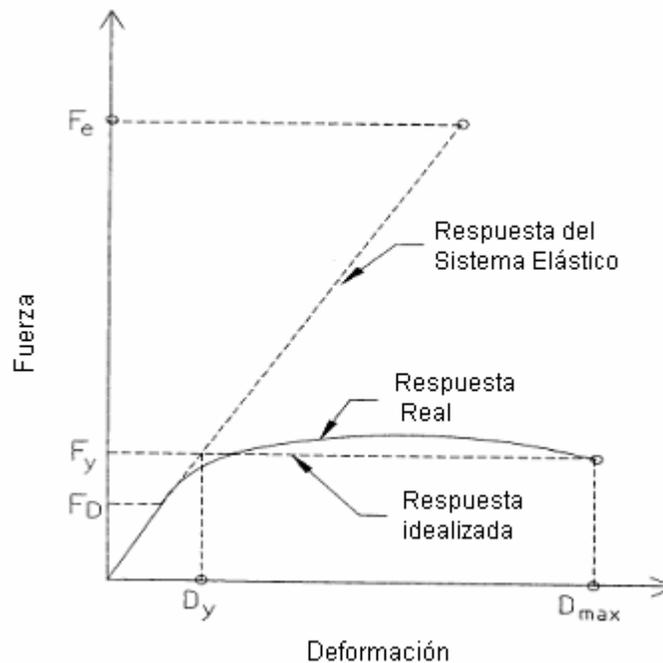


Figura 3.31 – Respuesta inelástica de un sistema estructural

Si se adopta un diseño por resistencia (strength design), la fuerza de diseño es aquella que provoca la primera rótula plástica y desvía la respuesta de la linealidad.

Si se adopta un diseño por tensiones admisibles (allowable stress), la fuerza de diseño corresponde a la que genera tensiones menores a la de fluencia del material. En este caso el coeficiente R posee una componente adicional (R_y) que es producto de la porción de la tensión de fluencia ocupada como tensión admisible. $R_w = R_\mu R_o R_y$.

3.2.3.2.2 Determinación de las componentes del factor R

El factor de reducción por ductilidad (R_{μ}) está definido como el cociente entre la demanda de fuerza elástica y la fuerza de fluencia necesaria para mantener el desplazamiento de fluencia controlado. Por lo tanto, es necesario construir espectros de respuesta elásticos para diferentes niveles de ductilidad y conocer la ductilidad permitida para cada sistema estructural.

El factor de reducción por sobre-esfuerzo se puede obtener mediante un pushover y de la construcción de una relación representativa entre fuerza y desplazamiento (como corte basal vs desplazamiento del tablero para el caso de un puente).

3.2.3.2.3 Valores especificados para el factor R

En general, los valores especificados en las normas AASHTO y en el Manual de Carreteras sólo dependen del sistema estructural, sin considerar otros factores como el período, altura, características de los sismos, etc. Esta sencilla metodología se hereda del SEAOC Blue Book (Structural Engineers Association of California), 1959, y es repetida por códigos de otros países tales como México y la norma Eurocode.

3.2.3.2.4 Factores R para puentes con aislación

En la norma AASHTO Guide Specification de 1991 (versión anterior), se usaban los mismos valores que en puentes sin aislación. Estos están en un rango de 2 hasta 5.

La norma AASHTO Guide Specification, 1999 presenta valores menores, entre 1.5 y 2.5. La intención detrás de esto es eliminar posibles acciones inelásticas en la subestructura de puentes aislados.

3.2.3.2.5 Principales razones para usar factores R más bajos en puentes aislados

Se presentan dos análisis de un mismo modelo con fines aclaratorios. El primero de ellos corresponde a un análisis estático suponiendo que la columna tiene un comportamiento elastoplástico y el aislador es lineal (se considera su rigidez efectiva). El segundo caso es de mayor interés pues se realiza un análisis dinámico no-lineal.

Respecto al primero, se caracteriza a las componentes de la estructura tal como muestra la figura 3.32.

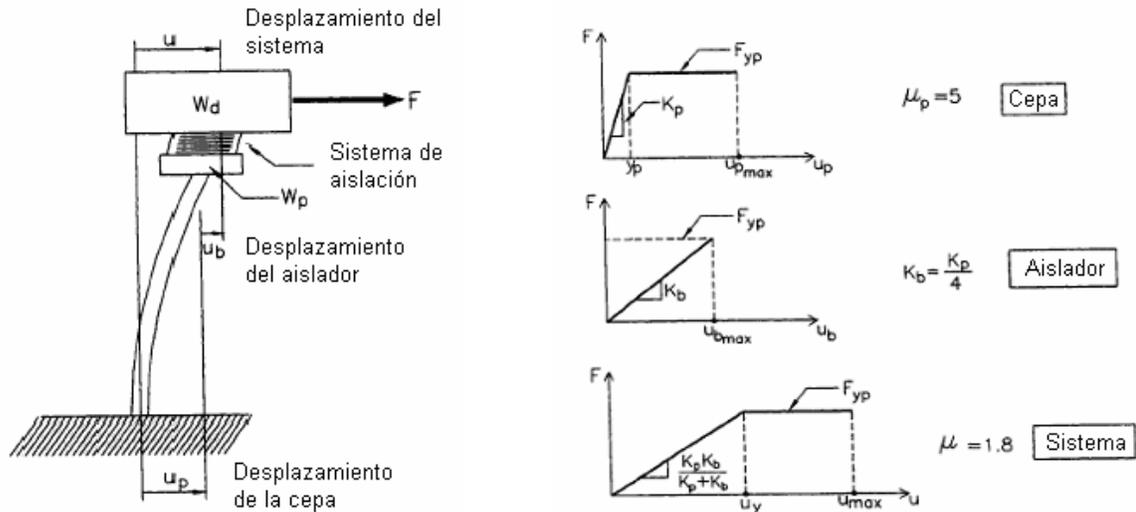


Figura 3.32 – Comportamiento de un puente aislado considerando una cepa dúctil

Es posible suponer que la rigidez del aislador (K_b) es menor que la rigidez de la columna (K_p). Cuando se solicita esta estructura, la respuesta queda definida por la figura “Sistema”, de donde es posible deducir las siguientes expresiones:

$$U_y = Y_p \left(1 + \frac{K_p}{K_b} \right) \quad (\text{Ec. 3.26})$$

$$\mu_p = \mu + (\mu - 1) \left(\frac{K_p}{K_b} \right) \quad (\text{Ec. 3.27})$$

donde $\mu_p = \frac{U_{p \max}}{Y_p}$ y $\mu = \frac{U_{\max}}{U_y}$.

De la última ecuación se puede ver que la ductilidad de la columna (μ_p) es mayor que la ductilidad del sistema (μ). Esto sucede porque para obtener la Ec 3.27 es necesario considerar que después de la fluencia de la columna, no existen deformaciones adicionales del aislador, es decir, se concentra el resto de las deformaciones en la columna (rango inelástico). Esto último se puede ver de manera simple al considerar que el desplazamiento total, considerando la notación de la figura 3.32, es: $U_{\max} = U_{b \max} + U_{p \max}$ donde $U_{b \max}$ está acotado por la resistencia del aislador F_{Yp} que se impone igual a la de la columna. Luego, para este tipo de sistemas, siempre resultará una mayor ductilidad en columna pues el término K_p/K_b es grande y la resistencia de la columna es muy pequeña.

El segundo análisis se realiza con el modelo mostrado en la figura 3.33.

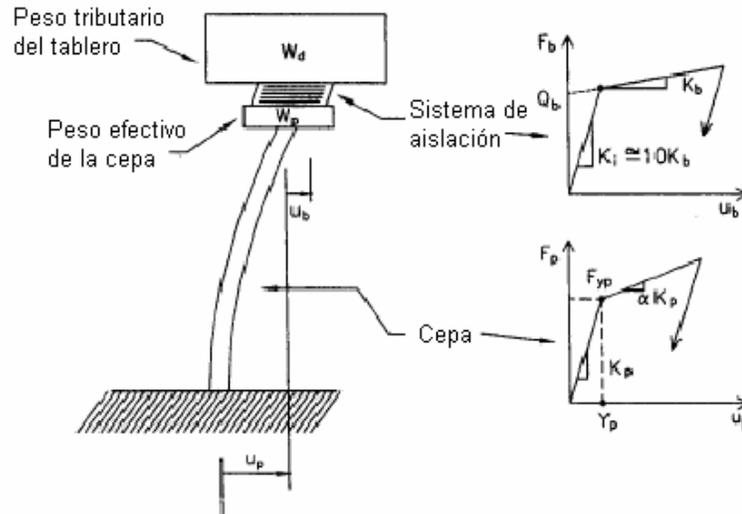


Figura 3.33 – Modelo de puente aislado utilizado en el ejemplo.

Se realizaron dos tipos de análisis: Asumiendo la columna con respuesta lineal y $R=1.0$; y otro en que se permite a la columna entrar en el rango inelástico con un factor $R=2.0$. Ambos en suelo tipo II y $A=0.40$.

De este último análisis, se obtienen tres observaciones interesantes:

- La fuerza de fluencia del aislador es menor que la de la columna (con $R_\mu=2$), por lo tanto las acciones inelásticas ocurrirán primero en el sistema de aislación.
- A pesar de tener una fuerza de fluencia mayor, la columna presenta acciones inelásticas importantes, por lo que la ductilidad puede superar R_μ de diseño.
- Por último, si usamos un factor $R_\mu=4$, la fuerza en la columna será menor que la del aislador, por lo tanto las acciones ocurrirán primero en la columna y el sistema de aislación se torna inútil.

3.2.3.3. Valores de la Reducción por Ductilidad del Factor R para Puentes Aislados

Se desarrolla un análisis completo del sistema de dos grados de libertad mostrado en la figura 3.34 con parámetros de suelo II y III, aceleraciones $A=0.4$ y $A=0.2$. Se realiza un análisis no-lineal en el tiempo (time-history) con sismos escalados que representan los espectros AASHTO. Se estudia también el caso sin aislación a modo de comparación.

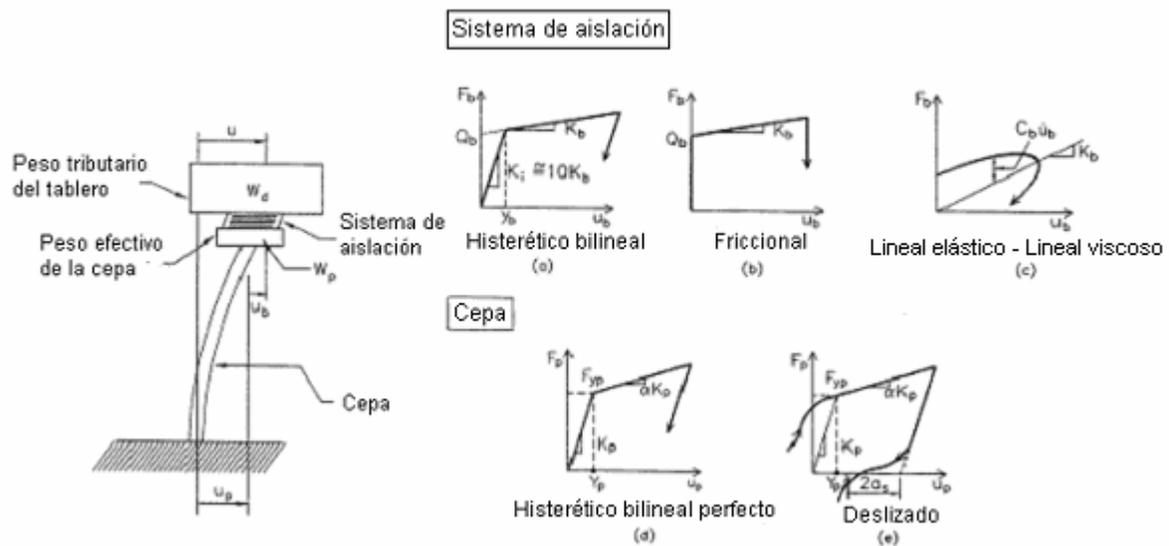


Figura 3.34 – Relaciones fuerza-desplazamiento para los elementos y esquema del sistema

Tal como lo muestra la figura 3.34, se consideran tres tipos de aisladores (goma-plomo, de fricción y viscosos) y se asumen dos comportamientos diferentes para la columna: uno histerético bilineal perfecto y otro similar con un pequeño deslizamiento. Para usar este último, se utilizan estudios previos que entregan parámetros claros respecto a su comportamiento y que sirven para calibrar el modelo para este análisis en particular.

3.2.3.3.1 Puente sin aislamiento

- (1) El valor de ductilidad es similar a R_μ para períodos largos y es mayor para períodos cortos.
- (2) Para suelos tipo III hay un aumento significativo de ductilidad requerida en el rango de períodos cortos. Esto debido a la forma de los espectros y se puede interpretar como parte de un criterio conservativo.
- (3) La ductilidad requerida crece notoriamente cuando el pilar no muestra un comportamiento histerético bilineal perfecto

3.2.3.3.2 Resultados para puente con aislamiento obtenidos por medio del método de carga uniforme

El método se utiliza sólo para obtener la carga sobre el pilar, priorizando un análisis dinámico no-lineal. Se asume que el comportamiento del pilar es lineal al igual que el aislador (rigidez efectiva).

3.2.3.3.3 Resultados para puente aislado por medio de análisis dinámico no-lineal.

Se estudian todas las combinaciones de: tipo de aislador, comportamiento del pilar, espectro de respuesta, período de la columna, factor R_μ y razón de pesos (W_d/W_p). Se muestran resultados del análisis en gráficos independientes como función del período del sistema de aislación: ductilidad requerida, desplazamiento máximo del aislador, corte máximo en la parte superior del pilar, corte máximo en la base del pilar. Se obtienen las siguientes conclusiones:

- (1) Para los aisladores de fricción y los hysteréticos bilineales se aprecia que la ductilidad requerida es fuertemente afectada por el período de la columna. Es grande para períodos pequeños.
- (2) Para los aisladores de fricción y los hysteréticos bilineales la ductilidad de la columna es afectada por las características del sistema de aislación (período y resistencia característica).
- (3) La ductilidad de la columna con aisladores de fricción es levemente menor que con hysterético bilineal.

3.2.3.3.4 Factor de ductilidad para columnas de puentes con aislación

La tabla 3.23 muestra los promedios de las ductilidades para cepas de puentes aislados caracterizadas con los siguientes parámetros: relación de pesos entre el tablero y la columna ($v = W_d / W_p$) igual a 10, y un período de la cepa $T_p=0.25s$ calculado con la rigidez de la segunda rama K_p ($T_p = 2\pi \sqrt{W_d / gK_b}$, ver figura 3.34). En la tabla 3.24 se muestra la ductilidad promedio para puentes sin aislación cuyas cepas poseen período $T=0.50s$.

Tabla 3.23 – Ductilidad promedio de cepas de puentes aislados con $T_p=0.25$ s y $v=10$

Sistema	$R_\mu = 1.0$	$R_\mu = 1.5$
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo II, Sistema de aislación hysterético bilineal $\beta=0.06$	1.2 – 1.8	2.4 – 4.7
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo II, Sistema de aislación hysterético bilineal $\beta=0.10$	1.3 – 2.1	2.8 – 6.5
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo II, Sistema de aislación lineal elástico/viscoso $\beta=0.2$	1.4 – 1.6	3.0 – 4.0
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo II, Sistema de aislación lineal elástico/viscoso $\beta=0.3$	1.4 – 1.5	3.0 – 4.2
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo III, Sistema de aislación hysterético bilineal $\beta=0.06$	0.9 – 1.4	2.2 – 4.3
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo III, Sistema de aislación hysterético bilineal $\beta=0.10$	0.9 – 1.5	1.9 – 4.9
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo III, Sistema de aislación lineal elástico/viscoso $\beta=0.2$	0.9 – 1.6	1.7 – 3.9
Cepa hysterética bilineal, A=0.4, Suelo tipo III, Sistema de aislación lineal elástico/viscoso $\beta=0.3$	0.9 – 1.3	2.2 – 4.0
Cepa hysterética desplazada, A=0.4, Suelo tipo II, Sistema de aislación hysterético bilineal $\beta=0.06$	1.5 – 2.1	2.8 – 5.4
Cepa hysterética desplazada, A=0.4, Suelo tipo II, Sistema de aislación hysterético bilineal $\beta=0.10$	1.5 – 2.4	3.1 – 6.7

Tabla 3.24 – Ductilidad promedio de cepas de puentes sin aislación con $T=0.50$ s

Sistema	$R_{\mu} = 1.0$	$R_{\mu} = 2.0$	$R_{\mu} = 3.0$
Cepa histerética bilineal $A=0.4$, Suelo tipo II	0.9	1.9	3.5
Cepa histerética bilineal $A=0.4$, Suelo tipo III	1.4	3.1	5.2
Cepa histerética desplazada $A=0.4$, Suelo tipo II	0.9	2.9	4.6

3.2.3.3.5 Generalidades

Los puentes aislados muestran una mayor sensibilidad en la respuesta inelástica de la subestructura dada la variabilidad de las solicitaciones sísmicas que los puentes sin aislación.

Diseñar la subestructura de un puente aislado con $R_{\mu}=1.5$ (o menor) resulta tener una ductilidad similar a diseñar otro sin aislación con $R_{\mu}=3.0$. Para casos particulares como columnas muy rígidas o baja rigidez acompañada de alta resistencia características del sistema de aislación, es conveniente usar $R_{\mu}=1.0$

3.2.3.4. Sobre-esfuerzo y factores de Modificación de Respuesta

La reducción por sobre-esfuerzo se puede entender como la proporción entre la fuerza lateral en el sistema que desarrolla el colapso de un mecanismo y la fuerza lateral en el sistema que genera la primera rótula plástica.

El factor de reducción por sobre-esfuerzo es el mismo para puentes aislados que para puentes sin aislación (o levemente mayor)

La propuesta realizada por Constantinou, 1998, para los valores definitivos de los coeficientes R que deben ser usados en puentes con aislación sísmica se muestra en la tabla 3.25. Claramente estos valores son aplicables a los elementos de la subestructura.

Tabla 3.25 – Valores R propuestos para la subestructura de puentes aislados

Subestructura	R_{μ}	R_o	R
Cepa tipo muro (eje fuerte)	1.0	1.67	1.67
Cepa tipo muro (eje débil)	1.5	1.0	1.5
Columnas simples	1.5	1.0	1.5
Columnas múltiples unidas	1.5	1.67	2.5

3.2.3.5. Conclusiones

- (1) El factor R_{μ} es fuertemente afectado por el período de la subestructura, el período del sistema de aislación y la proporción entre la resistencia característica del sistema de aislación y el peso del tablero.
- (2) El factor R_{μ} es esencialmente el mismo cuando se usan aisladores histeréticos bilineales o de fricción.
- (3) La respuesta inelástica de la subestructura de un puente aislado muestra mayor sensibilidad que la de un puente sin aislación.
- (4) Diseñar la subestructura de un puente aislado con valores de R_{μ} en el rango de 1.0 a 1.5 resulta en un desplazamiento dúctil comparable al de un puente sin aislación con valores de R_{μ} comprendidos entre 1.0 y 3.0
- (5) La reducción por sobre-esfuerzo es muy similar para puentes aislados y para los sin aislación.
- (6) Los valores de R_o para puentes sin aislación pueden ser obtenidos de la norma AASHTO de 1996.

3.3 Aspectos no considerados en la Norma

3.3.1. Aceleraciones verticales

Un aspecto que la norma no considera, y que puede resultar de importancia es la amplificación de las aceleraciones verticales que genera el sistema de aislación, al menos en un cierto nivel de intensidad [M2].

Este hecho se ha observado en todas las estructuras aisladas instrumentadas, como el viaducto línea 5 del metro y el puente Marga-Marga.

Para el viaducto de la línea 5 del metro, se muestra la ubicación de los acelerómetros.

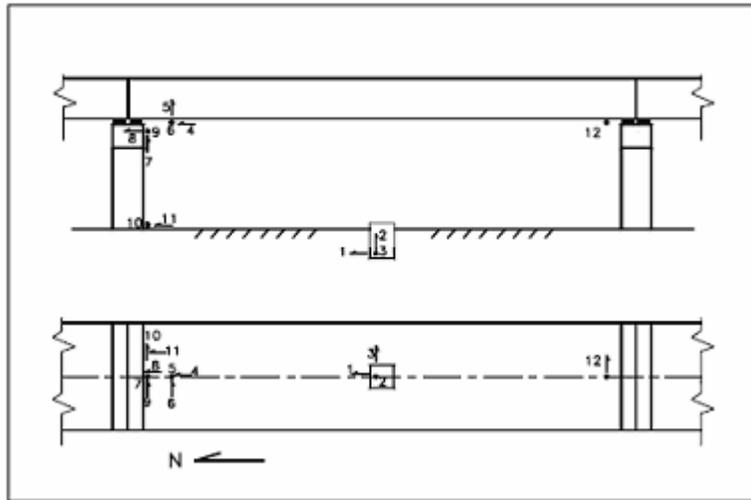


Figura 3.35 - Localización de los equipos

En la instalación del metro se han obtenido las siguientes relaciones entre pares de canales de direcciones paralelas, ubicados uno bajo el sistema de aislación respecto al canal ubicado en el suelo y otro par, sobre él respecto al suelo.

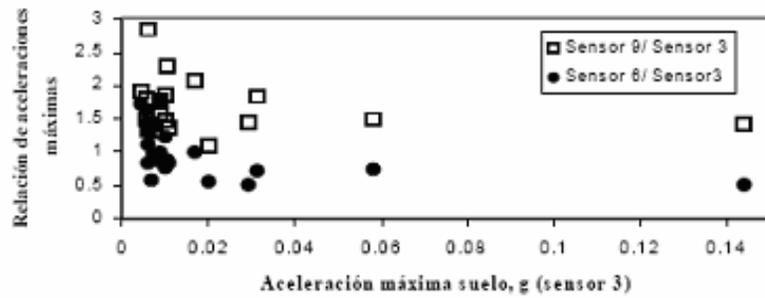


Figura 3.36 – Relación de aceleraciones máximas transversales

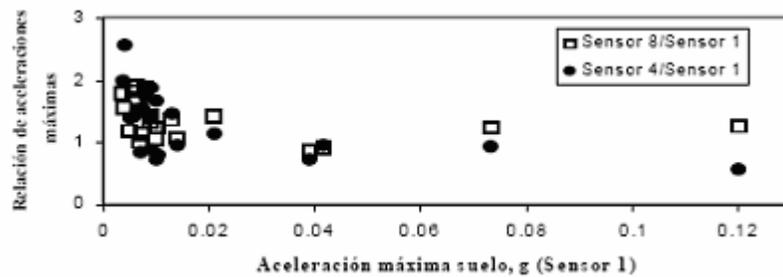


Figura 3.37 – Relación de aceleraciones máximas longitudinales

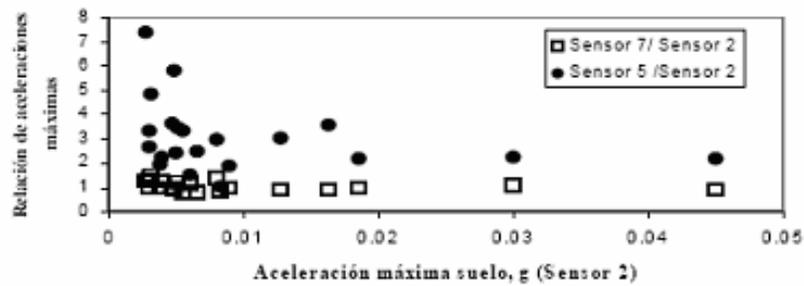


Figura 3.38 – Relación de aceleraciones máximas verticales

Como resultado, se puede apreciar que en las direcciones horizontales disminuyen las aceleraciones producto del sistema de aislación, mientras que en la componente vertical sucede lo contrario.

Al analizar los máximos de los sismos registrados por los acelerómetros desde Abril de 1998 a la fecha para la línea 5 del metro (39 registros), se pueden obtener relaciones similares a las expuestas anteriormente. Como es conocido que las aceleraciones horizontales se reducen gracias al sistema de aislación, solo interesa ver el comportamiento de la componente vertical. Se presenta un gráfico en la figura 3.39, donde se compara la relación entre las aceleraciones sobre el sistema de aislación (canal 5) respecto al suelo y aquellas bajo el sistema de aislación (canal 7) respecto al suelo.

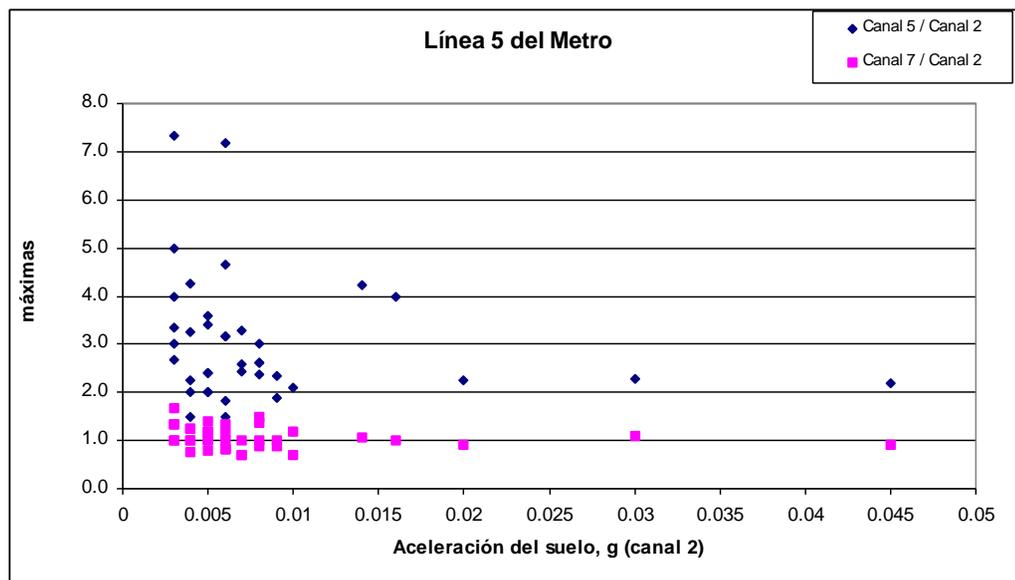


Figura 3.39 – Relación de aceleraciones máximas verticales

Se aprecia, nuevamente, que existe una amplificación de las aceleraciones verticales del suelo sobre el sistema de aislación.

Se puede realizar un análisis similar para el puente Marga-Marga, pues se dispone de los valores de las aceleraciones máximas a partir de Agosto de 1998, sin embargo, como interesa lo

que suceda con la componente vertical, se consideran los registros desde Julio del 2003 en adelante (45 registros), pues en esa fecha se cambió el sensor 15 a dirección vertical.

Para mayor claridad se muestra un esquema de la posición de los sensores en la figura 3.40.

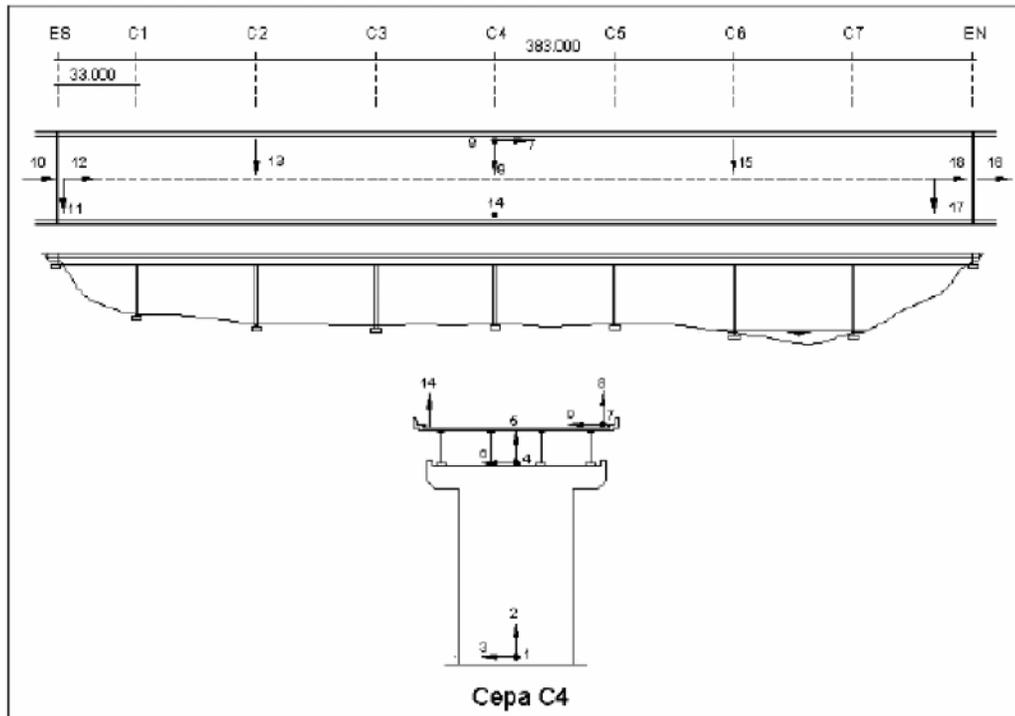


Figura 3.40 – Localización de los equipos

La relación entre los sensores 5 y 8 que están bajo y sobre el sistema de aislamiento respectivamente, es la esperada y similar a las anteriores, es decir, se aprecia una amplificación de las aceleraciones verticales.

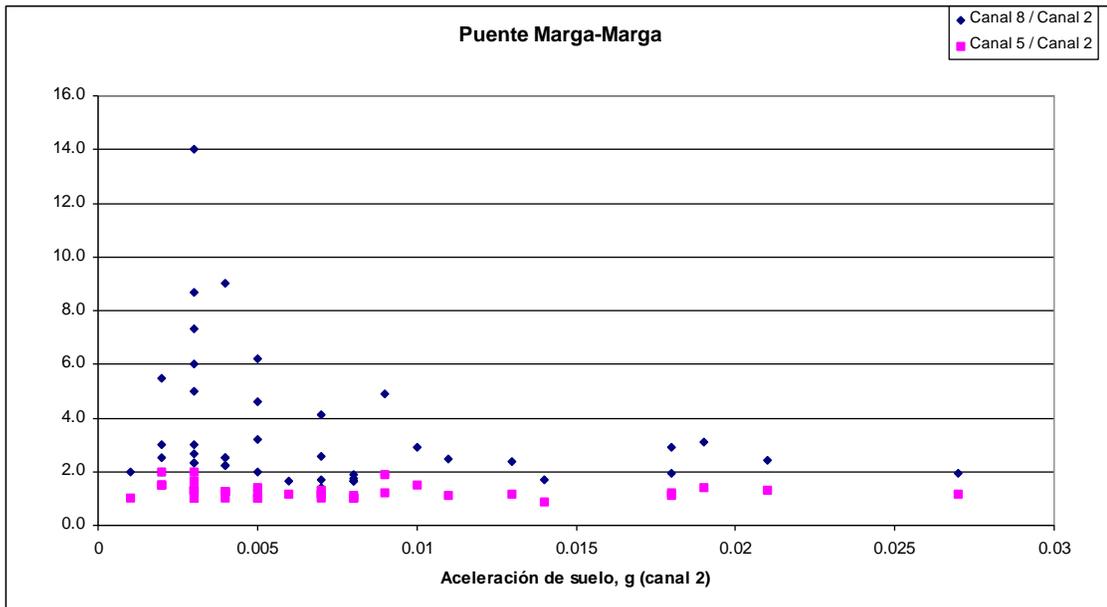


Figura 3.41 – Relación de aceleraciones máximas verticales

También se muestra la relación que tienen los dos sensores que están sobre el sistema de aislación en una misma cepa (8 y 14) en la figura 3.42 y la que tienen los dos sensores que están en un mismo borde pero en cepas diferentes (8 y 15) en la figura 3.43.

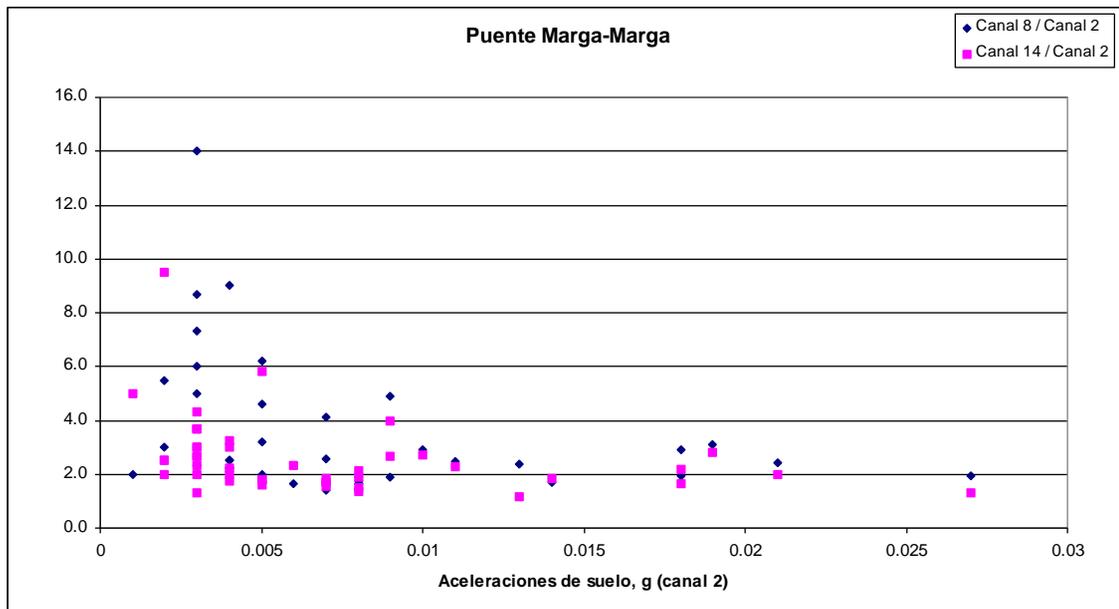


Figura 3.42 – Relación de aceleraciones máximas verticales

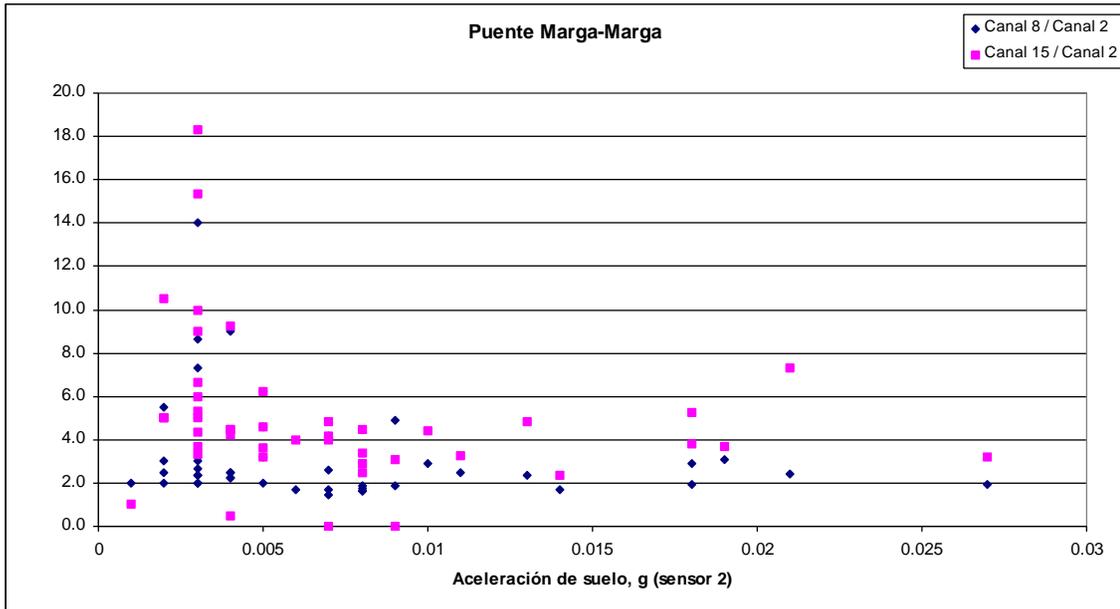


Figura 3.43 – Relación de aceleraciones máximas verticales

En el último caso no se encuentra la misma relación que aparece en la figura 3.41, pues se trata de registros afectados por el sistema de aislación. Sí se puede observar una dispersión que, en parte, está afectada por las vibraciones verticales de las vigas metálicas que poseen menor amortiguamiento que los elementos de hormigón.

Queda en evidencia la necesidad de discutir la influencia que puede tener este efecto en la respuesta estructural, sobre todo en los esfuerzos transmitidos a las cepas o columnas. Se debe tener en cuenta que cuando se consideran las aceleraciones verticales, típicamente se obtiene escalando los espectros o registros de aceleraciones horizontales por factores (típicamente $2/3$) menores que la unidad, lo que da cuenta de una menor intensidad de los sismos en la componente vertical cuando se trata de sismos de fuente lejana. Esto no sucede cuando se trata de sismos intraplaca ubicados bajo el lugar.

Daza, 2003 realizó un análisis con el modelo del puente Marga-Marga descrito en 3.2.2.4, donde se incluye la componente vertical del registro del sismo del 24-07-01. Para esto, se presentan valores máximos de esfuerzos para los elementos más importantes de la estructura (vigas, cepas, dados de fundación etc.) sin considerar la componente vertical (tabla 3.26), y la variación porcentual de los esfuerzos al incluirla (tabla 3.27). Las cargas consideradas son el peso propio de la estructura y el sismo en los dos sentidos. Los esfuerzos presentados son los máximos de ambas combinaciones.

Tabla 3.26 – Esfuerzos modelo puente Marga-Marga sin componente vertical

DADO C1 y C7		DADO C2 a C6		CABEZAL		CEPAS	
COMP.	-1826,05	COMP.	-1812,48	COMP.	-1130,16	COMP.	-1609,71
V2	-44,17	V2	-32,55	V2	-23,64	V2	-38,68
V3	-57,04	V3	71,11	V3	-46,19	V3	-59,94
T	-12,17	T	-19,61	T	-19,61	T	-19,61
M2	1192,81	M2	-1888,35	M2	-292,67	M2	-1771,86
M3	-712,34	M3	-453,95	M3	-48,76	M3	-652,85

VIGA1		VIGA2		VIGA3		VIGA4	
TRACCION	331,32	TRACCION	266,95	TRACCION	268,23	TRACCION	335,41
COMP.	-427,64	COMP.	-291,65	COMP.	-291,99	COMP.	-425,67
V2	-133,72	V2	-82,17	V2	-82,44	V2	-133,06
V3	-11,56	V3	7,25	V3	6,69	V3	12,98
T	-0,02	T	0,01	T	0,01	T	0,02
M2	-11,77	M2	-7,35	M2	-6,78	M2	13,11
M3	-701,64	M3	-506,78	M3	-505,54	M3	-700,39

BAR'S A.ARRIBA		BAR'S A.ABAJO	
TRACCION	138,13	TRACCION	125,34
COMP.	-146,64	COMP.	-145,66
V2	20,93	V2	21,01
V3	-4,64	V3	4,61
T	-21,71	T	21,92
M2	5,68	M2	6,09
M3	-65,08	M3	-66,09

Tabla 3.27 – Variación porcentual de esfuerzos al incluir la componente vertical

DADO C1 y C7		DADO C2 a C6		CABEZAL		CEPAS	
COMP.	Error [%]	COMP.	Error [%]	COMP.	Error [%]	COMP.	Error [%]
	2,34		2,45		2,23		2,34
V2	-0,20	V2	-0,04	V2	-1,20	V2	1,40
V3	0,47	V3	0,14	V3	0,03	V3	-0,12
T	0,01	T	0,00	T	0,00	T	0,00
M2	0,06	M2	-0,05	M2	0,09	M2	-0,03
M3	1,30	M3	-0,05	M3	-0,33	M3	1,40

VIGA1		VIGA2		VIGA3		VIGA4	
TRACCION	Error [%]						
	1,96		3,67		-1,10		-1,06
COMP.	2,09	COMP.	3,49	COMP.	1,79	COMP.	0,52
V2	1,93	V2	3,50	V2	1,45	V2	1,94
V3	0,34	V3	1,10	V3	-0,79	V3	2,19
T	3,14	T	-1,83	T	2,25	T	3,05
M2	-0,15	M2	1,26	M2	-0,31	M2	1,73
M3	0,82	M3	3,21	M3	3,47	M3	3,41

BAR'S A.ARRIBA		BAR'S A.ABAJO	
TRACCION	Error [%]	TRACCION	Error [%]
	1,15		2,79
COMP.	-0,84	COMP.	-0,16
V2	-0,01	V2	1,69
V3	-1,29	V3	3,07
T	1,36	T	1,99
M2	-0,01	M2	0,09
M3	-0,38	M3	0,47

De la tabla 3.27, se pueden realizar las siguientes observaciones. En los elementos que deben transportar el peso de tablero al suelo, es decir, los dados de fundación, cepas y cabezales, se aprecia principalmente un aumento de los esfuerzos axiales (compresión), mientras que el resto de los esfuerzos internos presentan escasa o nula variación. En las vigas se aprecia un incremento del momento en la dirección fuerte, que es uno de sus esfuerzos principales, mientras que en las barandas no hay una tendencia clara.

Se debe notar que las variaciones son pequeñas para todos los casos, por lo que se puede concluir que para este sismo las componentes verticales no juegan un rol importante en la respuesta estructural, pues cualquier error de diseño inferior al 5% está cubierto por los distintos factores de seguridad y no pone en riesgo el funcionamiento de la estructura. Sin embargo, se desconoce lo que sucede con un input originado en un mecanismo sismogénico diferente o de mayor intensidad, por lo que se considera fundamental realizar estos estudios a futuro.

CAPÍTULO 4: PROPUESTA PARA CAPÍTULO 3.1000

4.1 Introducción

Se entregan las recomendaciones para incluir en el capítulo 3.1000 del Manual de Carreteras, disposiciones para aislación sísmica, disposiciones para aislación sísmica, tomando como base la discusión expuesta en el capítulo 3 de este trabajo.

Se proponen las modificaciones pertinentes a la norma AASHTO “Guide Specification for Seismic Isolation Design” en los temas que no presente concordancia con las condiciones locales, así como también se proponen simplificaciones de criterios que resulten confusos de utilizar con miras a obtener una metodología simple y clara de diseño.

4.2 Aspectos Considerados en la Norma

4.2.1 Espectro de Diseño y Coeficientes Asociados

Tal como en el capítulo anterior, la discusión se realiza por separado para cada una de las componentes del espectro de diseño.

El coeficiente de aceleración efectiva (A) es el que requiere menor tratamiento, pues está directamente relacionado con un lugar geográfico. Como se mencionó anteriormente, la norma AASHTO Guide Specification utiliza un mapa de riesgo sísmico que especifica valores para cada zona de U.S.A., mientras que las normas nacionales (Manual de Carreteras y otras) emplean la zonificación sísmica ya conocida. En estos valores se encuentran contenidas las diferencias para cada lugar, y contemplan el sismo de diseño según el tipo de falla, el período de retorno, etc.

Por estos motivos, se utilizan los coeficientes de aceleración efectiva dispuestos en el Manual de Carreteras, respetando la zonificación sísmica nacional.

Respecto al coeficiente de suelo (S), la norma AASHTO Guide Specification muestra valores mucho más elevados que el Manual de Carreteras. Se debe recordar que esta diferencia se debe principalmente a que en la norma norteamericana con aislación se ajustaron estos coeficientes para obtener un rango de desplazamientos de diseño similares a los obtenidos de la norma AASHTO Estándar.

De esto último, es claro que las modificaciones del coeficiente de suelo están relacionadas con la forma del decaimiento que presente el espectro para períodos altos, en la medida que se desee obtener un desplazamiento de diseño controlado. También se vio que para puentes no aislados se utiliza un decaimiento más conservador para proteger elementos estructurales que puedan concentrar esfuerzos y como resguardo al problema de la inestabilidad. Por último se recuerda que el Manual de Carreteras hasta el año 2000 utilizaba un coeficiente sísmico constante para todos los períodos con el fin de estimar las sollicitaciones sísmicas. Esto fue reemplazado por un espectro de diseño (Ec. 3.2) que representa las condiciones locales de sismicidad, el cual está pensado para puentes sin sistemas de aislación y que no resulta tan exigente para estructuras flexibles como el coeficiente constante. Este espectro coincide en decaimiento con el propuesto

por la norma AASHTO Estándar (Ec. 3.3) y en ese sentido se puede considerar como un espectro conservador para períodos altos. De las figuras 3.1, 3.2 y 3.3 se aprecia que el espectro presentado por el Manual de Carreteras queda por debajo de los utilizados en U.S.A. El motivo de esto fue discutido en detalle en el capítulo 3, pero se debe hacer hincapié que la experiencia nacional ha dado cuenta que no es necesario diseñar los puentes para esfuerzos mayores dado que la mayoría de las fallas se debe a problemas de los suelos (hundimiento, expansión o rellenos) o de socavación [E1].

De la experiencia y lo discutido en el punto 3.2.1 se puede concluir que el espectro propuesto por el Manual de Carreteras es el adecuado para representar las sollicitaciones sísmicas en Chile, y que utilizar los espectros norteamericanos se traduce en una sobreestimación de los esfuerzos y desplazamientos de diseño. Por lo expuesto en el párrafo anterior, se puede pensar que utilizar un decaimiento proporcional a $1/T$ en vez de proporcional a $1/T^{2/3}$ en la Ec 3.2 puede resultar más adecuado, pero como se vio, esto implica una disminución de esfuerzos y desplazamientos para períodos altos, que es donde se pretende posicionar a los puentes aislados y puede transformarse en una práctica riesgosa. Por otra parte, si el decaimiento no se modifica, el coeficiente de suelo (S) no debe ser alterado.

A modo de aclaración, se muestra en la figura 4.1 la diferencia entre los desplazamientos de diseño para los dos espectros norteamericanos y para el Manual de Carreteras, para zona 3 y suelos tipo I, II, III y IV.

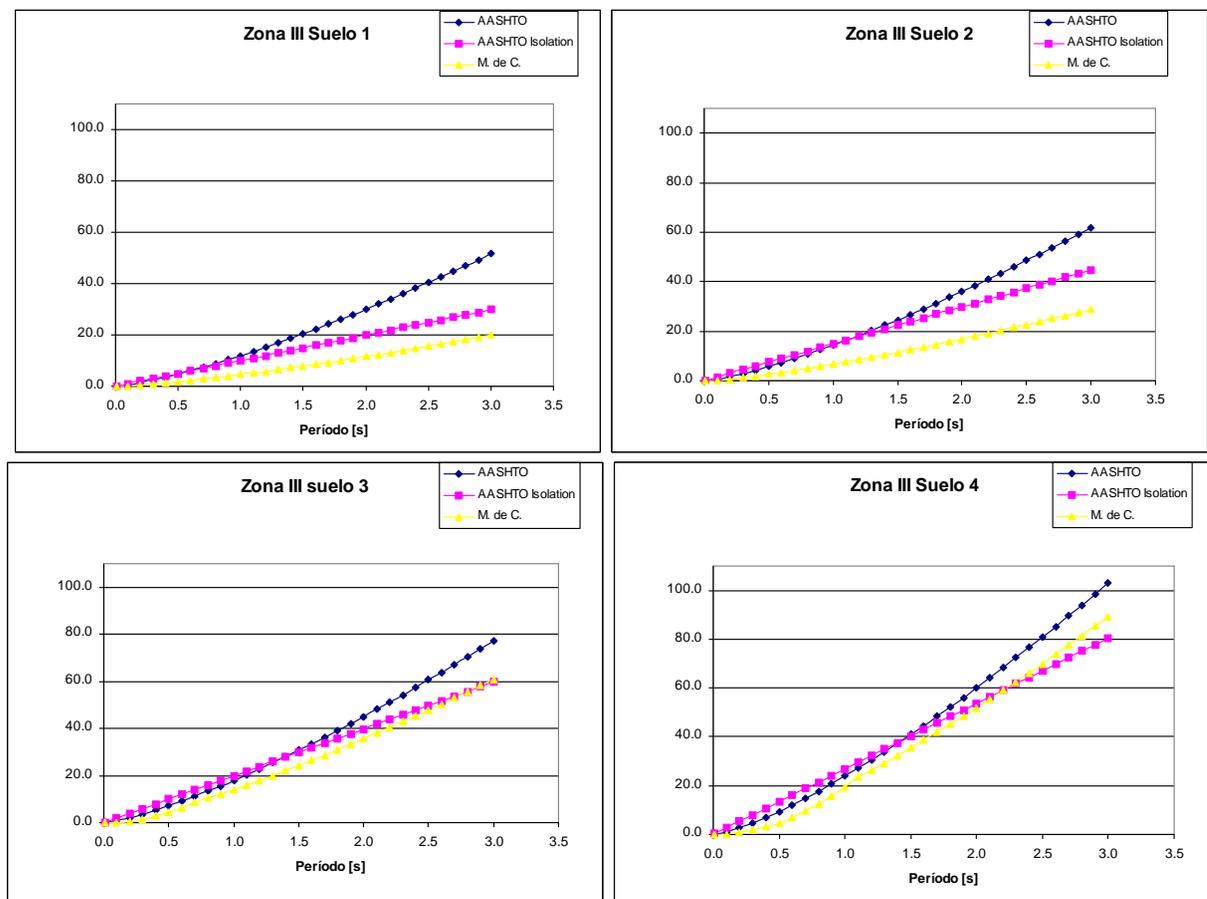


Figura 4.1 – Comparación de los Espectros de Desplazamiento.

Considerando la figura 4.1 y las figuras 3.1, 3.2 y 3.3, se puede concluir que la discusión realizada hasta ahora es completamente válida para suelos tipo I, II y III. Si el suelo considerado es tipo IV, los desplazamientos y esfuerzos de diseño resultan similares entre los tres códigos de diseño considerados, independientemente de que se usen valores distintos del coeficiente de suelo, distinta forma del decaimiento, etc.

Tomando esto en cuenta, resulta necesario recomendar que no se utilicen sistemas de aislación en suelo tipo IV pues no genera ventajas adicionales, además de que la estructura estará sometida a desplazamientos muy grandes.

4.2.2 Factores de modificación de las propiedades mecánicas del sistema de aislación

En el punto 3.2.2 se discute en detalle los motivos por los que es necesario modificar las propiedades mecánicas de los elementos principales del sistema de aislación. Para el caso de los aisladores elastoméricos se propone aumentar los parámetros K_d (Rigidez post-fluencia) y Q_d (Resistencia característica) pues sufren alteraciones por los siguientes motivos: temperatura, velocidad, ablandamiento por deformación (scragging) y envejecimiento. Para los friccionales, el coeficiente de fricción se ve alterado por: envejecimiento, contaminación, recorrido y temperatura. Estas modificaciones siempre conducen a un aumento de las propiedades originales del sistema de aislación, por lo que en general, se puede afirmar que los valores mínimos son todos igual a la unidad. Una salvedad a esta afirmación ocurre para interfaces PTFE no lubricadas y lubricadas, donde $\mu_{min,t}$ se puede considerar igual a 0.9 y 0.8 respectivamente para temperaturas de 50°C, caso que no se presenta con regularidad en Chile. Las investigaciones realizadas por Escandar, 2005 [E3] respecto a la influencia de la temperatura en la variación de las propiedades mecánicas de la goma de alto amortiguamiento confirman lo expuesto en el punto 3.2.2.1.3 para temperaturas inferiores a 20 °C, mientras que para temperaturas superiores, proponen pequeñas disminuciones.

El aumento de las propiedades mecánicas del sistema se traduce en aumentos de los esfuerzos de la estructura, y una disminución de los desplazamientos, es decir, el sistema de aislación se vuelve más rígido.

Se muestra en el punto 3.2.2.4 los resultados de un modelo del puente Marga-Marga en que se utilizan las propiedades originales del sistema de aislación como también aquellas modificadas por los correspondientes factores γ . Es posible apreciar que, pese al notorio incremento de las propiedades mecánicas del sistema de aislación (superior al 70 %), los esfuerzos y los desplazamientos sufren cambios de menor magnitud. Los esfuerzos se modifican cerca de un 40% cuando el sismo actúa en la dirección transversal, mientras que un porcentaje similar se modifican los desplazamientos cuando el sismo actúa en la dirección longitudinal. De estas dos modificaciones en la respuesta de la estructura, preocupa en mayor medida el aumento de los esfuerzos que debe soportar la subestructura.

También en 3.2.2.4 se detallan los resultados obtenidos por Warn, 2006 [W1] para un análisis no lineal de un sistema simplificado. En este se aprecia la disminución de los desplazamientos al aumentar las propiedades mecánicas de los distintos sistemas de aislación, que no los afecta de igual manera, pues es más acentuada para aisladores de fricción, mientras que para aquellos con núcleo de plomo o elastoméricos es menor, cercana al 25% para $\gamma = 2.0$. También se aprecia el incremento de los esfuerzos de corte para los tres tipos de aisladores considerados, siendo en

general superior al 50% para $\beta=2.0$. En este sentido, el tipo de aislador que muestra mayores diferencias son los friccionales, pues la variación del esfuerzo de corte depende directamente de las propiedades mecánicas originales (ver figura 3.25).

Considerando lo expuesto en los párrafos anteriores y teniendo presente que algunos ensayos para obtener valores de los coeficientes de modificación de las propiedades mecánicas están incompletos, se propone realizar una simplificación de los criterios expuestos en la normas AASHTO Guide Specification. No se considera apropiado eliminar estas consideraciones porque las variaciones, si bien son menores que las impuestas a las propiedades mecánicas de los aisladores, no resultan nada despreciables, sobre todo en los esfuerzos de diseño.

Los valores de los coeficientes β_{max} son distintos para cada tipo de aislador, por lo tanto, se realiza una propuesta para cada uno de ellos por separado.

4.2.2.1 Aisladores Elastoméricos

Los valores propuestos en la norma para aisladores elastoméricos son:

Tabla 4.1 - Valores de $\beta_{max,scrag}$ (ablandamiento por deformación) para aisladores elastoméricos

Tipo de Goma	Factor para la rigidez post-fluencia (K_d)	Factor para la resistencia característica (Q_d)
Bajo Amortiguamiento	1.0	1.0
Alto Amortiguamiento ($\beta_{ef} \leq 0.15$)	1.2	1.2
Alto Amortiguamiento ($\beta_{ef} > 0.15$)	1.8	1.5

Tabla 4.2 - Valores de $\beta_{max,a}$ (envejecimiento) para aisladores elastoméricos

Tipo de Goma	Factor para la rigidez post-fluencia (K_d)	Factor para la resistencia característica (Q_d)
Bajo Amortiguamiento	1.1	1.1
Alto Amortiguamiento con diferencias menores al 25% (b)	1.2	1.2
Alto Amortiguamiento con diferencias mayores al 25% (a)	1.3	1.3

Tabla 4.3 - Valores de $\beta_{max,t}$ (temperatura) para aisladores elastoméricos

Temperatura (°C)	Factor para la rigidez post-fluencia (K_d)		Factor para la resistencia característica (Q_d)	
	LRB	HDRB	LRB	HDRB
20	1.0	1.0	1.0	1.0
0	1.1	1.2	1.2	1.2
-10	1.1	1.4	1.4	1.4
-30	1.3	2.0*	1.8	2.3*

*valores interpolados

Se debe mencionar que un aislador elastomérico se considera de alto amortiguamiento, cuando este parámetro supera el 5% del valor crítico. Típicamente, las gomas empleadas superan este límite, pero rara vez logran superar el 15%. Por lo tanto, de la tabla 4.1 se ve que el valor

típico de $\mu_{max,scrag}=1.2$. De la tabla 4.3 se puede obtener un valor interpolado para una temperatura promedio de 10°C, de modo que típicamente $\mu_{max,t}=1.1$. Por último, la tabla 4.2 no resulta tan simple de interpretar pues requiere ensayar el aislador para asignar un valor, pero se puede esperar al menos el valor $\mu_{max,a}=1.1$. Si se consideran estos tres efectos simultáneos obtenemos $\mu_{max}=1.45$ despreciando que algunas de las propiedades pueden recuperarse con el tiempo.

Se recomienda realizar un análisis a modo de verificación, para las propiedades originales del sistema de aislación incrementadas en un 50% ($\mu_{max}=1.50$).

4.2.2.2 Aisladores Friccionales

Tabla 4.4 - Valores de $\mu_{max,a}$ (envejecimiento) para aisladores friccionales

Interfaz Método de instalación	PTFE sin lubricar		PTFE lubricada		Bi-metálica	
	Hermético	No Hermético	Hermético	No Hermético	Hermético	No Hermético
Ambiente normal	1.1	1.2	1.3	1.4	2.0	2.2
Ambiente severo	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5

Tabla 4.5 - Valores de $\mu_{max,c}$ (contaminación) para aisladores friccionales

Método de instalación	PTFE sin lubricación	PTFE lubricado	Bi-metálico
Hermético con el acero inoxidable mirando hacia abajo	1.0	1.0	1.0
Hermético con el acero inoxidable mirando hacia arriba, aislador galvanizado o pintado para 30 años	1.0	1.0	1.0
Hermético con el acero inoxidable mirando hacia arriba	1.1	1.1	1.1
No hermético con el acero inoxidable mirando hacia abajo	1.1	3.0	1.1
No hermético con el acero inoxidable mirando hacia arriba	No permitido	No permitido	No permitido

Tabla 4.6 - Valores de $\mu_{max,tr}$ para aisladores friccionales

Recorrido acumulado (m)	PTFE sin lubricación	PTFE lubricado	Bi-metálico
1000	1.0	1.0	-
2000	1.2	1.0	-
>2000	-	-	-

Tabla 4.7 - Valores de $\mu_{max,t}$ para aisladores friccionales

Temperatura	PTFE sin lubricación	PTFE lubricado	Bi-metálico
20	1.0	1.0	-
0	1.1	1.3	-
-10	1.2	1.5	-
-30	1.5	3.0	-
-40	1.7	-	-
-50	2.0	-	-

Anteriormente se discutió la sensibilidad de este tipo de aisladores con relación a sus propiedades mecánicas originales y las diferencias que presentan en los esfuerzos de corte y desplazamientos al incorporar factores μ . También se discutió, en el punto 3.2.2.2, la falta de ensayos para establecer algunos de los valores expuestos en las tablas 4.5 a 4.7 con certeza o bien completarlas, pues se aprecia que en muchos casos no se proponen valores.

Para establecer una simplificación de estos criterios se pueden suponer situaciones convencionales. La primera de ellas puede ser una interfaz de PTFE sin lubricar instalada hermética en ambiente normal ($\mu_{max,a}=1.1$), con el acero mirando hacia arriba ($\mu_{max,c}=1.1$), para un recorrido de 2 Km ($\mu_{max,tr}=1.2$) y para una temperatura promedio de 10 °C ($\mu_{max,t}=1.05$). De esto resulta $\mu_{max}=1.52$. La segunda situación típica que se puede considerar es una superficie de PTFE lubricada instalada hermética en ambiente normal ($\mu_{max,a}=1.3$), con el acero inoxidable mirando hacia arriba ($\mu_{max,c}=1.1$), para un recorrido de 2 Km ($\mu_{max,tr}=1.0$) y para una temperatura promedio de 10 °C ($\mu_{max,t}=1.05$), de donde resulta $\mu_{max}=1.50$.

Considerando la sensibilidad de este tipo de aisladores y lo dicho en el párrafo anterior, se recomienda realizar un análisis a modo de verificación, para las propiedades originales del sistema de aislación incrementadas en un 40% ($\mu_{max}=1.40$). Valores más altos, dependiendo de las propiedades originales del aislador, se pueden traducir en incrementos excesivos de los esfuerzos de diseño.

4.2.2.3 Comentarios generales

Se considera pertinente realizar algunas aclaraciones generales respecto a las simplificaciones realizadas en 4.2.2.1 y 4.2.2.2.

Un tema importante que es destacado en la investigación hecha por Escandar, 2005 [E3], es la evidencia que las gomas de alto amortiguamiento poseen la ventaja de recuperar sus propiedades originales en un tiempo bastante breve, se estima que dentro de un día ya recuperaron al menos un 90% de las pérdidas, y dentro de 2 a 3 días la recuperación es total. Esto sin duda, no es aplicable a las modificaciones que sufre la goma por envejecimiento.

La temperatura promedio seleccionada (10°C) es un valor que puede ser representativo en la zona central. Para zonas más extremas se debe considerar una temperatura menor, hecho que provoca un aumento del valor $\mu_{max,t}$.

En el punto 3.2.2.3 se comenta la recomendación que aparece en la norma AASHTO Guide Specification respecto a los factores de corrección “a” (Tabla 3.10) que diferencia puentes críticos, esenciales y otros. Esto a modo de compensación, pues al multiplicar todos los factores entre sí, se supone que todos los casos más desfavorables ocurren simultáneamente. Esta corrección no se considera necesaria pues la simplificación presentada anteriormente elimina los casos más extremos y sólo deja las situaciones que puedan ocurrir comúnmente, es decir, ya se contempló una reducción.

Se mencionó anteriormente que las únicas recomendaciones respecto a usar factores \min distintos de la unidad tienen que ver con la temperatura, tanto para aisladores elastoméricos como para los friccionales. Queda en claro que tales reducciones se pueden volver importantes para temperaturas cercanas o superiores a los 50°C, por lo que en condiciones normales, los puentes no estarán sometidos a tales efectos. Sin embargo, como medida de precaución, se considera pertinente recomendar la realización de un análisis a modo de verificación, para las propiedades originales del sistema de aislación disminuidas en un 10% ($\min=0.9$).

Hasta ahora, se han propuesto simplificaciones de los valores \max , pero se debe considerar una herramienta alternativa para evaluar estructuras que a juicio del proyectista pueda sufrir alteraciones de mayor magnitud producto de: ambientes extremadamente agresivos (ozono para los aisladores elastoméricos por ejemplo), que se introduzcan materiales nuevos en la composición de la goma que hasta el momento no se utilizan, temperaturas extremas, etc. Por lo tanto, se propone disponer de las figuras 3.28, 3.29 y 3.30 para estimar el valor de \max crítico que genere un nivel de incremento perjudicial en los esfuerzos de corte, de modo que estos no puedan ser resistidos por la estructura. Esta verificación tiene la desventaja que una vez obtenido el valor \max crítico, se debe comparar con otro valor posible, que necesariamente se debe obtener de las tablas 4.1 a 4.7, que son las que se pretende eliminar. Otra alternativa más simple es suponer algunos valores \max que reflejen situaciones críticas y realizar un análisis con alguno de ellos según el criterio del proyectista. Basado en esto último se puede proponer: usar $\max=1.8$ para ambientes y/o condiciones severas, o bien, usar $\max=2.3$ para ambientes y/o condiciones extremadamente severas, para los dos tipos de aisladores. Es evidente que la clasificación de severo o muy severo está basada en el buen juicio profesional y dependerá del tipo de aislador del que se trate. Cualquiera de las dos alternativas involucra incluir en la norma un breve comentario de cuales son las causas de las modificaciones de las propiedades mecánicas de cada sistema de aislación.

El tratamiento de los aisladores elastoméricos y de los friccionales, ha sido descrito en detalle. No ocurre lo mismo con aquellos de goma con núcleo de plomo, pues no existe información suficiente. Sólo la tabla 4.3 entrega algunos valores para las modificaciones por temperatura de este tipo de dispositivo (LRB). Sin embargo, las figuras 3.24 y 3.27 dan cuenta del buen comportamiento ante posibles modificaciones de las propiedades mecánicas debidas a alteraciones de la goma. Por lo tanto, se propone realizar un análisis a modo de verificación, para las propiedades originales del sistema de aislación incrementadas en un 30% ($\max=1.30$).

4.2.3 Factores de modificación de la respuesta elástica (R)

En el punto 3.2.3 se describe cualitativa y brevemente los análisis realizados por Constantinou, 1998, respecto a la nueva disposición de la norma AASHTO Guide Specification, de utilizar factores de reducción de la respuesta elástica menores que en códigos referidos a puentes que no consideran sistemas de aislación. De tal discusión queda en claro la dependencia del coeficiente de reducción R de varios parámetros como el amortiguamiento, el período de la cepa, característica de los sismos, etc. Se comenta también que, la mayoría de los códigos incorporan esta reducción dependiente sólo del sistema estructural.

La tabla 3.25 muestra la propuesta de valores del coeficiente R para usar en la norma AASHTO Guide Specification, donde se ven valores más bajos, en el rango de 1.5 a 2.5, y nuevamente dependientes solo del sistema estructural.

Resulta entonces necesario discutir el motivo de tales simplificaciones. Esto es tratado por Miranda, 1997 [M2], quien claramente expone que el valor del coeficiente R asignado en los diferentes códigos intenta justificarse con una dependencia de parámetros como el amortiguamiento, que efectivamente la tiene pero no ha resultado claro para los investigadores y los valores propuestos en los manuales hasta ahora tienen su base en la experiencia del comportamiento de estructuras ante sismos de gran intensidad.

Los ensayos del capítulo 3.2.3.4 se realizan calculando la fuerza elástica de demanda sobre la estructura del espectro presentado por la norma AASHTO Guide Specification (Ec. 3.1), luego esa fuerza se reduce por un correspondiente factor R_{μ} y se obtiene la fuerza de diseño que caracterizará a cada sistema. Luego, se realiza un análisis dinámico no-lineal (Time-History) para cada grupo de sismos (que están escalados para reflejar los espectros AASHTO) y para cada combinación de estructuras (cepa – aislador). De los análisis dinámicos, se registran los máximos valores importantes como desplazamiento del sistema de aislación, ductilidad y corte de la cepa. Entonces la idea es comparar el factor de ductilidad de diseño con la ductilidad obtenida de la respuesta estructural. La figura 4.2 muestra el caso de una columna histerética bilineal sin sistema de aislación, con $A=0.4$ y suelo II a modo de ejemplo. La figura 4.3 muestra la variación de la ductilidad de columnas histeréticas bilineales aisladas con $A=0.4$, Suelo Tipo II, caso de $\beta=0.06$, $\beta=0.2$. El resto de las figuras no se muestran pues se encuentran resumidas en las tablas 3.23 y 3.24.

En 3.2.3 se mencionó que el factor de reducción R posee dos componentes. La componente por sobreesfuerzo resulta ser la misma para puentes aislados que para aquellos sin aislación. Por su parte, la componente por ductilidad se analizó y se obtuvo que el diseño de la subestructura presenta el mismo nivel de ductilidad si se considera un puente sin sistema de aislación con un cierto factor R_{μ} , que un puente con sistema de aislación, pero con un valor cercano a la mitad de R_{μ} . De estas ideas, resulta la propuesta hecha en la tabla 3.25.

Se propone entonces usar en el diseño de puentes la mitad de los valores expresados en la tabla 3.1004.310A del Manual de Carreteras que hacen referencia a la subestructura, con un mínimo de 1.5.

Una interpretación sencilla de este hecho, resulta de considerar que el sistema de aislación reduce el traspaso de esfuerzos a la subestructura, por lo tanto la columna (o cepa) resultará más esbelta que en el diseño de puentes convencionales. Si a esto sumamos un factor de reducción

elevado, puede obtenerse un elemento con escasa rigidez que entre fácilmente en el rango plástico, situación que quiere evitarse para obtener un óptimo desempeño del sistema de aislación, por lo tanto, una forma de asegurar que esto no ocurra es entregar rigidez suficiente.

Del trabajo presentado por Constantinou, 1998, se logra justificar el uso de factores de reducción menores. Esto se realiza estableciendo una relación con los factores R utilizados para puentes sin sistemas de aislación. Anteriormente en este punto se comentó que los valores R de estructuras convencionales están fundamentadas en gran medida en la experiencia, por lo tanto el uso de fracciones de ellos en este tipo de puentes también estará sujeto a observaciones futuras.

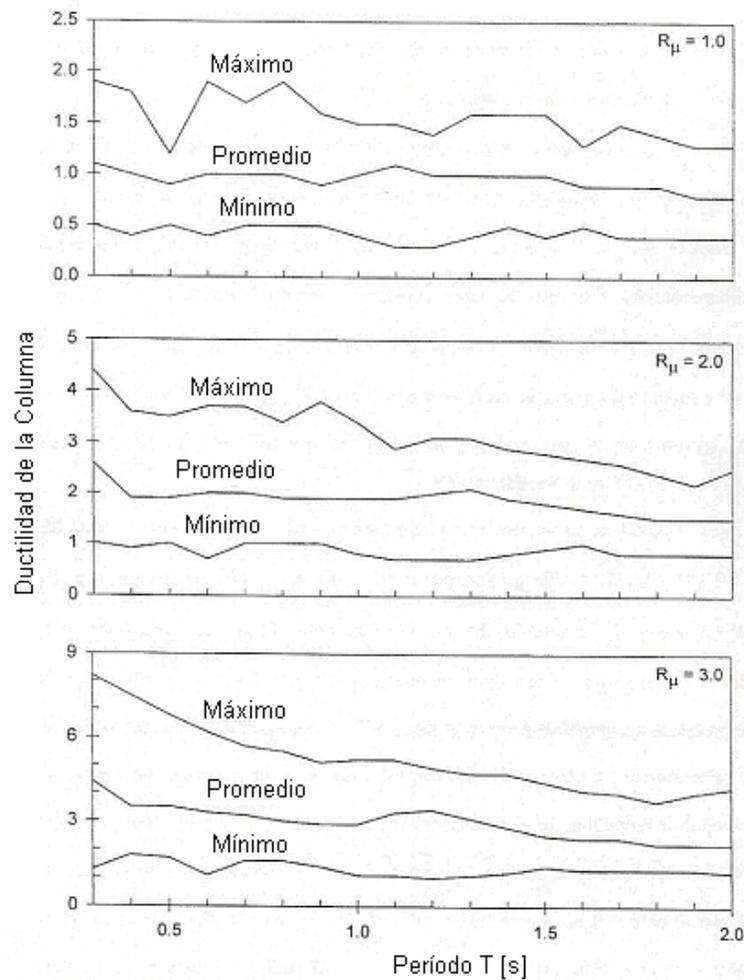


Figura 4.2 - Columna histerética bilineal, con $A=0.4$ y suelo II

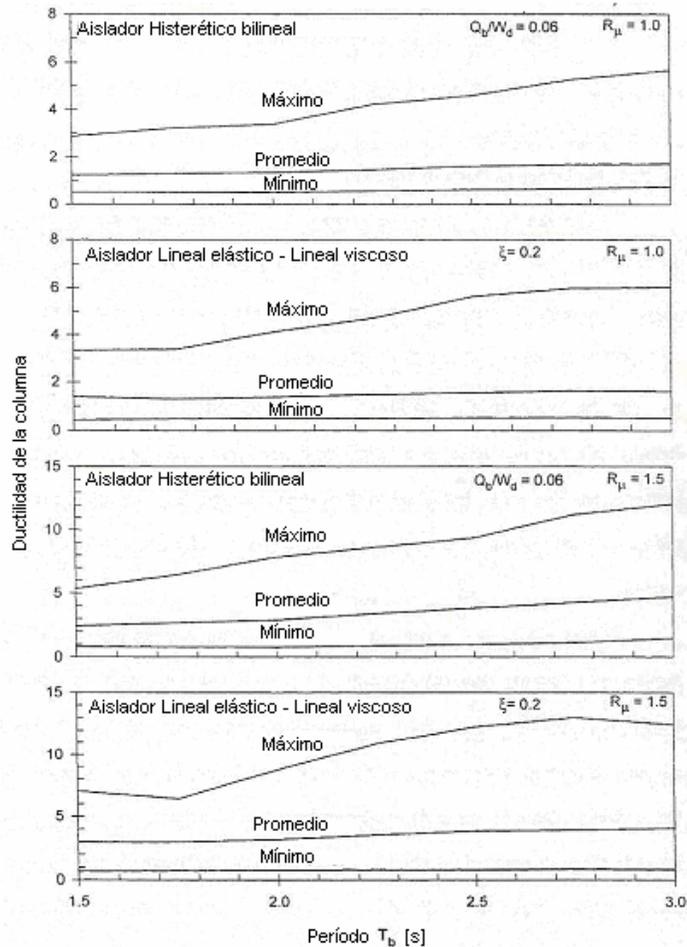


Figura 4.3 – Variación de la ductilidad de columnas histeréticas bilineales aisladas con $A=0.4$, Suelo Tipo II. Caso de $Q_b/W_d = 0.06$, $\xi = 0.2$

4.3 Aspectos No Considerados en la Norma

4.3.1 Aceleraciones Verticales

En el punto 3.3.1 se muestran las variaciones porcentuales de los esfuerzos que ocurren en los elementos del modelo del puente Marga-Marga. Como era de esperar considerando las menores intensidades de las aceleraciones verticales, las variaciones de los esfuerzos son bastante pequeñas, se acercan al 4% en el caso más desfavorable.

Con la escasa información disponible, se puede pensar que la amplificación vertical que generan los aisladores elastoméricos es despreciable para los niveles de aceleraciones estudiados, sin embargo, se debe considerar el caso de sismos de fuente cercana donde el *peak* de aceleraciones verticales es del mismo orden de magnitud que las máximas aceleraciones horizontales en zonas ubicadas a distancias no mayores a 10 km de la fuente, y no un porcentaje (67% típicamente) menor de ellas [H1]. Además se debe considerar la posible modificación de la composición del elastómero para diferentes niveles de amortiguamiento.

CAPÍTULO 5: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

5.1 Comentarios Generales.

El objetivo del diseño sísmico de puentes, convencionales y con sistemas de aislación sísmica, es evitar el colapso de estas estructuras ante la acción de terremotos severos, aceptando que puedan sufrir algún nivel de daño controlado, es decir, en zonas de fácil inspección y reparación. En este sentido, las guías de diseño de puentes aislados son de gran utilidad al entregar recomendaciones simples, pero bien fundamentadas por la teoría y la práctica.

Como se comentó en el capítulo 2, las norma extranjeras con mayor influencia en la práctica nacional son las AASHTO. Para la mayoría de los puentes que no incorporan sistemas de aislación, el manual de referencia es la AASHTO Standard, mientras que para aquellos que si consideran sistemas de aislación sísmica, la norma de diseño utilizada hasta la fecha es la AASHTO Guide Specification. Si bien estas normas son documentos bien fundamentados teóricamente por la basta experiencia del país de origen y por una serie de ensayos, pueden no resultar representativas en Chile, principalmente en lo que se refiere a las sollicitaciones sísmicas, dadas las diferencias existentes entre las dos zonas sísmicas.

El uso de aislación sísmica promueve el diseño de puentes de varios vanos continuos, debido al favorable comportamiento de la superestructura para resistir las cargas laterales. Este tipo de soluciones es común en la práctica norteamericana, sin embargo, en Chile no ha resultado necesario en la mayoría de los casos debido a la tipología de los ríos, sobre todo en aquellos de la zona central, que es donde existe la mayor densidad de vías. Los desafíos que propone el desarrollo indican que nuevas estructuras serán requeridas, de mayor complejidad y de vital importancia, tal como el caso del metro de Santiago o las autopistas urbanas, en las cuales la aislación sísmica puede resultar una herramienta esencial de diseño.

Los puentes continuos, si bien son muy favorables para resistir sollicitaciones laterales, muestran otros inconvenientes, principalmente relacionados a las deformaciones volumétricas que experimentan (creep, retracción, temperatura), aunque estas deben ser absorbidas por el sistema de aislación.

La flexibilidad incorporada a la estructura involucra un aumento de los desplazamientos sísmicos, además de deformaciones por cargas de servicio. Resulta importante controlar ambas variables para obtener el nivel de funcionamiento deseado y no dañar partes de la estructura como juntas, sistema de aislación, etc. La opción de disminuir los desplazamientos sísmicos está relacionada con un incremento del amortiguamiento de la estructura, que se logra por medio del aumento de esta propiedad en el sistema de aislación o bien mediante dispositivos adicionales. Se debe tener presente que un aumento del amortiguamiento obliga a realizar un análisis más complejo.

Considerando lo dicho en el párrafo anterior, es necesario tener presente que los dos mecanismos de aislación más utilizados en Chile son: aisladores elastoméricos y aisladores de goma con núcleo de plomo. Si bien sirven para introducir flexibilidad, entregan distintos niveles de amortiguamiento y capacidad de auto-centrado. A groso modo, los aisladores elastoméricos entregan flexibilidad, fuerza restitutiva y un nivel de amortiguamiento moderado dependiendo del

tipo de goma, mientras los aisladores de goma con núcleo de plomo entregan flexibilidad, escasa capacidad de auto-centrado y un alto amortiguamiento, por lo tanto, se recomienda el uso de una combinación de ellos en caso de necesitar altos niveles de amortiguamiento y de fuerza restitutiva proveniente del sistema de aislación. En la práctica se han utilizado sólo aisladores elastoméricos para el requerimiento anterior, pero incorporando dispositivos externos capaces de disipar energía y otros que restrinjan los desplazamientos debidos a cargas de servicio.

La incorporación de un sistema de aislación provoca, además de las ventajas discutidas en los capítulos anteriores, una redistribución de los esfuerzos en los componentes de la subestructura, con la consecuencia de disminuir la acumulación de esfuerzos sobre los elementos más rígidos (más cortos), por lo tanto, contribuye a la estabilidad general del puente. Este fenómeno ocurre debido a que la rigidez de cada cepa o pila se debe recalcular considerando un nuevo elemento flexible sobre ella, dispuesto en serie.

En el capítulo 3 se muestra un análisis realizado al modelo del puente Marga-Marga hecho por Daza, donde se estudia la sensibilidad de la respuesta ante modificaciones de las propiedades mecánicas del sistema de aislación. Se realiza un análisis lineal elástico donde interesan los cambios de los desplazamientos y los esfuerzos. Además de lo ya descrito, se considera pertinente realizar algunos comentarios adicionales.

Como se comentó, el modelo fue modificado alterando las propiedades mecánicas del sistema de aislación. Tal modificación puede ser hecha de dos formas en el caso de los aisladores elastoméricos, dependiendo del tipo de análisis que se realice: si se elige un análisis lineal, como fue el caso, entonces basta ponderar por los factores correspondientes las propiedades efectivas (sólo la rigidez efectiva), en cambio, si se elige caracterizar al aislador por un modelo bilineal, se debe ponderar tanto la resistencia característica (Q_d) como la rigidez post fluencia (K_d). En el capítulo 4 se muestra una simplificación en el uso de los factores de modificación () en que no se distingue entre aquellos que afectan a Q_d o a K_d , por lo que según la ecuación 2.12, el amortiguamiento efectivo no se ve alterado para aisladores elastoméricos, tal como se consideró en 3.2.2.4.

De los resultados obtenidos del modelo, se puede observar que, pese a la redistribución de esfuerzos que genera el incremento de flexibilidad, la cepa más corta concentra mayores esfuerzos que las demás. Se debe tener presente que lo esperado es, efectivamente, una disminución del efecto, y en ningún caso eliminarlo por completo.

Por último, respecto al modelo, se comentó que el software empleado en el análisis es SAP 2000 versión 9. Las versiones anteriores de este programa despreciaban el amortiguamiento de los elementos NLink, que sirven para representar un aislador, cuando el análisis realizado era lineal. En la versión utilizada el amortiguamiento de los elementos si se considera para este tipo de análisis, pero no es posible ver cómo los distribuye el programa.

Las diferencias en la caracterización de las solicitaciones sísmicas representa el punto más importante que debe ser adaptado entre los manuales norteamericanos y el local, por lo tanto, se deben realizar algunos comentarios.

Las aceleraciones efectivas de suelo utilizadas para el diseño por las normas AASHTO son más elevadas que las locales. En el capítulo 2 se realizó una descripción de la sismicidad Chilena, sin embargo, es necesario destacar que las diferencias del coeficiente A reflejan en gran medida

el hecho que existen zonas altamente pobladas cercanas a la falla en Norteamérica, mientras que en Chile los sismos interplaca tienen epicentros marinos.

También es importante tener presente que la zonificación sísmica Chilena presentada en la norma NCh433of.96 y adoptada por el Manual de Carreteras fue realizada sin considerar fuentes sísmicas que puedan tener epicentros continentales y un potencial destructivo considerable, como ocurre con los terremotos intraplaca, por lo tanto, considerar estos efectos en el diseño obliga a realizar estudios de riesgo sísmico para el sitio. Existe entonces la necesidad de estudiar la actual normativa e incorporar todas las fuentes sísmicas, de manera que no puedan ser ignorados efectos que a nivel mundial han reportado una gran cantidad de daño material y de vidas humanas. Dadas las diferencias de los distintos tipos de registros, un análisis basado en un espectro de diseño puede resultar insuficiente, pues esta herramienta está diseñada para representar sismos de fuente lejana. La herramienta disponible hasta la fecha para diseño de mayor complejidad es el análisis en el tiempo (Time-History), con la gran desventaja de que debe ser realizado por un profesional de gran experiencia.

Hasta la fecha, el espectro de respuesta constituye una herramienta de diseño de gran utilidad, teniendo presente sus limitaciones. El espectro presentado por la norma AASHTO Guide Specification muestra una reducción por amortiguamiento que no resulta necesaria en el diseño de puentes convencionales, pues en ellos no se incorpora más amortiguamiento del que poseen los materiales y para los cuales están escalados los espectros correspondientes. Los sistemas de aislación típicamente aumentan el amortiguamiento de la estructura, por lo que debe considerarse una reducción de la respuesta de la estructura por este efecto. La tabla 7.1-1 de la AASHTO Guide Specification da cuenta de la magnitud de tales reducciones para los sismos norteamericanos. El Manual de Carreteras, al no considerar aislación, no propone valores para cuantificar este efecto, por lo que a futuro se deben realizar estudios que permitan obtener tales cuantías para la sismicidad característica de Chile. Realizar un diseño sin considerar amortiguamiento adicional para el espectro conduce a una práctica conservadora que puede ser mejorada.

Por último, se debe recordar que al incorporar aislación se persigue aumentar la flexibilidad de la estructura para trasladar el período a la zona con menor sollicitación sísmica, de modo que se reduzcan los esfuerzos. Los suelos tipo IV resultan muy flexibles dadas sus características, por lo que no se considera recomendable implementar sistemas de aislación en estructuras emplazadas en este tipo de suelo, pues se puede comprometer su estabilidad.

5.2 Conclusiones.

De la discusión realizada en este trabajo, es posible obtener conclusiones generales respecto a las tareas futuras que deben desarrollarse con miras a mejorar las recomendaciones para el diseño.

Se considera fundamental la instrumentación de los puentes que se construyan en lo venidero, para realizar estudios y/o comprobaciones de los criterios empleados en el diseño. Además esto permitiría tener nuevos antecedentes para cuantificar el incremento de la respuesta vertical producto de la flexibilidad incorporada en esa dirección.

Es de gran utilidad disponer de un catálogo que describa de manera detallada las fallas activas identificadas en la región continental, de manera que resulte más simple la tarea a los diseñadores.

La reducción del espectro del Manual de Carreteras por amortiguamiento se plantea como una de las labores urgentes a incluir en la norma definitiva de diseño de puentes con aislación sísmica. Construir una tabla similar a 7.1-1 (AASHTO Guide Specification) evita el sobredimensionamiento de los componentes de la subestructura. Se debe considerar la utilización de la misma, sin modificaciones, en la futura normativa, dada la coincidencia con la tabla C.2 existente en la norma NCh2745, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, que a su vez proviene de la norma UBC.

Al igual que en los puentes convencionales, resulta ideal evitar zonas de la estructura que presenten algún nivel de daño, pero de ocurrir, debe procurarse que sea en zonas de fácil acceso para inspección y reparación. Por este motivo, las fundaciones deben ser diseñadas para permanecer en el rango elástico ($R=1$) ante las solicitaciones sísmicas, de manera que no se comprometa la estabilidad de la estructura.

La utilización de factores de reducción por ductilidades menores (R entre 1.5 y 2.5) disminuyen la demanda de ductilidad en la subestructura, asegurando que la energía sea disipada por los elementos que están diseñados para dicha tarea, es decir, el sistema de aislación y los disipadores, en caso de existir.

REFERENCIAS

- A1. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996, "Standard Design Specification for Highway Bridge", 16th Edition, Washington, DC, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- A2. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1999, "Guide Specification for Seismic Isolation Design" American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- A3. Astroza, M., Sandoval, M., Kausel, E., 2005, "Estudio Comparativo de los Efectos de los Sismos Chilenos de Subducción del Tipo Intraplaca de Profundidad Intermedia", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- C1. Campos, J., Ruiz, S., Pérez, A., Ruiz, J., Kausel, E., Thiele, R., Saragoni, R., Sepúlveda, S., 2005, "Terremotos Corticales de las Melosas 1958, Cuzmiza 2001 y Curicó 2004: Un Análisis Comparativo de los Terremotos de Northridge 1994 y Kobe 1995. Nuevos Antecedentes para el Peligro Sísmico en Chile", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- C2. Constantinou, M.C. and J.K Quarshie, 1998, "Response Modification Factors for seismically Isolated Bridges", Technical Report MCEER-98-0014, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- C3. Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., Wolf, E., 1999, "Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearing", Technical Report MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- D1. Daza, Victor, 2003, "Interacción Sísmica Suelo-Estructura en el puente Marga-marga" Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- E1. Earthquake Spectra, Willie, L., Bolt, B., Durhin, M., Gates, J., McCormick, D., Smith, P., Abrahamson, N., Castro, G., Escalante, L., Luft, R., Olson, R., Vallenias, J., February 1986, "The Chile Earthquake of March 3, 1985. Damage to Bridges and Highways". Vol. 2 N°2 Chapter 6, pp. 411-427.
- E2. EED, EDPRC, PWRI, 1998, "Design Specifications of Highway Bridge, Part V: Seismic Design", Memorandum Técnico N° 9801 de Earthquake Engineering Division, Earthquake Disaster Prevention Research Center y Public Works Research Institute, Japón.
- E3. Escandar, A., Moroni, M., Sarrazin, M., 2005, "Propiedades Mecánicas de Goma de Alto Amortiguamiento en Función de la Temperatura", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- F1. Fuenzalida, María, 1999, "Recomendaciones para el Diseño de Puentes con Aisladores Sísmicos o Disipadores de Energía" Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

- F2. Frau, C., Saragoni, G., 2005, "Demanda Sísmica de Fuente Cercana. Situación del Oeste Argentino", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- H1. Holmes, W., Coil, J., Ghosh, S., Hamburger, R., Kircher, C., Nelson, R., Saunders, C., Zacher, E., Zsutty, T., 1996, "Engineering Implications of the 1994 Northridge Earthquake", SEAOC Blue Book, Appendix A, Octubre, Pág. 363-390.
- I1. INN, 2003, "Norma NCh 2745: Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- K1. Kelly, J., Naeim, F., 1999, "Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice", John Wiley & Sons, INC.
- K2. Kelly, J., 1998, "Earthquake Resistant with Rubber", Publicación Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- M1. Malhotra, P., 2006, "Seismic Risk and Design Loads", Earthquake Spectra, Volumen 22, No.1, Pág. 115-128.
- M2. Miranda, E., 1997, "Strength Reduction Factors in Performance-Based Design", EERC-CUREe Symposium, Berkeley, California.
- M3. MOP, 2002, "Manual de Carreteras", Dirección de Vialidad, MOP, Chile, Volumen 3, Capítulo 3.1000.
- M4. Moroni, M., Quintana, J., Romo, D., Sarrazin, M., Soto, P., 2002, "Respuesta Sísmica de Puentes Chilenos con Apoyos Aislantes", Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol.2 (2), Pág. 31-48.
- P1. Priestley, M., Sieble, F., Calvi, J., 1996, "Siesmic Design and Retrofit of Bridges", Editorial Wiley, Nueva York.
- R1. Ruiz, S., Saragoni, G., 2005, "Formulas de Atenuación para la Subducción de Chile Considerando los dos Mecanismos de Sismogénesis y los Efectos del Suelo", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- R2. Ruiz, S., Saragoni, G., 2005, "Estudio Comparativo de los Terremotos de Subducción Chilenos con los Terremotos de Subducción del Norte, Centro y Sur de América", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- S1. Saragoni, R., 1981, "Influencia de la Aceleración Máxima, Duración y Contenido de Frecuencias en los Daños Producidos por los Terremotos", Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, N° 144, Pág. 15-32.
- S2. Saragoni, R., Crempien, J., Araya, R., 1980, "Características de los Movimientos Sísmicos Fuertes de Chile", 3as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile, Noviembre.

- S3. Sarrazin M., Saragoni, R., 1995, “Espectro de Diseño para el Viaducto Rodelillo – El Salto sobre Aisladores Sísmicos”. S y S Ingenieros Consultores, Chile.
- S4. Sarrazin, M., Saragoni, R., Araya, M., González, A., Izzo, F., Vergara, R., 1995, “Applications of Seismic Isolation to the Santiago Metro, Line 5 and the Rodelillo Viña del Mar Highway Bridge”, Internacional Post-Smirt Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures, Chile, Santiago, Agosto.
- S5. Shen, J., Tsai, M., Chang, K., Lee, G., 2004, “Performance of a Seismically Isolated Bridge under Near-Fault Earthquake Ground Motions”, Journal of Structural Engineering, Vol 130, N° 6, Junio, pag. 861-868.
- T1. Thompson, A., Whittaker, A., Fenves, G., Mahin, S., 2000, “Property Modification Factors for Elastomeric Seismic Isolation Bearings” 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zeland, Auckland, N° 1307.
- T2. Tornello, M., Sarrazin, M., 2005, “Respuesta Estructural de dos Sistemas de Aislamiento Sísmico Frente a Terremotos de Fuente Cercana”, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- U1. Udías, A., Mézcuas, J., 1996, “Fundamentos de Sismología”, UCA Editores, Madrid.
- V1. Vergara, Rodolfo, 1994, “Viaducto Rodelillo – El Salto. Memoria de Cálculo”. G+V Ingenieros, Chile.
- V2. Vergara, Rodolfo, 1994, “Viaducto Rodelillo – El Salto. Memoria de Cálculo Diseño de Aisladores Sísmicos”. G + V Ingenieros, Chile.
- W1. Warn, G., Whittaker, A., 2006, “Property Modifications Factors for Seismically Isolated Bridges”, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Mayo-Junio, pág. 371-377.

ANEXO A

RESULTADOS MODELO PUENTE MARGA-MARGA

A.1- Desplazamientos Absolutos

Se muestran los desplazamientos absolutos de los nodos inferiores y superiores para todos los elementos NLink que representan a los aisladores en el modelo del puente Marga-Marga, para las combinaciones 2 y 4, y para las propiedades originales y modificadas del sistema de aislación. Los nodos inferiores están solidarios a la parte superior de cada cepa, por lo tanto representan la deformación de estas.

U1: Longitudinal

U2: Transversal

U3: Vertical

Tabla A.1 - Desplazamientos absolutos con propiedades originales, Combinación 2.

Aislador	Nodo inferior	Combinación	U1	U2	U3	R1	R2	R3	Nodo Superior	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad		cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
1	64	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100	38.337	0.000	-0.050	0.000	0.000	0.000
2	65	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	101	38.337	0.000	-0.050	0.000	0.000	0.000
3	66	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	102	38.337	0.000	-0.050	0.000	0.000	0.000
4	67	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	103	38.337	0.000	-0.050	0.000	0.000	0.000
5	68	COMB2	8.388	-0.002	-0.113	0.000	0.005	0.000	104	38.098	0.459	-0.183	0.001	0.001	0.000
6	69	COMB2	8.388	-0.002	-0.112	0.000	0.005	0.000	105	38.144	-0.063	-0.152	0.000	0.001	0.000
7	70	COMB2	8.388	-0.002	-0.112	0.000	0.005	0.000	106	38.147	0.069	-0.152	0.000	0.001	0.000
8	71	COMB2	8.388	-0.002	-0.111	0.000	0.005	0.000	107	38.106	-0.447	-0.180	-0.001	0.001	0.000
9	72	COMB2	11.837	0.012	-0.152	0.000	0.006	0.000	108	38.470	0.483	-0.231	0.001	0.000	0.000
10	73	COMB2	11.836	0.012	-0.155	0.000	0.006	0.000	109	38.413	-0.060	-0.205	0.000	0.000	0.000
11	74	COMB2	11.836	0.012	-0.158	0.000	0.006	0.000	110	38.404	0.075	-0.207	0.000	0.000	0.000
12	75	COMB2	11.836	0.012	-0.162	0.000	0.006	0.000	111	38.416	-0.512	-0.244	-0.002	0.000	0.000
13	76	COMB2	12.479	0.020	-0.148	0.000	0.006	0.000	112	38.351	0.488	-0.224	0.001	0.000	0.000
14	77	COMB2	12.479	0.020	-0.154	0.000	0.006	0.000	113	38.393	-0.061	-0.198	0.000	0.000	0.000
15	78	COMB2	12.480	0.020	-0.159	0.000	0.006	0.000	114	38.413	0.068	-0.205	0.000	0.000	0.000
16	79	COMB2	12.480	0.020	-0.164	0.000	0.006	0.000	115	38.413	-0.504	-0.244	-0.002	0.000	0.000
17	80	COMB2	11.798	-0.003	-0.154	0.000	0.006	0.000	116	38.465	0.530	-0.235	0.002	0.000	0.000
18	81	COMB2	11.798	-0.003	-0.153	0.000	0.006	0.000	117	38.460	-0.056	-0.199	0.000	0.000	0.000
19	82	COMB2	11.798	-0.003	-0.152	0.000	0.006	0.000	118	38.456	0.070	-0.198	0.000	0.000	0.000
20	83	COMB2	11.798	-0.003	-0.151	0.000	0.006	0.000	119	38.454	-0.511	-0.232	-0.002	0.000	0.000
21	84	COMB2	11.663	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	120	38.478	0.522	-0.231	0.002	0.000	0.000
22	85	COMB2	11.663	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	121	38.479	-0.060	-0.196	0.000	0.000	0.000
23	86	COMB2	11.663	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	122	38.480	0.066	-0.197	0.000	0.000	0.000
24	87	COMB2	11.663	0.001	-0.152	0.000	0.006	0.000	123	38.482	-0.516	-0.232	-0.002	0.000	0.000
25	88	COMB2	15.076	0.000	-0.179	0.000	0.007	0.000	124	38.530	0.520	-0.258	0.002	0.000	0.000
26	89	COMB2	15.076	0.000	-0.178	0.000	0.007	0.000	125	38.530	-0.062	-0.223	0.000	0.000	0.000
27	90	COMB2	15.076	0.000	-0.178	0.000	0.007	0.000	126	38.529	0.064	-0.223	0.000	0.000	0.000
28	91	COMB2	15.076	0.000	-0.178	0.000	0.007	0.000	127	38.530	-0.515	-0.258	-0.002	0.000	0.000
29	92	COMB2	14.973	0.000	-0.184	0.000	0.007	0.000	128	38.532	0.513	-0.267	0.002	0.000	0.000
30	93	COMB2	14.973	0.000	-0.184	0.000	0.007	0.000	129	38.523	-0.052	-0.232	0.000	0.000	0.000
31	94	COMB2	14.973	0.000	-0.184	0.000	0.007	0.000	130	38.523	0.052	-0.232	0.000	0.000	0.000
32	95	COMB2	14.973	0.000	-0.184	0.000	0.007	0.000	131	38.532	-0.510	-0.267	-0.002	0.000	0.000
33	96	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	132	38.560	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
34	97	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	133	38.560	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
35	98	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	134	38.560	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
36	99	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	135	38.560	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000

Tabla A.2 - Desplazamientos absolutos con propiedades originales, Combinación 4.

Aislador	Nodo inferior	Combinación	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Rad	R2 Rad	R3 Rad	Nodo Superior	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Rad	R2 Rad	R3 Rad
1	64	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100	-0.042	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
2	65	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	101	-0.043	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
3	66	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	102	-0.043	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
4	67	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	103	-0.043	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
5	68	COMB4	-0.014	0.048	-0.094	0.000	0.000	0.000	104	0.450	2.682	-0.161	0.002	0.001	0.001
6	69	COMB4	-0.023	0.048	-0.106	0.000	0.000	0.000	105	0.026	2.164	-0.146	0.000	0.001	0.001
7	70	COMB4	-0.022	0.048	-0.105	0.000	0.000	0.000	106	0.027	2.295	-0.145	0.000	0.001	0.001
8	71	COMB4	-0.014	0.048	-0.091	0.000	0.000	0.000	107	0.455	1.778	-0.158	-0.001	0.001	0.001
9	72	COMB4	0.029	0.276	-0.067	0.000	0.000	0.000	108	1.161	9.989	-0.144	0.002	0.000	0.002
10	73	COMB4	0.013	0.276	-0.127	0.000	0.000	0.000	109	0.388	9.514	-0.178	0.000	0.000	0.002
11	74	COMB4	0.012	0.276	-0.130	0.000	0.000	0.000	110	0.371	9.646	-0.181	0.001	0.000	0.002
12	75	COMB4	0.028	0.276	-0.077	0.000	0.000	0.000	111	1.114	8.984	-0.156	-0.001	0.000	0.002
13	76	COMB4	0.015	0.534	0.013	0.000	0.000	0.000	112	0.808	17.297	-0.058	0.003	0.000	0.001
14	77	COMB4	0.003	0.534	-0.100	0.000	0.000	0.000	113	0.263	16.902	-0.147	0.001	0.000	0.001
15	78	COMB4	0.003	0.534	-0.105	0.000	0.000	0.000	114	0.291	17.030	-0.154	0.001	0.000	0.001
16	79	COMB4	0.016	0.534	-0.003	0.000	0.000	0.000	115	0.867	16.295	-0.077	0.000	0.000	0.001
17	80	COMB4	0.010	0.582	0.034	0.000	0.000	0.000	116	0.197	21.110	-0.039	0.003	0.000	0.000
18	81	COMB4	0.008	0.582	-0.091	0.000	0.000	0.000	117	0.085	20.725	-0.139	0.001	0.000	0.000
19	82	COMB4	0.008	0.582	-0.090	0.000	0.000	0.000	118	0.080	20.851	-0.138	0.001	0.000	0.000
20	83	COMB4	0.010	0.582	0.037	0.000	0.000	0.000	119	0.185	20.069	-0.036	0.000	0.000	0.000
21	84	COMB4	0.025	0.524	0.019	0.000	0.000	0.000	120	0.720	19.119	-0.055	0.003	0.000	0.001
22	85	COMB4	0.015	0.524	-0.095	0.000	0.000	0.000	121	0.265	18.719	-0.143	0.001	0.000	0.001
23	86	COMB4	0.015	0.524	-0.095	0.000	0.000	0.000	122	0.269	18.845	-0.143	0.001	0.000	0.001
24	87	COMB4	0.025	0.524	0.018	0.000	0.000	0.000	123	0.727	18.081	-0.055	0.000	0.000	0.001
25	88	COMB4	0.051	0.515	-0.029	0.000	0.000	0.000	124	1.159	12.604	-0.103	0.003	0.000	0.002
26	89	COMB4	0.033	0.515	-0.129	0.000	0.000	0.000	125	0.435	12.131	-0.175	0.000	0.000	0.002
27	90	COMB4	0.033	0.515	-0.128	0.000	0.000	0.000	126	0.435	12.256	-0.175	0.001	0.000	0.002
28	91	COMB4	0.051	0.515	-0.028	0.000	0.000	0.000	127	1.159	11.569	-0.101	-0.001	0.000	0.002
29	92	COMB4	0.050	0.192	-0.128	0.000	0.000	0.000	128	0.980	4.903	-0.210	0.002	0.000	0.001
30	93	COMB4	0.035	0.192	-0.166	0.000	0.000	0.000	129	0.372	4.367	-0.214	0.000	0.000	0.001
31	94	COMB4	0.035	0.192	-0.166	0.000	0.000	0.000	130	0.373	4.470	-0.214	0.000	0.000	0.001
32	95	COMB4	0.050	0.192	-0.129	0.000	0.000	0.000	131	0.982	3.880	-0.210	-0.001	0.000	0.001
33	96	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	132	0.095	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
34	97	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	133	0.094	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
35	98	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	134	0.094	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
36	99	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	135	0.095	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000

Tabla A.3 - Desplazamientos absolutos con propiedades modificadas, Combinación 2.

Aislador	Nodo inferior	Combinación	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Rad	R2 Rad	R3 Rad	Nodo Superior	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Rad	R2 Rad	R3 Rad
1	64	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100	26.876	0.000	-0.049	0.000	0.000	0.000
2	65	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	101	26.876	0.000	-0.049	0.000	0.000	0.000
3	66	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	102	26.876	0.000	-0.049	0.000	0.000	0.000
4	67	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	103	26.876	0.000	-0.049	0.000	0.000	0.000
5	68	COMB2	8.543	-0.001	-0.113	0.000	0.005	0.000	104	26.638	0.452	-0.182	0.001	0.001	0.000
6	69	COMB2	8.543	-0.001	-0.112	0.000	0.005	0.000	105	26.684	-0.060	-0.152	0.000	0.001	0.000
7	70	COMB2	8.544	-0.001	-0.111	0.000	0.005	0.000	106	26.687	0.066	-0.151	0.000	0.001	0.000
8	71	COMB2	8.544	-0.001	-0.111	0.000	0.005	0.000	107	26.646	-0.435	-0.179	-0.001	0.001	0.000
9	72	COMB2	11.676	0.012	-0.151	0.000	0.006	0.000	108	27.023	0.476	-0.231	0.001	0.000	0.000
10	73	COMB2	11.675	0.012	-0.155	0.000	0.006	0.000	109	26.966	-0.056	-0.205	0.000	0.000	0.000
11	74	COMB2	11.674	0.012	-0.158	0.000	0.006	0.000	110	26.957	0.073	-0.207	0.000	0.000	0.000
12	75	COMB2	11.674	0.012	-0.161	0.000	0.006	0.000	111	26.969	-0.499	-0.243	-0.002	0.000	0.000
13	76	COMB2	12.203	0.020	-0.148	0.000	0.006	0.000	112	26.911	0.481	-0.224	0.001	0.000	0.000
14	77	COMB2	12.204	0.020	-0.153	0.000	0.006	0.000	113	26.952	-0.056	-0.198	0.000	0.000	0.000
15	78	COMB2	12.205	0.020	-0.158	0.000	0.006	0.000	114	26.972	0.067	-0.204	0.000	0.000	0.000
16	79	COMB2	12.206	0.020	-0.163	0.000	0.006	0.000	115	26.972	-0.491	-0.243	-0.002	0.000	0.000
17	80	COMB2	11.649	-0.002	-0.154	0.000	0.006	0.000	116	27.028	0.522	-0.234	0.002	0.000	0.000
18	81	COMB2	11.649	-0.002	-0.153	0.000	0.006	0.000	117	27.024	-0.052	-0.198	0.000	0.000	0.000
19	82	COMB2	11.649	-0.002	-0.152	0.000	0.006	0.000	118	27.019	0.069	-0.197	0.000	0.000	0.000
20	83	COMB2	11.649	-0.002	-0.151	0.000	0.006	0.000	119	27.017	-0.499	-0.231	-0.002	0.000	0.000
21	84	COMB2	11.539	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	120	27.043	0.514	-0.231	0.002	0.000	0.000
22	85	COMB2	11.539	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	121	27.044	-0.057	-0.196	0.000	0.000	0.000
23	86	COMB2	11.539	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	122	27.045	0.064	-0.196	0.000	0.000	0.000
24	87	COMB2	11.539	0.001	-0.151	0.000	0.006	0.000	123	27.046	-0.504	-0.231	-0.002	0.000	0.000
25	88	COMB2	14.389	0.000	-0.178	0.000	0.006	0.000	124	27.100	0.511	-0.258	0.002	0.000	0.000
26	89	COMB2	14.389	0.000	-0.178	0.000	0.006	0.000	125	27.100	-0.059	-0.223	0.000	0.000	0.000
27	90	COMB2	14.389	0.000	-0.178	0.000	0.006	0.000	126	27.100	0.062	-0.223	0.000	0.000	0.000
28	91	COMB2	14.389	0.000	-0.178	0.000	0.006	0.000	127	27.100	-0.505	-0.258	-0.002	0.000	0.000
29	92	COMB2	14.303	0.001	-0.184	0.000	0.006	0.000	128	27.097	0.505	-0.266	0.002	0.000	0.000
30	93	COMB2	14.303	0.001	-0.183	0.000	0.006	0.000	129	27.088	-0.049	-0.232	0.000	0.000	0.000
31	94	COMB2	14.303	0.001	-0.183	0.000	0.006	0.000	130	27.088	0.050	-0.231	0.000	0.000	0.000
32	95	COMB2	14.303	0.001	-0.183	0.000	0.006	0.000	131	27.098	-0.501	-0.266	-0.002	0.000	0.000
33	96	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	132	27.118	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
34	97	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	133	27.118	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
35	98	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	134	27.118	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
36	99	COMB2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	135	27.118	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000

Tabla A.4 - Desplazamientos absolutos con propiedades modificadas, Combinación 4.

Aislador	Nodo inferior	Combinación	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Rad	R2 Rad	R3 Rad	Nodo Superior	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Rad	R2 Rad	R3 Rad
1	64	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100	-0.041	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
2	65	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	101	-0.041	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
3	66	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	102	-0.042	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
4	67	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	103	-0.042	0.000	-0.053	0.000	0.000	0.000
5	68	COMB4	-0.030	0.066	-0.087	0.000	0.000	0.000	104	0.359	2.360	-0.155	0.002	0.001	0.001
6	69	COMB4	-0.043	0.066	-0.104	0.000	0.000	0.000	105	-0.003	1.868	-0.145	0.000	0.001	0.001
7	70	COMB4	-0.042	0.066	-0.104	0.000	0.000	0.000	106	-0.002	1.994	-0.144	0.000	0.001	0.001
8	71	COMB4	-0.029	0.066	-0.085	0.000	0.000	0.000	107	0.364	1.475	-0.152	-0.001	0.001	0.001
9	72	COMB4	0.045	0.395	-0.030	0.000	0.000	0.000	108	0.999	8.476	-0.106	0.002	0.000	0.001
10	73	COMB4	0.022	0.395	-0.115	0.000	0.000	0.000	109	0.336	8.049	-0.166	0.000	0.000	0.001
11	74	COMB4	0.021	0.395	-0.118	0.000	0.000	0.000	110	0.317	8.175	-0.169	0.001	0.000	0.001
12	75	COMB4	0.043	0.395	-0.039	0.000	0.000	0.000	111	0.954	7.485	-0.117	0.000	0.000	0.001
13	76	COMB4	0.022	0.756	0.083	0.000	0.000	0.000	112	0.705	14.502	0.015	0.003	0.000	0.001
14	77	COMB4	0.004	0.756	-0.077	0.000	0.000	0.000	113	0.229	14.179	-0.125	0.001	0.000	0.001
15	78	COMB4	0.003	0.756	-0.082	0.000	0.000	0.000	114	0.257	14.301	-0.131	0.001	0.000	0.001
16	79	COMB4	0.024	0.756	0.067	0.000	0.000	0.000	115	0.762	13.515	-0.003	0.000	0.000	0.001
17	80	COMB4	0.016	0.838	0.117	0.000	0.000	0.000	116	0.181	17.710	0.048	0.004	0.000	0.000
18	81	COMB4	0.013	0.838	-0.063	0.000	0.000	0.000	117	0.081	17.416	-0.113	0.001	0.000	0.000
19	82	COMB4	0.013	0.838	-0.062	0.000	0.000	0.000	118	0.075	17.536	-0.112	0.002	0.000	0.000
20	83	COMB4	0.016	0.838	0.120	0.000	0.000	0.000	119	0.169	16.689	0.051	0.001	0.000	0.000
21	84	COMB4	0.038	0.750	0.092	0.000	0.000	0.000	120	0.640	16.037	0.023	0.004	0.000	0.001
22	85	COMB4	0.023	0.750	-0.070	0.000	0.000	0.000	121	0.240	15.720	-0.119	0.001	0.000	0.001
23	86	COMB4	0.023	0.750	-0.071	0.000	0.000	0.000	122	0.243	15.840	-0.119	0.002	0.000	0.001
24	87	COMB4	0.038	0.750	0.092	0.000	0.000	0.000	123	0.647	15.019	0.022	0.001	0.000	0.001
25	88	COMB4	0.073	0.716	0.028	0.000	0.000	0.000	124	1.005	10.638	-0.044	0.003	0.000	0.001
26	89	COMB4	0.047	0.716	-0.110	0.000	0.000	0.000	125	0.384	10.224	-0.157	0.001	0.000	0.001
27	90	COMB4	0.047	0.716	-0.110	0.000	0.000	0.000	126	0.384	10.344	-0.157	0.001	0.000	0.001
28	91	COMB4	0.073	0.716	0.029	0.000	0.000	0.000	127	1.005	9.623	-0.044	0.000	0.000	0.001
29	92	COMB4	0.071	0.284	-0.102	0.000	0.000	0.000	128	0.858	4.261	-0.182	0.002	0.000	0.001
30	93	COMB4	0.049	0.284	-0.157	0.000	0.000	0.000	129	0.332	3.755	-0.206	0.000	0.000	0.001
31	94	COMB4	0.049	0.284	-0.157	0.000	0.000	0.000	130	0.333	3.855	-0.206	0.000	0.000	0.001
32	95	COMB4	0.071	0.284	-0.102	0.000	0.000	0.000	131	0.859	3.255	-0.183	-0.001	0.000	0.001
33	96	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	132	0.095	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
34	97	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	133	0.095	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
35	98	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	134	0.095	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000
36	99	COMB4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	135	0.095	0.000	-0.043	0.000	0.000	0.000

Con las tablas A.1 y A.2 se generó la tabla 3.15 tomando la diferencia entre los nodos inferiores y superiores de cada uno de los aisladores. Con las tablas A.3 y A.4 se realizó el mismo procedimiento y los resultados se exponen en la tabla 3.16.

Se muestra la disposición de los aisladores suponiendo una vista en planta del tablero en la tabla A.5 para facilitar la interpretación de estos resultados.

Tabla A.5 - Ubicación de los aisladores en planta

	E.S.	Cepa							E.N.
		1	2	3	4	5	6	7	
	4	8	12	16	20	24	28	32	36
	3	7	11	15	19	23	27	31	35
	2	6	10	14	18	22	26	30	34
	1	5	9	13	17	21	25	29	33

A.2- Esfuerzos Aisladores

Se muestran los esfuerzos que soporta cada elemento NLink para las propiedades originales y modificadas. Resulta interesante comparar estos resultados con los mostrados en las tablas 3.17 y 3.18 que muestran los esfuerzos de las cepas.

Tabla A.6 – Esfuerzos en los aisladores con propiedades originales, Combinación 2

Aislador	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
1	COMB2	-49.020	38.452	0.000	0.000	0.000
2	COMB2	-49.020	38.452	0.000	0.000	0.000
3	COMB2	-49.020	38.452	0.000	0.000	0.000
4	COMB2	-49.020	38.452	0.000	0.000	0.000
5	COMB2	-229.152	47.297	0.691	-9.031	15.194
6	COMB2	-131.351	47.367	-0.091	1.368	14.778
7	COMB2	-130.883	47.371	0.106	-1.379	14.748
8	COMB2	-227.034	47.309	-0.666	9.011	15.112
9	COMB2	-261.353	42.880	0.706	-9.400	15.013
10	COMB2	-163.949	42.795	-0.105	1.389	15.503
11	COMB2	-160.586	42.782	0.096	-1.443	15.577
12	COMB2	-271.425	42.800	-0.784	10.317	15.493
13	COMB2	-250.171	41.681	0.702	-9.554	16.966
14	COMB2	-147.025	41.742	-0.118	1.407	16.581
15	COMB2	-150.153	41.772	0.074	-1.306	16.372
16	COMB2	-263.015	41.771	-0.783	10.178	16.358
17	COMB2	-266.166	42.920	0.799	-10.368	15.716
18	COMB2	-149.591	42.913	-0.079	1.318	15.757
19	COMB2	-149.083	42.906	0.110	-1.335	15.805
20	COMB2	-263.896	42.903	-0.761	10.336	15.844
21	COMB2	-264.109	43.146	0.781	-10.290	15.795
22	COMB2	-148.829	43.147	-0.091	1.333	15.778
23	COMB2	-148.929	43.149	0.098	-1.322	15.768
24	COMB2	-264.580	43.151	-0.774	10.356	15.767
25	COMB2	-262.515	37.861	0.779	-10.276	17.875
26	COMB2	-147.458	37.860	-0.092	1.329	17.873
27	COMB2	-147.433	37.860	0.097	-1.324	17.875
28	COMB2	-262.404	37.860	-0.772	10.317	17.881
29	COMB2	-273.158	38.025	0.768	-10.148	17.862
30	COMB2	-157.625	38.011	-0.077	1.109	17.936
31	COMB2	-157.629	38.011	0.078	-1.106	17.936
32	COMB2	-273.164	38.025	-0.765	10.189	17.861
33	COMB2	-98.271	38.676	0.000	0.000	0.000
34	COMB2	-98.271	38.676	0.000	0.000	0.000
35	COMB2	-98.271	38.676	0.000	0.000	0.000
36	COMB2	-98.271	38.676	0.000	0.000	0.000

Tabla A.7 – Esfuerzos en los aisladores con propiedades originales, Combinación 4

Aislador	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
1	COMB4	-51.791	-0.042	0.000	0.000	0.000
2	COMB4	-51.791	-0.043	0.000	0.000	0.000
3	COMB4	-51.791	-0.044	0.000	0.000	0.000
4	COMB4	-51.790	-0.043	0.000	0.000	0.000
5	COMB4	-220.362	0.697	3.952	-8.155	2.355
6	COMB4	-131.474	0.074	3.175	1.925	1.741
7	COMB4	-130.203	0.075	3.372	-0.821	1.769
8	COMB4	-216.829	0.704	2.598	9.888	2.342
9	COMB4	-244.560	1.696	14.557	-5.741	-0.718
10	COMB4	-159.321	0.562	13.845	3.651	-0.277
11	COMB4	-155.435	0.537	14.043	0.850	-0.225
12	COMB4	-248.781	1.627	13.051	14.316	-0.188
13	COMB4	-230.143	1.188	25.107	-2.390	1.087
14	COMB4	-140.642	0.390	24.514	5.571	0.440
15	COMB4	-142.079	0.432	24.706	2.875	0.189
16	COMB4	-240.108	1.274	23.605	17.561	0.526
17	COMB4	-236.190	0.279	30.746	-1.298	0.149
18	COMB4	-140.360	0.115	30.169	6.460	0.002
19	COMB4	-140.004	0.107	30.358	3.806	0.067
20	COMB4	-233.778	0.261	29.187	19.399	0.302
21	COMB4	-237.767	1.040	27.852	-2.060	0.491
22	COMB4	-141.104	0.374	27.253	5.987	0.168
23	COMB4	-141.104	0.379	27.441	3.333	0.196
24	COMB4	-236.918	1.050	26.297	18.596	0.519
25	COMB4	-234.372	1.660	18.152	-5.079	0.181
26	COMB4	-141.883	0.602	17.441	4.237	-0.009
27	COMB4	-141.464	0.602	17.629	1.584	-0.009
28	COMB4	-231.280	1.660	16.601	15.561	0.188
29	COMB4	-265.619	1.393	7.056	-8.666	0.647
30	COMB4	-157.970	0.504	6.252	1.948	0.289
31	COMB4	-157.804	0.506	6.408	-0.267	0.345
32	COMB4	-265.484	1.396	5.523	11.670	0.724
33	COMB4	-99.404	0.095	0.000	0.000	0.000
34	COMB4	-99.400	0.094	0.000	0.000	0.000
35	COMB4	-99.396	0.095	0.000	0.000	0.000
36	COMB4	-99.392	0.095	0.000	0.000	0.000

Tabla A.8 – Esfuerzos en los aisladores con propiedades modificadas, Combinación 2.

Aislador	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
1	COMB2	-48.614	46.581	0.000	0.000	0.000
2	COMB2	-48.615	46.581	0.000	0.000	0.000
3	COMB2	-48.615	46.581	0.000	0.000	0.000
4	COMB2	-48.615	46.581	0.000	0.000	0.000
5	COMB2	-227.261	50.815	1.175	-8.796	15.523
6	COMB2	-130.611	50.935	-0.148	1.318	15.105
7	COMB2	-130.139	50.942	0.178	-1.321	15.074
8	COMB2	-225.174	50.835	-1.120	8.862	15.438
9	COMB2	-260.175	43.699	1.205	-9.184	14.819
10	COMB2	-163.750	43.552	-0.172	1.338	15.306
11	COMB2	-160.411	43.531	0.163	-1.390	15.380
12	COMB2	-270.132	43.562	-1.321	10.138	15.298
13	COMB2	-249.151	41.783	1.197	-9.359	16.623
14	COMB2	-146.773	41.887	-0.191	1.355	16.239
15	COMB2	-149.821	41.938	0.128	-1.255	16.031
16	COMB2	-261.613	41.935	-1.317	9.999	16.017
17	COMB2	-264.823	43.760	1.358	-10.141	15.520
18	COMB2	-149.262	43.747	-0.126	1.270	15.561
19	COMB2	-148.714	43.736	0.185	-1.280	15.608
20	COMB2	-262.346	43.731	-1.282	10.169	15.648
21	COMB2	-262.911	44.115	1.327	-10.069	15.633
22	COMB2	-148.630	44.117	-0.149	1.282	15.614
23	COMB2	-148.712	44.121	0.163	-1.269	15.604
24	COMB2	-263.262	44.124	-1.306	10.178	15.605
25	COMB2	-261.720	36.010	1.322	-10.065	17.048
26	COMB2	-147.493	36.008	-0.151	1.277	17.046
27	COMB2	-147.462	36.008	0.161	-1.272	17.049
28	COMB2	-261.582	36.010	-1.306	10.125	17.054
29	COMB2	-272.496	36.248	1.306	-9.959	17.040
30	COMB2	-157.854	36.224	-0.126	1.068	17.114
31	COMB2	-157.844	36.224	0.131	-1.064	17.113
32	COMB2	-272.377	36.248	-1.295	10.030	17.039
33	COMB2	-98.147	47.000	0.000	0.000	0.000
34	COMB2	-98.147	47.000	0.000	0.000	0.000
35	COMB2	-98.147	47.000	0.000	0.000	0.000
36	COMB2	-98.147	47.000	0.000	0.000	0.000

Tabla A.9 - Esfuerzos en los aisladores con propiedades modificadas, Combinación 4.

Aislador	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
1	COMB4	-51.895	-0.071	0.000	0.000	0.000
2	COMB4	-51.894	-0.071	0.000	0.000	0.000
3	COMB4	-51.894	-0.072	0.000	0.000	0.000
4	COMB4	-51.894	-0.072	0.000	0.000	0.000
5	COMB4	-220.408	1.010	5.941	-7.481	2.338
6	COMB4	-132.023	0.104	4.667	2.184	1.766
7	COMB4	-130.859	0.106	4.993	-0.454	1.770
8	COMB4	-217.700	1.021	3.650	10.157	2.299
9	COMB4	-244.416	2.467	20.913	-3.862	-0.738
10	COMB4	-159.467	0.815	19.805	4.626	-0.298
11	COMB4	-153.808	0.767	20.132	1.942	-0.256
12	COMB4	-248.957	2.357	18.348	15.841	-0.223
13	COMB4	-221.324	1.768	35.562	0.781	1.001
14	COMB4	-138.768	0.584	34.725	7.284	0.396
15	COMB4	-139.731	0.658	35.042	4.695	0.174
16	COMB4	-230.993	1.910	33.008	20.406	0.422
17	COMB4	-226.368	0.427	43.650	2.664	0.109
18	COMB4	-137.837	0.177	42.888	8.602	-0.013
19	COMB4	-137.453	0.161	43.200	6.052	0.044
20	COMB4	-224.139	0.395	41.009	22.947	0.249
21	COMB4	-227.490	1.560	39.552	1.542	0.385
22	COMB4	-138.709	0.560	38.731	7.919	0.130
23	COMB4	-138.747	0.569	39.043	5.369	0.156
24	COMB4	-227.235	1.576	36.917	21.787	0.413
25	COMB4	-233.923	2.412	25.708	-2.795	0.166
26	COMB4	-140.735	0.872	24.633	5.434	-0.022
27	COMB4	-140.454	0.871	24.945	2.885	-0.026
28	COMB4	-231.437	2.410	23.080	17.421	0.168
29	COMB4	-263.332	2.035	10.291	-7.708	0.514
30	COMB4	-157.626	0.731	8.983	2.315	0.237
31	COMB4	-157.503	0.733	9.241	0.183	0.290
32	COMB4	-263.275	2.039	7.688	12.272	0.587
33	COMB4	-99.452	0.165	0.000	0.000	0.000
34	COMB4	-99.448	0.165	0.000	0.000	0.000
35	COMB4	-99.445	0.165	0.000	0.000	0.000
36	COMB4	-99.441	0.165	0.000	0.000	0.000

ANEXO B

**PROPUESTA DE NORMA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON AISLACION
SISMICA**

0. Introducción

El presente proyecto de norma está basado en el documento: “*Guide Specifications for Seismic Isolation Design Interim 2000*”, publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. Es, en esencia, una traducción de dichas especificaciones, las cuales han sido modificadas para que sean compatibles con las disposiciones de diseño sismorresistente del Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas.

Este documento se ha emitido en Revisión A: *Para comentarios*. Para llegar a un documento definitivo falta todavía un período de estudio en el cual todas las partes interesadas formulen las observaciones que estimen pertinentes y luego una comisión ad-hoc las considere y emita una versión del documento en Revisión 0.

1. APLICABILIDAD

Estas disposiciones son suplementarias a la Sección 3.1004 Diseño Sísmico del Manual de Carreteras.

Ellas son aplicables a sistemas que aíslan sólo en el plano horizontal, es decir, a sistemas esencialmente rígidos en la dirección vertical. Además, sólo se refieren a sistemas de aislación pasivos.

Son necesarias para proporcionar un procedimiento de diseño racional para sistemas de aislación asociados a los desplazamientos resultantes de la respuesta sísmica. Si surge algún conflicto entre estas disposiciones y las de la sección 3.1004 del Manual de Carreteras, prevalecen las presentes disposiciones.

INTRODUCCION

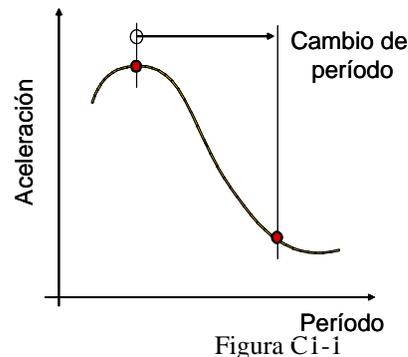
Estas especificaciones constituyen un suplemento a la sección 3.1004 del Manual de Carreteras e incorporan requerimientos generales para el diseño de aislación sísmica.

El objetivo principal de la aislación sísmica es incrementar el período fundamental de vibración de la estructura de modo que ésta quede sometida a fuerzas sísmicas menores. Sin embargo, la reducción de fuerzas está acompañada de un aumento en la demanda de desplazamientos, los que deben ser absorbidos con apoyos flexibles. Debe tenerse presente, también, que los puentes flexibles pueden quedar expuestos a movimiento bajo cargas de servicio.

Los tres elementos básicos en sistemas de aislación sísmica que se han usado hasta ahora son:

- (a) Dispositivos que soportan carga vertical y que proporcionan flexibilidad lateral de modo que el período de vibración del sistema en su conjunto se alarga suficientemente para reducir las fuerzas de respuesta,
- (b) Amortiguadores o disipadores de energía tales que limitan el desplazamiento de los apoyos aislantes a un nivel práctico de diseño, y
- (c) Medios que proporcionan rigidez para niveles bajos de cargas de servicio, tales como fuerzas de viento o frenado.

Flexibilidad- Dos formas diferentes de introducir flexibilidad a una estructura son los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes. Las fuerzas de respuesta son proporcionales a las aceleraciones, las cuales son función del período, tal como se muestra esquemáticamente en la curva típica de respuesta de aceleración de la figura C1-1. A medida que el período de vibración se alarga, se reduce el corte basal. Cuánto se reducen estas fuerzas depende principalmente de la característica del movimiento sísmico y del período de la estructura de base fija. Sin embargo, como se señaló anteriormente, la flexibilidad adicional necesaria para alargar el período de la estructura da lugar a mayores desplazamientos relativos en los apoyos flexibles. La figura C1-2 muestra una curva típica de respuesta de desplazamientos, donde se ve cómo aumentan éstos al aumentar el período (flexibilidad).



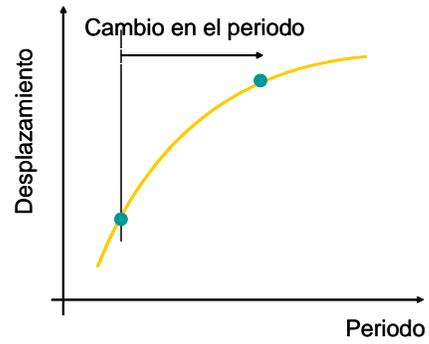


Figura C1-2

Disipación de Energía- Los desplazamientos relativos se pueden controlar introduciendo amortiguamiento adicional en el nivel de aislación de la estructura. Esto se muestra esquemáticamente en la figura C1-3.

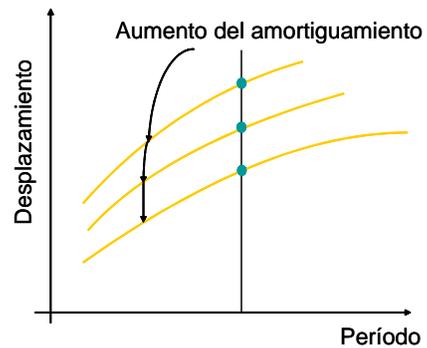


Figura C1-3

Hay dos formas efectivas de agregar amortiguamiento: los disipadores de energía histeréticos y los viscosos. El término *viscoso* se refiere a disipación de energía que depende de la magnitud de la velocidad. El término *histerético* se refiere al corrimiento que se produce entre la curva de carga y descarga al aplicarse cargas cíclicas. La figura C1-4 muestra una curva fuerza-desplazamiento idealizada de un ciclo histerético cuya área es una medida de la energía disipada en un ciclo de movimiento.

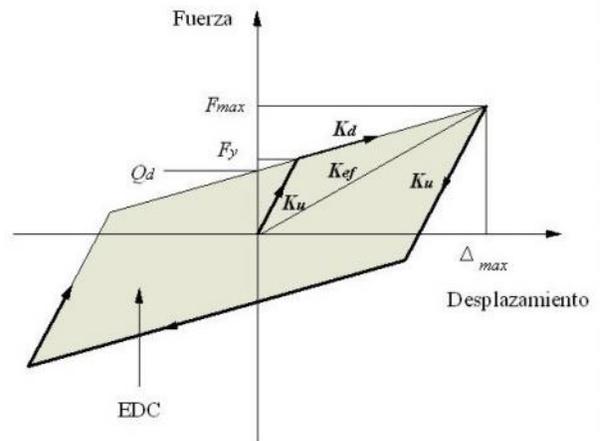


Figura C1-4

Rigidez bajo cargas laterales bajas- Aunque la flexibilidad lateral es muy deseable para cargas sísmicas altas, es indeseable que un puente vibre ante cargas frecuentes bajas, tales como viento o frenado. Para proporcionar rigidez ante cargas de servicio, se puede utilizar ya sea disipadores de energía externos o bien elastómeros modificados de manera que tengan una rigidez inicial alta. Como alternativa se pueden usar también aisladores de fricción.

Ejemplo- Los principios de aislación sísmica se ilustran en la figura C1-5. La línea cortada es el espectro de respuesta elástico especificado en el *Manual de Carretera* para la zona sísmica de mayor intensidad. La línea continua representa el espectro de respuesta compuesto de un puente aislado. El cambio de período por la flexibilidad del sistema de aislación reduce la aceleración espectral desde A_2 a A_3 . Nótese que las aceleraciones espectrales A_1 y A_3 se usan para determinar las fuerzas de diseño en el puente convencional y en el aislado, respectivamente.

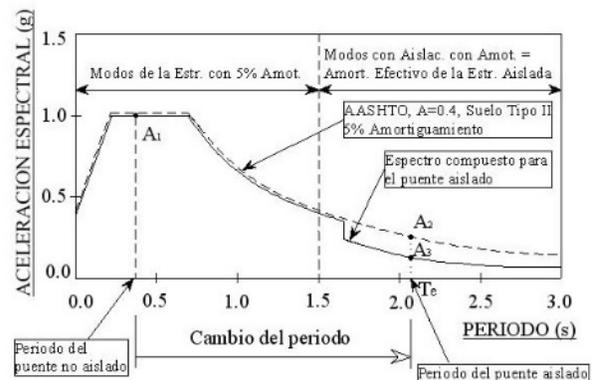


Figura C1-5

2. DEFINICIONES Y SIMBOLOS

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO (d_i): es el desplazamiento sísmico lateral en el centro de rigidez, requerido para el diseño del sistema de aislación.

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO: es el amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica para el desplazamiento de diseño de la estructura aislada.

RIGIDEZ EFECTIVA: es el valor de la máxima fuerza lateral en el momento de máximo desplazamiento del sistema de aislación, o de un elemento, dividida por el máximo desplazamiento.

SISTEMA DE RESTRICCIÓN ELÁSTICA: es el conjunto de elementos estructurales que restringen el movimiento de estructuras aisladas sísmicamente ante cargas laterales no-sísmicas. Puede ser parte integral del sistema de aislación o

C2. DEFINICIONES Y SIMBOLOS

bien puede ser un sistema independiente de éste.
SISTEMA DE AISLACIÓN: es el conjunto de elementos que proporcionan rigidez vertical, flexibilidad lateral y amortiguamiento en la interfaz de aislación. Incluye a los aisladores y al sistema de restricción elástica, en caso que éste exista.

AISLADOR: es un elemento flexible horizontalmente y rígido verticalmente que permite grandes deformaciones laterales ante la acción de cargas sísmicas. Puede o no disipar energía.

DESPLAZAMIENTO INICIAL: es el desplazamiento lateral de un aislador que resulta de fluencia lenta, retracción y del 50% del desplazamiento por temperatura. Se usa para el ensayo de los prototipos y para el diseño del aislador.

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO TOTAL: es el máximo desplazamiento lateral sísmico de un aislador obtenido en el análisis y requerido para el diseño del sistema de aislación, incluyendo la traslación del centro de rigidez, d_i , y la componente del movimiento torsional en la dirección considerada.

A Coeficiente de aceleración, sección 3;

A_b Área de elastómero adherida;

A_r Área de traslapo entre las áreas de elastómero superior e inferior del soporte desplazado (ver figura C2-1);

b_{min} Dimensión mínima del aislador;

B Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento equivalente del sistema de aislación especificado en tabla 2 (sección 7);

B_s Dimensión en planta o diámetro adherido en la dirección cargada de un aislador rectangular, o diámetro de un aislador circular (ver figura C2-1);

C_s Coeficiente sísmico de respuesta elástica;

d Desplazamiento total del tablero relativo al suelo ($d_i + d_{sub}$);

d_A Desplazamiento inicial del aislador;

d_i Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislación, en la dirección considerada;

d_M Desplazamiento máximo posible de un aislador;

d_{sub} Desplazamiento de la subestructura;

d_T Desplazamiento de diseño total;

E Módulo de Young del elastómero;

EDC Energía disipada por ciclo (área del loop de histéresis);

F Fuerza sísmica equivalente estáticamente;

F_n Fuerza negativa máxima en un aislador

SISTEMA DE AISLACION

El sistema de aislación no incluye la subestructura ni el tablero.

DESPLAZAMIENTO INICIAL

El desplazamiento inicial se usa para ensayar los prototipos y diseñar los aisladores

A_r se define como el área traslapada entre las caras superior e inferior de un aislador deformado, como se muestra en la figura C2-1

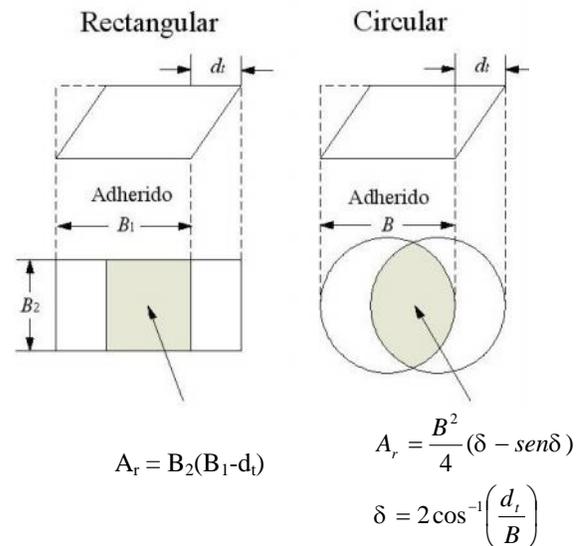


Figura C2-1

<p>durante un ciclo único de ensayo de prototipos;</p> <p>F_p Fuerza positiva máxima en un aislador durante un ciclo único de ensayo de prototipos;</p> <p>G Módulo de corte del elastómero;</p> <p>g Aceleración de gravedad;</p> <p>\bar{k} Constante del elastómero relacionada con su dureza;</p> <p>K Módulo de elasticidad volumétrico del elastómero;</p> <p>K_d Rigidez de la segunda pendiente de la curva bilineal de un aislador;</p> <p>k_{ef} Rigidez efectiva de un aislador determinada mediante ensayo de prototipos;</p> <p>K_e Suma de las rigideces efectivas lineales de todos los soportes y subestructuras que apoyan el segmento de superestructura calculadas al desplazamiento d_D para los soportes y al desplazamiento d_{sub} para las subestructuras;</p> <p>k_{max} Rigidez efectiva máxima del aislador al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada;</p> <p>k_{min} Rigidez efectiva mínima del aislador al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada;</p> <p>P Carga vertical máxima resultante de la combinación de peso propio más sobrecarga (incluyendo la sobrecarga sísmica, si es aplicable);</p> <p>PP Peso Propio (carga muerta);</p> <p>Q_d Resistencia característica de la unidad aisladora. Es la ordenada del loop de histéresis a desplazamiento cero (ver figura C1-4);</p> <p>S Factor de forma;</p> <p>SC Sobrecarga (carga viva);</p> <p>SC_s Sobrecarga sísmica (un porcentaje aplicable de la sobrecarga total);</p> <p>S_L Factor que toma en cuenta los efectos locales del suelo;</p> <p>S_{min} Factor de forma mínimo de las capas del aislador;</p> <p>T_e Período de la estructura aislada sísmicamente en la dirección considerada;</p> <p>T_r Espesor total del elastómero;</p> <p>t_i Espesor de la capa de elastómero i;</p> <p>W Carga vertical total para el diseño del sistema de aislación ($PP + SC_s$);</p> <p>Δ_c Deformación por compresión instantánea del aislador;</p> <p>Δ_n Desplazamiento negativo máximo de un aislador durante cada ciclo de ensayo de prototipos;</p> <p>Δ_p Desplazamiento positivo máximo de un</p>	<p>\bar{k} Constante del material relacionada con la dureza (ver los valores en Roeder, Stanton y Taylor, 1987)</p> <p>SC_s La sobrecarga sísmica debe ser determinada por el ingeniero como porcentaje de la sobrecarga total de diseño. En particular, la sobrecarga no se considera en el grupo de cargas del Manual de Carreteras. Sin embargo, como las estructuras aisladas son mucho más flexibles, puede ser necesario considerar masa adicional proveniente de la sobrecarga.</p>
---	--

aislador durante cada ciclo de ensayo de prototipos;

β_D Razón de amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema de aislación;

γ_a Deformación unitaria por corte debida al desplazamiento horizontal máximo resultante del creep, el postensado, la retracción y los efectos de variación de temperatura calculada entre la temperatura de instalación y la temperatura extrema menos favorable;

γ_c Deformación unitaria por corte debida a cargas verticales;

γ_r Deformación unitaria por corte debida a rotación impuesta;

γ_t Deformación unitaria por corte debida al desplazamiento de diseño sísmico total d_T ;

ϵ_c Deformación unitaria por compresión en el aislador debida a cargas verticales;

ϵ_u Alargamiento mínimo en la falla del elastómero;

σ_e Esfuerzo normal efectivo máximo del aislador de acuerdo con la carga vertical a soportar;

θ Rotación impuesta en el aislador.

$\lambda_{max}, \lambda_{min}$ factores de modificación de la respuesta del sistema que toma en cuenta los efectos de temperatura, envejecimiento, ablandamiento por deformación, velocidad y variabilidad de los materiales (sección 8.2)

3. COEFICIENTE DE ACELERACION

Se debe usar el mismo coeficiente A definido para diseño convencional dado en figuras 3.2a y 3.2b del Manual de Carreteras. Sin embargo, el valor de A no debe ser menor que 0.1.

C3. COEFICIENTE DE ACELERACIÓN

Los requerimientos sísmicos para el diseño de un puente normalmente incluyen tres componentes: (1) un coeficiente de aceleración que represente el nivel de diseño del movimiento sísmico, (2) un coeficiente de sitio que tome en cuenta amplificaciones locales del suelo o efectos de atenuación en el lugar, (3) un espectro elástico de respuesta que muestre las variaciones de la aceleración con el período del movimiento del suelo.

El diseño sísmico en el Manual de Carreteras está basado en el uso de un sismo de diseño, definido como un evento de periodo de retorno de 475 años. Muchos proyectistas suponen que el uso de un peligro sísmico uniforme en el proceso de diseño conduce a un riesgo uniforme, y que la relación entre peligro y riesgo es independiente de la sismicidad regional.

Varios códigos y disposiciones normativas identifican distintos periodos de retorno que pueden usarse en diseño. El comentario en la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* de 1994 se refiere a periodos de retorno de 2400 años para el sismo máximo posible. El comentario sugiere que las estructuras críticas debieran diseñarse para ese periodo de retorno. Los

<p>4. CATEGORIAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO (CCS)</p> <p>Se deben usar las mismas categorías del diseño convencional dadas en el Manual de Carreteras 3.1004.307, Tabla 3.1004.307A. Estas categorías definen el método de análisis y los requerimientos de diseño mínimos.</p> <p>5. EFECTOS Y COEFICIENTE POR CONDICIONES LOCALES DE SUELO</p> <p>Este coeficiente, S_L, que toma en cuenta los efectos locales del suelo, modifica el coeficiente de respuesta elástica. Varía entre 0.9 y 1.3,</p>	<p>mapas NEHRP de 1997 se presentan para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 y 250 años, lo que corresponde a periodos de retorno de aproximadamente 500 y 2400 años, respectivamente.</p> <p>Estudios realizados en EEUU que comparan las aceleraciones máximas del suelo para una probabilidad de 10% de excedencia en 250 años y 50 años, respectivamente, muestran una razón que depende del nivel sísmico de la zona, resultando 1.3 para zonas de alta sismicidad y 2.1 para zonas de baja sismicidad. Observando que el aumento en demanda espectral entre un evento con 10% de excedencia en 50 años y uno de 10% en 250 años en zona 4 es del orden de sólo un 30%, es posible que un puente diseñado para proteger vidas durante un evento de 10% en 50 años en zona 4 no colapse con un evento de 10% en 250 años. Sin embargo, dadas las diferencias significativas entre un evento de 10% en 50 años y 10% en 250 años en zona de baja sismicidad, es poco probable que un puente diseñado para proteger vidas en esta zona para una evento de 10% en 50 años se comporte de manera aceptable durante un evento de 10% de excedencia en 250 años. Expresado en términos de riesgo, el riesgo de que un puente colapse durante un evento con 10% de excedencia en 250 años es mayor si está ubicado en zona de baja sismicidad que en zona de alta sismicidad.</p> <p>El documento NEHRP de 1997 incorpora los últimos mapas de riesgo sísmico del USGS para periodos de retorno de 500 y 2400 años. Los coeficientes de aceleración para 2400 años son parecidos a los mapas de 475 años de la AASHTO de 1990.</p> <p>Este asunto es importante para el diseño de aislación sísmica. Primero, porque es importante que el aislador sea capaz de resistir desplazamientos de diseño de un periodo de 2400 años. La sección 12.3 toma en cuenta este hecho requiriendo desplazamientos mayores en el ensayo de aisladores en zonas de baja sismicidad. El segundo factor importante en el proceso de diseño es que el factor R usado debe asegurar respuesta esencialmente elástica. Si se usa un factor R de 1.5, como se prescribe en la sección 6 y el nuevo mapa de riesgo sísmico para 2400 años del USGS (incorporado en el documento NEHRP de 1997) que es del mismo orden que el mapa actual de AASHTO para 475 años, entonces estas disposiciones de aislación sísmica darán esencialmente respuesta elástica.</p> <p>C5. EFECTOS Y COEFICIENTE POR CONDICIONES LOCALES DEL SUELO</p> <p>El efecto de las condiciones locales del suelo en el espectro de respuesta se discute en el artículo 3.1004.308 del Manual de Carreteras.</p>
--	--

dependiendo del tipo de suelo I a IV.

TABLA 5-1

	Tipo de Suelo			
	I	II	III	IV
S	0.9	1.0	1.2	1.3

6. FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA, R

El factor de modificación de respuesta para todas las **subestructuras** debe ser la mitad de los valores dados en la Tabla 3.1004.310A, pero no requiere ser menor que 1.5.

7. PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS

El procedimiento de análisis podrá ser de acuerdo a alguno de los métodos especificados en 3.1004.309, (2), (3), (4) ó (5).

El análisis del puente se debe realizar con las propiedades de diseño del sistema de aislación. Se puede usar un modelo bilineal para las propiedades del aislador. El análisis se debe

Suelo tipo IV: perfil con arcillas blandas o sedimentos de profundidad mayor que 12 m. Se recomienda hacer estudios específicos de sitio para zonas sísmicas II y III.

C6. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Se requiere factores R bajos para asegurar un comportamiento adecuado del sistema de aislación. Para demostrar este concepto, consideremos el caso de un puente aislado sin redundancias (p.e, todas las cepas y aisladores tienen idénticas características de deformación). Además, consideremos los aisladores con $Q_d = 0.06W$ y $F_{max} = 0.2W$ (basado en la descripción de la figura C1-4), donde W es la fuerza de gravedad sobre los aisladores. F_{max} representa la fuerza sísmica equivalente en la subestructura, la cual fue calculada basada en un comportamiento elástico de la subestructura. Consideremos ahora que la subestructura se diseña con un factor $R = 5$, esto es, para tener una resistencia de $0.04W$. La resistencia real, tomando en cuenta la sobrerresistencia, es alrededor de $0.06W$. De acuerdo con ello, la acción inelástica en la subestructura comenzará casi instantáneamente con las deformaciones inelásticas en los aisladores. Dado que típicamente la subestructura tiene una menor rigidez post fluencia (esencialmente elastoplástica) que el aislador, las deformaciones ocurrirán en la subestructura tornando inefectivo el efecto de los aisladores. El resultado será una demanda de ductilidad excesiva en la subestructura.

Los factores R especificados están en el rango de 1.5 a 2.5, de los cuales la porción basada en ductilidad es cercana a uno y el resto proviene de la sobrerresistencia y la redundancia, ambos factores inherentes a la mayoría de las estructuras. Así, un factor R bajo asegura, en promedio, un comportamiento elástico de la subestructura para el sismo de diseño. Debe notarse que la respuesta calculada con el procedimiento descrito en este documento representa un valor promedio, el cual puede ser excedido dada la variación propia de las características del sismo de diseño. Un estudio detallado de factores R para puentes aislados sísmicamente, que justifica el uso de valores menores, ha sido presentado por Constantinou y Quarshie (1998).

C7. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

El Método del Coeficiente Sísmico de 3.1004.309(1) no es aplicable pues no toma en cuenta el período propio de la estructura, por lo que no se obtendría ventaja alguna del sistema de aislación.

Las premisas básica para los procedimientos 1, 2 y 3 en estas disposiciones de diseño sísmico (consistentes con aquellas para

repetir usando valores límites tanto superior como inferior de la rigidez y límite de fluencia de los aisladores ($Q_{d,max}$, $K_{d,max}$, $Q_{d,min}$, $K_{d,min}$). Esto se realiza con el fin de determinar las máximas fuerzas en los elementos de la subestructura y los máximos desplazamientos del sistema de aislación.

El análisis con valores límites puede evitarse si los desplazamientos calculados con la ec. 3 y las fuerzas estáticas equivalentes calculadas con las ec. 1 y 2a, no varían de los valores de diseño más de un $\pm 15\%$ cuando se usan los valores límites máximos o mínimos. En estos cálculos simplificados, se puede usar un valor de B correspondiente a más de 30% de amortiguamiento para establecer los límites de $\pm 15\%$.

Se requiere análisis en el tiempo en estructuras con período efectivo de más de 3 segundos.

Cuando el amortiguamiento efectivo expresado como porcentaje del amortiguamiento crítico excede 30%, debe realizarse un análisis no-lineal tri-dimensional en el tiempo, utilizando las curvas de histéresis del sistema de aislación.

edificios y hospitales) son dos. Primero, la disipación de energía del sistema de aislación puede expresarse en términos de amortiguamiento viscoso equivalente; y, segundo, la rigidez del sistema de aislación puede expresarse como una rigidez efectiva lineal. Estos dos supuestos básicos permiten usar ya sea el método de análisis con un modo o el multimodal para el diseño sísmico aislado.

La curva fuerza-deformación bi-lineal de un sistema de aislación (figura C1-4) tiene dos variables importantes, las cuales están influenciadas por efectos de temperatura y ambientales. Las variables son K_d , la rigidez de la segunda rama en la curva bi-lineal, y Q_d , la resistencia característica. El área del ciclo de histéresis, EDC, y por lo tanto el coeficiente de amortiguamiento, son afectados principalmente por Q_d . La rigidez efectiva K_{ef} depende de Q_d y K_d .

Las dos variables importantes de diseño de un sistema de aislación son K_{ef} y B, el coeficiente de amortiguamiento, ya que afectan el período (ec. 4), el desplazamiento (ec. 3) y las fuerzas de corte basal (ec. 2). Dado que K_{ef} y B, son afectados de distinta forma por K_d y Q_d , se requiere evaluar el impacto de variaciones de K_d y Q_d en las variables de diseño (figura C7-1).

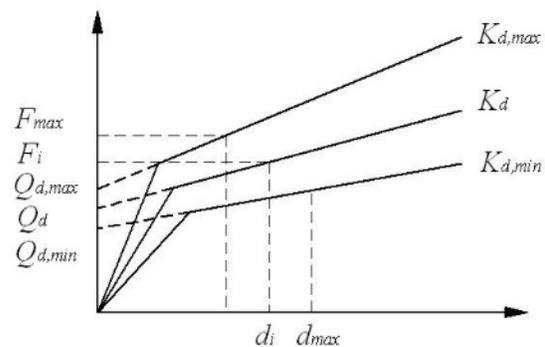


Figura C7-1

Las fuerzas de diseño en las columnas y estribos son generalmente máximas cuando K_d y Q_d tienen los valores máximos. Por lo tanto, para determinar las fuerzas máximas en la subestructura se requiere un análisis usando $Q_{d,max}$ y $K_{d,max}$. Los desplazamientos de diseño son máximos cuando Q_d y K_d tienen los valores mínimos. Por lo tanto, para determinar los desplazamientos máximos en los aisladores se requiere un análisis usando $Q_{d,min}$ y $K_{d,min}$.

Usando las propiedades de diseño de los aisladores, Q_d y K_d (figuras C1-4 y C7-1), primero se calculan las fuerzas de diseño F_i y desplazamientos d_i con las ecuaciones 1, 2a y 3. Las propiedades de diseño K_d y Q_d se multiplican luego por $_{max}$ y $_{min}$, tal como se prescribe en la sección 8.1.2, para obtener los valores superiores e inferiores de K_d y Q_d . El análisis se repite usando los valores límites $K_{d,max}$ y $Q_{d,max}$ para determinar F_{max} y los valores límites $K_{d,min}$ y $Q_{d,min}$ para determinar d_{max} . Estos valores límites consideran todas las variaciones previstas de las propiedades de diseño que resulten de temperatura, envejecimiento, ablandamiento por deformación (scragging), velocidad, uso o recorrido y contaminación. Se permite hacer

<p>7.1 Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural La fuerza sísmica equivalente está dada por:</p>	<p>sólo un análisis usando las propiedades de diseño, cuando los valores máximos y mínimos de las fuerzas y desplazamientos estén dentro de $\pm 15\%$ del valor de diseño.</p> <p>Los factores γ_{max} y γ_{min} se determinan con ensayos de caracterización prescritos en sección 13.1 o bien se usan los valores del punto 8.2.</p> <p>Se requieren los ensayos de prototipo de la sección 13.2 para validar las propiedades de diseño del sistema de aislación. Los ensayos de prototipo no incluyen ninguna de las variables que pueden afectar las propiedades de diseño del sistema de aislación, pues éstas están incorporadas en el proceso de diseño a través de los factores de modificación de las propiedades del sistema.</p> <p>Variaciones aceptables de las propiedades (K_{ef}, EDC) en los ensayos de prototipo son $\pm 10\%$ de las propiedades de diseño.</p> <p>Con el objeto de guiar en algunos de los sistemas disponibles, las variaciones potenciales en parámetros básico son las siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Aislador con núcleo de plomo. El valor de Q_d es influenciado principalmente por el núcleo de plomo. A bajas temperaturas, la goma causará un incremento significativo de Q_d. El valor de K_d depende de las propiedades de la goma. Las propiedades de la goma cambian con el envejecimiento, frecuencia de ensayo, deformación y temperatura. • Aislador de goma de alto amortiguamiento. El valor de Q_d es función de los aditivos de la goma. El valor de K_d es también función de los aditivos de la goma. Las propiedades de la goma de alto amortiguamiento cambian con el envejecimiento, frecuencia de ensayo, deformación, temperatura y ablandamiento por deformación (scragging). • Sistema de péndulo de fricción®. El valor de Q_d es función principalmente del coeficiente dinámico de fricción. El valor de K_d es función de la curvatura de la superficie de deslizamiento. El coeficiente dinámico de fricción cambia con el envejecimiento, temperatura, velocidad del ensayo, contaminación y longitud de recorrido o uso. • Eradiquake®. El valor de Q_d es función del coeficiente dinámico del disco de apoyo y de la fuerza de fricción. El valor de K_d es una función de los resortes que se hayan incorporado en el dispositivo. El coeficiente dinámico de fricción cambia con el envejecimiento, temperatura, velocidad de ensayo, contaminación y longitud de recorrido o uso. Las variaciones en propiedades del resorte dependen de los materiales usados. • Dispositivos de amortiguamiento viscoso. Estos se pueden usar en conjunto con aisladores elastoméricos o deslizantes. El valor de Q_d es función del amortiguador viscoso y del aislador. El valor de K_d es función principalmente del aislador. <p>C7.1 Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural El espectro de desplazamiento se obtiene aproximadamente de:</p>
---	--

$$F = K_h \cdot W \quad (1)$$

El coeficiente sísmico horizontal de diseño está dado por las expresiones siguientes, que son equivalentes

$$K_h = \frac{K_{ef} \cdot W}{W} \quad (2)$$

ó

$$K_h(T_n) = \begin{cases} 1.5K_1S_iA_o & T < T_1 \\ \frac{K_1K_2S_iA_o}{gT_n^{2/3}} & T_1 < T \end{cases} \quad (2a)$$

El desplazamiento d, para períodos mayores que T_1 está dado por:

$$S_D = 248.6K_1K_2S_iA_oT^{4/3} \quad (\text{mm}) \quad (3)$$

$$T_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{ef}g}} \quad (4)$$

Nota: este método no se puede usar en suelos tipo IV. En sistemas que incluyan amortiguadores viscosos, la fuerza máxima puede no corresponder al instante de máximo desplazamiento (ec.1) y debe usarse el procedimiento descrito en el comentario.

$$S_D = \frac{1}{\omega^2} \cdot S_A$$

o equivalentemente:

$$S_D = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_A$$

Al calcular la rigidez efectiva, debe tomarse en cuenta la configuración, flexibilidad y rigidez de cada aislador y subestructura.

$$K_{ef} = \sum_j \left(\frac{k_{sub}k_{ef}}{k_{sub} + k_{ef}} \right) = \sum_j K_{ef,j}$$

donde la suma se extiende sobre todas las subestructuras.

El amortiguamiento equivalente se puede calcular como sigue:

Energía histerética disipada en cada aislador = $4Q_d (d_i - d_y)$

$$\beta = \frac{\text{EnergíaDisipada}}{2\pi K_{ef} d^2} = \frac{\text{EnergíaDisipadaTotal}}{2\pi \sum_j (K_{ef,j} d^2)}$$

$$\beta = \frac{2Q_d (d_i - d_y)}{\pi (d_i + d_{sub})^2 K_{ef}} = \frac{2 \sum_j [Q_d (d_i - d_y)]}{\pi \sum_j [K_{ef,j} (d_i + d_{sub})^2]}$$

Nota: estas ecuaciones excluyen la contribución del amortiguamiento de la subestructura

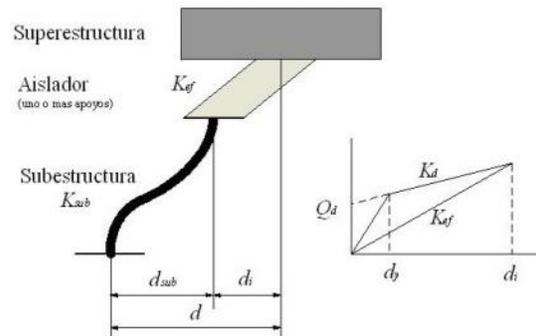


Figura C7.1-1

Los coeficientes de amortiguamiento provienen del UBC 1994.

Si el amortiguamiento es verdaderamente lineal viscoso, entonces los porcentajes de amortiguamiento crítico de la **tabla 7.1-1** pueden llegar a 50% ($B=2$)

Si el amortiguamiento excede 30%, y se usa $B = 1.7$, no se requiere hacer análisis en el tiempo.

Las ecuaciones 1 y 2 son estrictamente aplicables a sistemas histeréticos, es decir, sistema sin amortiguamiento agregado de naturaleza puramente viscosa.

En sistemas con amortiguamiento viscoso agregado, como es el

caso de sistema elastoméricos o deslizantes con amortiguadores viscosos, son válidas las ecuaciones 3a y 3b, siempre que el coeficiente de amortiguamiento B esté basado en la energía disipada por todos los elementos del sistema de aislación, incluyendo los disipadores viscosos. El amortiguamiento equivalente deberá determinarse mediante la ecuación 19. La fuerza sísmica se calculará para los tres estados siguientes:

1. Estado de desplazamiento máximo del aislador. La fuerza sísmica se determinará con la ecuación 1. Nótese que en este estado las fuerzas de amortiguamiento viscoso son cero.
2. Estado de máxima velocidad y cero desplazamiento del aislador. La fuerza sísmica se determinará como la combinación de la resistencia característica del aislador y la fuerza máxima del disipador viscoso. Esto último se determinará a una velocidad igual a $2 d_d/T_{ef}$, donde d_d es el máximo desplazamiento del disipador. (Nótese que el desplazamiento d_d está relacionado con el desplazamiento del aislador d_i).
3. Estado de máxima fuerza de inercia (esto es, aceleración de la superestructura). La fuerza sísmica se determinará como:

$$F = (f_1 + 2 \beta_d f_2) C_s W$$

Donde C_s se determina con la ecuación 2. K_{ef} se determina de la contribución de todos los elementos menos los disipadores viscosos y β_d es la parte de la razón de amortiguamiento efectivo proporcionada por amortiguadores viscosos.

$$f_1 = \cos [\tan^{-1} (2\beta_d)]$$

$$f_2 = \sin [\tan^{-1} (2\beta_d)]$$

La ecuación modificada da una estimación de la fuerza de inercia máxima total en la superestructura del puente. La distribución de esta fuerza en los elementos de la subestructura deberá basarse en desplazamientos en los aisladores iguales a $f_1 d_i$ y desplazamientos de la subestructura iguales a $f_1 d_{sub}$, con velocidad en los amortiguadores igual a $f_2 (2\pi d_d / T_{ef})$, donde d_d es el desplazamiento máximo del amortiguador.

7.2 Método Modal Espectral

Se puede realizar un análisis espectral lineal usando los espectros dados en la figura 12 con 5% de amortiguamiento, de acuerdo a lo prescrito en 3.1004.309(3). Estos espectros se pueden escalar por el coeficiente de aceleración A y por el coeficiente de amortiguamiento B, tal como se definió en 7.1, para representar el riesgo sísmico real y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para los modos aislados. El escalamiento por el coeficiente de amortiguamiento B debe hacerse sólo para los modos con períodos mayores que $0.8 T_{ef}$. El espectro correspondiente al 5% de amortiguamiento debe usarse para el resto de los modos. La rigidez efectiva lineal de los aisladores debe corresponder a la del desplazamiento de diseño.

La combinación de fuerzas sísmicas ortogonales debe ser de acuerdo a lo especificado en

C7.2 Método Modal Espectral

Las disposiciones del artículo 3.1004.309(3) del Manual de Carreteras son apropiadas para el análisis espectral de una estructura aislada con las siguientes modificaciones:

- (a) Los aisladores se modelan usando su rigidez efectiva para el desplazamiento de diseño d_i (figura C1-4)
- (b) El espectro de respuesta se modifica para incorporar el amortiguamiento efectivo de la estructura aislada (figura C1-5).

El espectro de respuesta requerido para el análisis debe ser modificado para incorporar el amortiguamiento adicional del sistema de aislación. Esta parte modificada debe usarse sólo para los modos aislados del puente por lo que tendrá la forma de la figura C1-5.

Debe usarse el amortiguamiento efectivo del sistema estructural. El amortiguamiento de la estructura debe incluir todos los elementos y debe obtenerse de algún método racional como el discutido en C7.1.

3.1004.314.

7.3 Método de análisis en el tiempo

En sistemas de aislación que requieren análisis en el tiempo se debe cumplir con lo siguiente:

- (a) El sistema de aislación debe modelarse usando sus características no-lineales, determinadas y verificadas en ensayos de acuerdo a la sección 13.
- (b) Se debe seleccionar pares de registros horizontales de al menos 3 terremotos. Su duración debe ser consistente con las magnitudes y características de la fuente del terremoto de diseño. Pueden escalarse en frecuencia para que calcen con los espectros de respuestas del sitio. Sus amplitudes pueden escalarse usando el procedimiento siguiente:

Se calcula el espectro con 5% de amortiguamiento para cada par de componentes horizontales. Se construyen espectros calculando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros anteriores para cada par de componentes ortogonales y se promedia sobre todos los pares de componentes. Este último espectro debe ser escalado si no cumple con ser mayor que 1.3 veces el espectro de diseño del 5% de amortiguamiento en el rango de período entre $0.5 T_{ef}$ y $1.5 T_{ef}$. Este factor de escala debe aplicarse a cada componente de registro individual.

- (c) El análisis en el tiempo debe realizarse con al menos 3 pares de registros horizontales.

Cada par debe aplicarse en forma simultánea al modelo. El desplazamiento máximo del sistema de aislación debe calcularse de la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales calculados en cada instante de tiempo.

Los parámetros de interés deben calcularse para cada análisis en el tiempo. Cuando se realizan 3 análisis en el tiempo, se selecciona la respuesta máxima de cada parámetro. Cuando se realizan 7 o más análisis en el tiempo, se puede usar el promedio de los 7 como respuesta máxima de cada parámetro.

8. PROPIEDADES DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACION

8.1 Propiedades de diseño nominales

C7.3 Método de Análisis en el Tiempo

El Manual de Carreteras en su disposición 3.1004.309(5) establece que en caso de diseños que consideren aisladores o disipadores sísmicos, la Dirección de Vialidad podrá solicitar análisis sísmicos especiales, en el tiempo, considerando acelerogramas artificiales ad-hoc para el riesgo sísmico y características del suelo del lugar de emplazamiento del puente. El análisis puede ser lineal o no lineal dependiendo del caso considerado.

Cuando se requiere análisis en el tiempo, las series de tiempo pueden ser escaladas en frecuencia para así calzar con el espectro de respuesta del sitio.

En estructuras normales sin curvas ni cepas o estribos esviados, se puede hacer un análisis no-lineal bi-dimensional.

8.1.1 Las rigideces efectivas mínima y máxima (K_{\min} y K_{\max}) deben determinarse para los valores mínimos y máximos de K_d y Q_d .

8.1.2 Los valores mínimos y máximos de K_d y Q_d se determinan como sigue:

$$K_{d,\max} = K_d \lambda_{\max} \quad (5)$$

$$K_{d,\min} = K_d \lambda_{\min} \quad (6)$$

$$Q_{d,\max} = Q_d \lambda_{\max} \quad (7)$$

$$Q_{d,\min} = Q_d \lambda_{\min} \quad (8)$$

Los factores de modificación de propiedades (definidos en sección 8.2), que se usen en el diseño deben establecerse a partir de ensayos y deben ser aprobados por el ingeniero. En lugar de valores experimentales, se pueden usar los valores de λ mostrados en la sección 8.2.

8.2 Factores de modificación de las propiedades del sistema de aislación (λ)

Los valores máximos de los factores de modificación de las propiedades mecánicas se presentan para los sistemas de aislación típicos, por separado, pues están afectados por distintos efectos según se indica en la sección C7.

Se presentan valores simplificados donde no se efectúa una distinción entre aquellos que ponderan a K_d ó Q_d dada la similitud en la mayoría de los casos.

8.2.1 Aisladores Elastoméricos: El valor máximo del factor de modificación en condiciones normales se debe considerar como sigue:

$$\lambda_{\max}=1.50 \quad (9)$$

8.2.2 Aisladores de fricción: El valor máximo del factor de modificación de las propiedades mecánicas es:

$$\lambda_{\max}=1.40 \quad (10)$$

8.2.3 Aisladores de goma con núcleo de plomo: en este tipo de dispositivos, solo la goma sufre variaciones considerables.

$$\lambda_{\max}=1.30 \quad (11)$$

9. SEPARACIONES

Las separaciones en las dos direcciones ortogonales deben ser iguales al máximo desplazamiento determinado en cada dirección de

C8.1.2

Ver Constantinou et al (1999) para explicaciones sobre el concepto de factores de modificación de las propiedades del sistema.

C8.2

Por ahora, todos los λ_{\min} son iguales a uno. Sin embargo, se ha observado que el único efecto que disminuye las propiedades mecánicas de los sistemas de aislación es la temperatura. Se recomienda al proyectista realizar un análisis a modo de verificación con las propiedades mecánicas reducidas al 90% ($\lambda_{\min}=0.9$) si el puente estará expuesto a temperaturas elevadas (35° C o superiores) de manera permanente.

C8.2.2 No se permite la instalación de estos dispositivos de manera no hermética con el acero inoxidable mirando hacia arriba por efectos de contaminación.

C9. SEPARACIONES

Debe proveerse espacios adecuados para los desplazamientos que resultan del sistema de aislación de las secciones 7.1, 7.2 ó 7.3 en ambas direcciones ortogonales. Como diseño alternativo,

análisis. Esta separación no debe ser menor que el mayor valor entre:

$$d = \frac{200AS_i T_{ef}}{B} (mm) \quad (13)$$

y 25 mm.

Deben calcularse los desplazamientos resultantes de combinaciones de carga que incluyan LF, W, WL, CF y T según se definen en AASHTO Standard, y proveerse separaciones adecuadas.

Las fuerzas de diseño mínimas deben ser consistentes con las separaciones calculadas con la ecuación 13.

10. FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO PARA CATEGORÍAS C y D

La fuerza sísmica de diseño para columnas y cepas no debe ser menor que la fuerza que resulta del nivel de fluencia de un sistema que se ablanda, o del nivel de fricción o deslizamiento, o de la capacidad última de un sistema de sacrificio. En todos los casos debe usarse el mayor valor que resulte de la condición estática o dinámica.

Si las fuerzas elásticas a nivel de fundación son menores que las fuerzas que resultan por la condición de rotular el pie de la columna, las primeras se pueden usar para el diseño de la fundación de acuerdo con el artículo 7.2.6 (División I-A: Diseño Sísmico). La fundación debe diseñarse usando un valor de R igual a 1.

Las fuerzas sísmicas de diseño para la conexión entre la superestructura y la subestructura en cada aislador es

$$F_a = k_{ef} d_t \quad (14)$$

11. FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO PARA OTRAS CATEGORÍAS

12. OTROS REQUERIMIENTOS

12.1 Fuerzas laterales no-sísmicas

El sistema de aislación debe resistir todas las combinaciones de cargas laterales no-sísmicas aplicadas de la interfase de aislación hacia arriba. Esas combinaciones son las que incluyen W, WL, LF, CF y T, como se definen en el AASHTO Standard Specifications.

12.1.1 Resistencia ante fuerzas de servicio

en la dirección longitudinal se puede proveer entre el estribo y el tablero un dispositivo tipo fusible. Deben dejarse espacios adecuados entre las vigas y el estribo. Además, la capacidad de rotación de los aisladores debe exceder la máxima rotación sísmica.

El propósito del valor mínimo de espacio es salvaguardar de procedimientos de análisis que resulten en valores muy chicos.

Los desplazamientos que resultan en el aislador producto de fuerzas longitudinales, viento, centrífugas o efectos térmicos son función de las características fuerza-deformación de los aisladores. En las juntas de expansión debe proveerse un espacio apropiado para absorber estos movimientos.

C10. FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO PARA CATEGORÍAS C, Y D

Las disposiciones relevantes para puentes y pasarelas de categoría de comportamiento sísmicos C y D se encuentran en 3.1004.313 y 314.

Aunque el movimiento vertical no se incluye explícitamente en el proceso de análisis o diseño, en algunos elementos estructurales puede ser importante estimar sus efectos. Esto incluye la estabilidad de los aisladores y las cargas laterales adicionales que se pueden desarrollar en las columnas.

C12. OTROS REQUERIMIENTOS

C12.1 Fuerzas laterales no-sísmicas

Dado que la flexibilidad es una parte esencial del sistema de aislación, también es importante que éste tenga rigidez suficiente para resistir cargas frecuentes de viento u otras de servicio. Deben verificarse los desplazamientos que resulten de estas cargas no-sísmicas.

La resistencia ante fuerzas como viento, centrífuga y frenado, y fuerzas inducidas por restricciones impuestas a los desplazamientos térmicos, se debe establecer mediante ensayos, de acuerdo a la sección 13.2

12.1.2 Requerimientos en climas fríos

En el diseño de cualquier sistema de aislación debe considerarse su comportamiento en climas fríos.

12.2 Fuerzas laterales restitutivas

El sistema de aislación debe estar configurado para producir una fuerza restitutiva lateral tal que el período correspondiente a la rigidez tangente a cualquier desplazamiento, Δ , hasta el desplazamiento de diseño, debe ser menor que 6 segundos. (figura C12.2-1) Además, la fuerza restitutiva a un desplazamiento d_i debe ser mayor que la fuerza restitutiva a un desplazamiento $0.5 d_i$ por un valor no menor que $W/80$. Sistemas de aislación con fuerzas restitutivas constantes no necesitan cumplir con lo anterior. En estos casos, la fuerza restituta combinada del sistema de aislación debe ser al menos igual a 1.05 veces la resistencia característica del sistema de aislación bajo condiciones de servicio.

Fuerzas que no dependen de los desplazamientos, tales como las fuerzas viscosas, no pueden usarse para cumplir con la fuerza mínima restitutiva o las condiciones de rigidez tangente.

C12.1.2 Requerimientos en climas fríos

Las bajas temperaturas aumentan el coeficiente de fricción en sistemas deslizantes y el módulo de corte y resistencia característica en sistemas elastoméricos. Estos cambios aumentan la rigidez efectiva del sistema de aislación.

Las temperaturas de ensayo usadas para determinar el comportamiento a baja temperatura de la sección 13.1 representan el 75% de la diferencia entre la temperatura base y la extrema de la tabla 14.3.2 del *AASHTO Standard Specifications (Division I)*

C12.2 Fuerzas laterales restitutivas

La premisa básica de estas disposiciones de diseño sísmico es que la disipación de energía puede expresarse en términos de amortiguamiento viscoso equivalente y la rigidez por una rigidez efectiva lineal. Los requerimientos de esta sección proveen la base para que este criterio se cumpla.

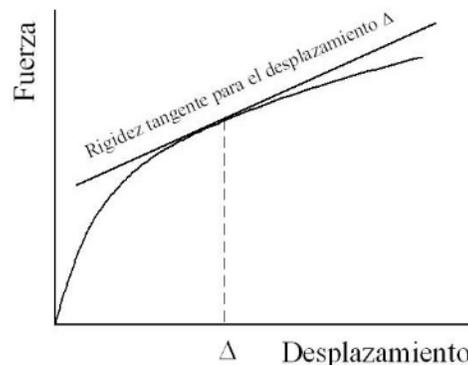


Figura C12.2-1

El propósito del requerimiento de fuerza lateral restitutiva es prevenir desplazamientos acumulativos y acomodar imperfecciones en la instalación del aislador, tales como posibles desniveles.

Los requerimientos de fuerza lateral restitutiva son aplicables a sistemas con fuerzas restitutivas dependientes del desplazamiento, tales como fuerzas restitutivas tipo resorte. Sin embargo, es posible suministrar una fuerza restitutiva constante que sea independiente del desplazamiento. Hay dos formas de suministrar una fuerza restitutiva constante: (a) usar un resorte de fluido compresible pre-cargado y (b) usar aisladores deslizantes en una superficie cónica.

El requerimiento de fuerza lateral restitutiva en estos casos es que la fuerza lateral restitutiva constante combinada del sistema de aislación sea al menos 1.05 veces la resistencia combinada del sistema de aislación para condiciones de servicio. Por ejemplo, cuando dispositivos de fuerza restitutiva constante se combinan con elementos friccionales (aisladores deslizantes) la

fuerza restitutiva debe ser al menos 1.95 veces la fuerza estática de fricción. Este requerimiento asegura que la fuerza restitutiva sea suficientemente grande como para superar las características resistentes y así proveer de capacidad de re-centrado.

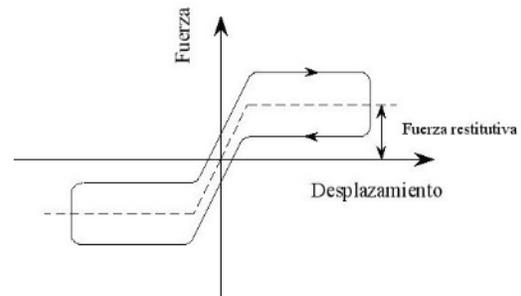


Figura C12.2-2

12.3 Estabilidad a carga vertical

El sistema de aislación debe proveer un factor de seguridad igual o superior a 3 ante cargas verticales (peso propio + sobrecarga) en su estado lateral no deformado. También debe ser diseñado para permanecer estable bajo 1.2 veces el peso propio más cualquier carga vertical que resulte de la acción sísmica, más volcamiento para un desplazamiento igual al inicial más 1.1 veces el desplazamiento total de diseño para el máximo evento posible, o 1.5 veces el desplazamiento total de diseño para un evento de 475 años de periodo de retorno con aceleraciones mayores que 0.19g o 2 veces el desplazamiento total de diseño para el evento de 475 años de periodo de retorno y aceleraciones menores que 0.19g.

12.4 Capacidad rotacional

La capacidad de rotación de diseño del aislador debe incluir los efectos de peso propio, sobrecarga, y desalineamientos de construcción. En ningún caso la rotación de diseño por desalineamiento de construcción puede ser menor que 0.005 radianes.

13. ENSAYOS REQUERIDOS DEL SISTEMA DE AISLACION

Todos los sistemas de aislación deben verificar su comportamiento sísmico mediante ensayos. En general, hay tres tipos de ensayos: (1) ensayos para caracterizar un sistema, descritos en sección 13.1; (2) ensayos de prototipo, descritos en sección 13.2; y (3) ensayos de control de calidad, descritos en capítulos 15, 17 y 18.

C12.3 Estabilidad ante carga vertical

Esta sección provee requerimientos mínimos para el diseño del sistema de aislación. Los requerimientos de diseño detallados del sistema dependerán del tipo de sistema. En algunas áreas de bajo riesgo sísmico ($A < 0.19$) de USA, un multiplicador igual a 2 puede ser apropiado dado que un evento con periodo de retorno más largo (2400 años) puede ser hasta dos veces mayor que un evento de 475 años. El factor 1.2 da cuenta de los efectos de las aceleraciones verticales y la incertidumbre en el peso propio.

C12.4 Capacidad rotacional

Se pueden permitir rotaciones de construcción más grandes siempre y cuando no se dañe el aislador.

C13. ENSAYOS REQUERIDOS DEL SISTEMA DE AISLACION.

Los requerimientos del código se basan en que el diseño del sistema de aislación considera propiedades de los aisladores provenientes de ensayos. Esta sección entrega un conjunto amplio de ensayos de prototipos para confirmar que las propiedades del aislador usadas en el diseño sean adecuadas. En sistemas que han sido ensayados previamente con este conjunto de ensayos, con aisladores de tipo y tamaño similar, no se necesita repetir los ensayos. Las propiedades de diseño pueden, por lo tanto, basarse en datos de ensayos certificados del fabricante. Se permite extrapolar las propiedades de diseños obtenidas en ensayos de aisladores de tipo y dimensiones similares.

13.1 Ensayos para caracterizar un sistema

Las propiedades fundamentales de un sistema de aislación deben evaluarse experimentalmente antes de su uso. El propósito de estos ensayos de caracterización es comprobar las propiedades de aisladores individuales así como del sistema de aislación. En consecuencia, estos ensayos incluyen tanto ensayos de componentes de los aisladores como ensayos en mesa vibradora del sistema completo.

Como mínimo, estos ensayos deben consistir en

- Ensayos de aisladores de acuerdo con disposiciones de NIST (National Institute of Standards and Technology) o HITEC (Highway Innovative Technology Evaluation Center)
- Ensayo en mesa vibradora de modelo a escala no menor que 1/4 del tamaño real. Los factores de escala deben estar bien establecidos y aprobados por el ingeniero.

13.1.1 Ensayos a baja temperatura

Si los aisladores estarán en áreas de baja temperatura, entonces deben realizarse los ensayos especificados en la sección 13.2(b)(6) a las temperaturas mínimas correspondientes del lugar.

El espécimen debe ser enfriado por un tiempo no menor que el número de días consecutivos máximo bajo cero.

13.1.2 Ensayos de uso y fatiga.

Se requieren ensayos de uso o recorrido y fatiga para tomar en cuenta los movimientos que resultan por deformaciones de temperatura o rotaciones por sobrecarga. Las deformaciones de temperatura y rotaciones de sobrecarga deben corresponder a los movimientos esperados en al menos 30 años. Los ensayos deben realizarse bajo la presión de contacto de diseño a $20^{\circ}\text{C} \pm 8$. La velocidad de aplicación no debe ser menor que 63.5 mm/minuto. Como mínimo, deben usarse los siguientes recorridos en el ensayo:

Apoyos: 1.6 km

Amortiguadores (conectados al alma en el eje neutro): 1.6 km

Amortiguadores (conectados al ala inferior de la viga): 3.2 km

En estructuras largas que tienen desplazamientos térmicos mayores, alto tráfico y vanos rápidos ocurrirán desplazamientos de uso o recorrido y

Los aisladores usados en ensayos para caracterizar un sistema (excepto en mesa vibradora), en ensayos de prototipo y en ensayos de control de calidad deben estar fabricados por el mismo fabricante y con los mismos materiales.

C13.1 Ensayos para caracterizar un sistema

Estos ensayos no son, en general, específicos de un proyecto. Ellos se realizan tanto para establecer las propiedades fundamentales de un aislador como para verificar el comportamiento de un sistema de aislación. Normalmente se realizan cuando se desarrolla un nuevo aislador o sistema o cuando se evalúa una versión muy distinta de sistemas o aisladores ya existentes.

Se han desarrollado varias guías para realizar estos ensayos. Las guías NIST se han incluido en el ASCE *Standard for testing seismic isolation systems, units and components*. De éstas existe actualmente un borrador. También se han establecido disposiciones para ensayo de aisladores y disipadores de energía en el proyecto HITEC.

C13.1.1 Ensayos a baja temperatura

Las temperaturas de ensayo representan el 75% de la diferencia entre la temperatura base y la extrema de la tabla 14.3.2 del *AASHTO Standard Specifications (Division I)*. Antes de ensayar, la temperatura al centro del aislador debe ser la especificada.

C13.1.2 Ensayos de uso y fatiga

El movimiento esperado por rotaciones por sobrecarga depende del tipo de estructura, largo y configuración del vano, altura de la viga y del tránsito promedio diario. El movimiento total resultante puede calcularse como:

fatiga adicional.

Si los aisladores son para uso en áreas de baja temperatura, el 10% de los ensayos debe realizarse a la temperatura correspondiente al lugar.

En lugar del criterio de ensayo a baja temperatura, los componentes se pueden ensayar para un recorrido acumulado igual al doble del desplazamiento de servicio calculado o a dos veces los valores anteriores, aprobados por el ingeniero.

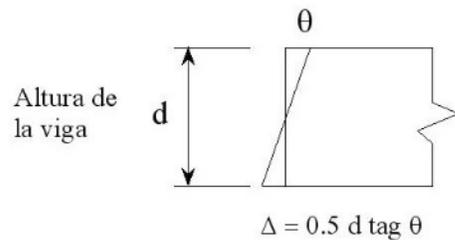
13.2 Ensayos de prototipo

Las características de deformación y valores de amortiguamiento del sistema de aislación empleado en el diseño del sistema de aislación deben verificarse en ensayos de prototipo. Para satisfacer esta sección se permite usar aisladores de forma similar a los prototipos. Estos ensayos deben validar propiedades de diseño que pueden extrapolarse a las dimensiones reales usadas en el diseño en la siguiente forma:

- (a) Deben realizarse ensayos de al menos un par de especímenes de cada tipo y tamaño usados en el diseño. El ensayo debe incluir el sistema de restricción elástico en caso que el diseño lo considere como parte del sistema. Estos prototipos se pueden usar en la construcción, si tienen las propiedades de rigidez y amortiguamiento especificada y satisfacen los ensayos de control de calidad, después de haber cumplido con todos los ensayos de prototipo. Todos los elementos de sacrificio deben ser reemplazados. Se permitirá usar especímenes a escala reducida solamente cuando los de tamaño real excedan la capacidad de los equipos de ensayo y el ingeniero apruebe su uso.

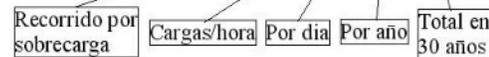
Cuando se usan especímenes a escala reducida para cuantificar las propiedades de aisladores, ellos deben ser geoméricamente similares y del mismo tipo y material que el prototipo. Además, deben ser manufacturados siguiendo el mismo proceso y calidad que los prototipos a escala real, y deben ser ensayados a una frecuencia que los represente.

- (b) La siguiente secuencia de ensayos debe realizarse para el número de ciclos prescritos a una carga vertical similar a la típica o promedio del peso propio en cada tipo y tamaño de aislador. El desplazamiento de diseño fue definido en la sección 2.



Recorrido en un ciclo = 2Δ

$$\text{Recorrido total} = 2(0.5d \operatorname{tg} \theta) \times N \times 24 \times 365 \times 30$$



<p>(1) <i>Térmico</i>- Tres ciclos completos de carga a un desplazamiento correspondiente al máximo desplazamiento por temperatura. La velocidad del ensayo no debe ser menor que 0.076 mm por minuto.</p> <p>(2) <i>Viento y frenado</i>- Veinte ciclos completos entre los límites mayor y menor de la carga máxima en un período no menor a 40 segundos. Después del ensayo cíclico, debe aplicarse la carga máxima durante un minuto.</p> <p>(3) <i>Sísmico</i>- Tres ciclos de carga a los siguientes múltiplos del desplazamiento total de diseño: 1.0, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, y 1.25 en la secuencia indicada.</p> <p>(4) <i>Sísmico</i>- (15S)/B ciclos que no excedan de 25 pero no menos de 10 para un desplazamiento igual al de diseño. El ensayo debe empezar con un desplazamiento igual al inicial.</p> <p>(5) <i>Viento y frenado</i>- Tres ciclos entre los límites mayor y menor de la carga máxima en un período no menor que 40 segundos. Después del ensayo cíclico, la carga máxima debe mantenerse durante un minuto.</p> <p>(6) <i>Verificación del comportamiento sísmico</i>- Tres ciclos completos de carga al desplazamiento total de diseño.</p> <p>(7) Debe demostrarse que el sistema de soporte de carga vertical es estable ante un ciclo completo del desplazamiento dado en 12.3. En estos casos la carga vertical combinada</p> $1.2 D + SC_s + OT \quad (16)$ <p>debe tomarse como la máxima hacia abajo y la carga vertical combinada</p> $0.8 D - OT \quad (17)$ <p>debe tomarse como la mínima hacia abajo.</p> <p>(c) Si se utiliza un sistema de restricción elástico de sacrificio, su capacidad última debe determinarse experimentalmente.</p> <p>(d) Los ensayos de prototipo y de control de calidad deben incluir todas las componentes constituyentes del sistema de aislación.</p> <p>(e) En los sistemas que no estén restringidos a un</p>	<p>C13.2(b)(1) Este ensayo verifica la fuerza lateral ejercida por el sistema de aislación para el máximo desplazamiento térmico.</p> <p>C13.2(b)(2) Este ensayo verifica la resistencia del aislador bajo condiciones de carga de servicio.</p> <p>C13.2(b)(3) Este ensayo verifica la respuesta dinámica para varios desplazamientos. La secuencia de ciclos completos es importante para tener ciclos de histéresis a desplazamientos variables. Comenzando con un múltiplo igual a una vez el desplazamiento de diseño total, los comportamientos del aislador para los casos sin y con ablandamiento por deformación se pueden comparar directamente.</p> <p>C13.2(b)(4) Esto verifica la sobrevivencia del aislador después de un sismo grande. El ensayo comienza en una posición desplazada para reflejar la incertidumbre de la posición inicial cuando ocurra un sismo. El desplazamiento sísmico se superpone al inicial y así los desplazamientos máximos son asimétricos.</p> <p>C13.2(b)(5) Este ensayo verifica el comportamiento ante cargas de servicio después de ocurrido un sismo.</p> <p>C13.2(b)(6) El ensayo de verificación de comportamiento comprueba el comportamiento del aislador después de haberse aplicado la secuencia completa anterior.</p> <p>C13.2(b)(7) La estabilidad se demuestra si el aislador presenta un incremento positivo en su capacidad de resistir una fuerza, satisfaciendo los requerimientos de la sección 12.2.</p>
---	---

comportamiento unidireccional, los ensayos 13.2(b)(6) deben realizarse en la dirección ortogonal a la dirección original de carga. En sistemas que incluyan dispositivos unidireccionales o aquellos que sean sensibles a efectos ortogonales, el ensayo 13.2(b)(6) debe repetirse a 45° de la dirección del dispositivo unidireccional.

- (f) Las propiedades fuerza-deformación de un aislador deben considerarse dependientes de la velocidad de carga cuando en el ensayo dinámico para el desplazamiento de diseño y una frecuencia entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia efectiva de la estructura aislada haya una diferencia mayor a $\pm 15\%$ ya sea en K_d o Q_d .

Si las propiedades fuerza-deformación de los aisladores son dependientes de la velocidad de carga, entonces cada conjunto de ensayos especificados en 13.2 debe realizarse dinámicamente a una frecuencia igual a la frecuencia efectiva de la estructura aislada. Si el ensayo no se puede realizar dinámicamente, entonces se debe establecer un factor λ que relaciona las propiedades K_d o Q_d determinadas a la velocidad de ensayo efectiva, con las velocidades dinámicas de acuerdo a la sección 8.2.1.

13.3 Determinación de las características del sistema aislante

- (a) Las características fuerza-deformación del sistema de aislación deben basarse en los resultados de los ensayos cíclicos de cada ciclo completo de carga.
- (b) La rigidez efectiva de un aislador debe calcularse para cada ciclo de carga como:

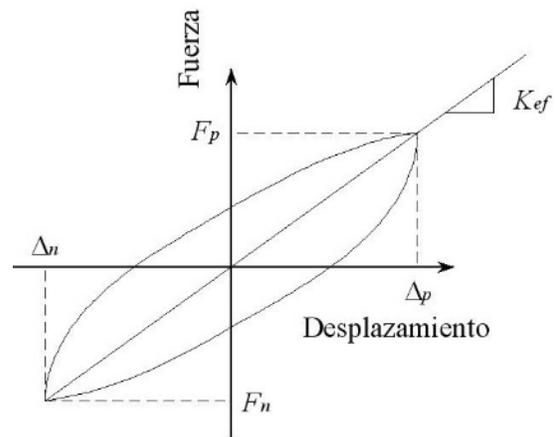
$$k_{ef} = \frac{F_p - F_n}{\Delta_p - \Delta_n} \quad (18)$$

donde Δ_p y Δ_n son los desplazamientos máximo y mínimo, respectivamente, y F_p y F_n son las fuerzas máxima y mínima que ocurren simultáneamente con los desplazamientos Δ_p y Δ_n , respectivamente.

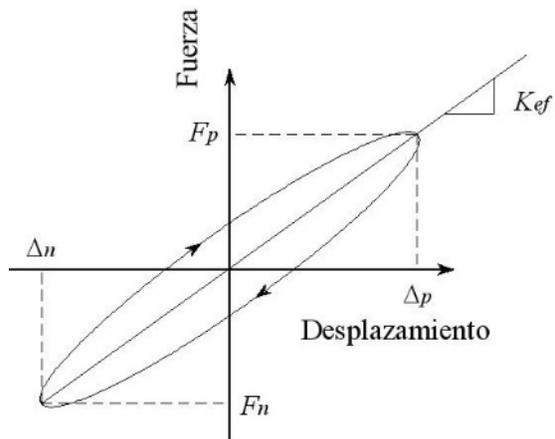
- (c) Amortiguamiento equivalente. La razón de amortiguamiento viscoso equivalente (β) del sistema de aislación debe calcularse como

$$\beta = \frac{1}{2\pi} \times \frac{AreatotalEDC}{\sum (k_{ef} d_i^2)} \quad (19)$$

El área total EDC debe tomarse como la suma de las áreas de los ciclos de histéresis de todos los aisladores. El área del ciclo de histéresis de



Comportamiento histérico



Comportamiento viscoelástico

<p>cada aislador debe tomarse como el área mínima de los 3 ciclos de histéresis obtenidos en el ensayo cíclico de la sección 13.2(b)(3) para el desplazamiento de diseño.</p> <p>13.3.1 Aprobación del sistema</p> <p>(a) El comportamiento del espécimen ensayado se considerará adecuado si se satisfacen las siguientes condiciones:</p> <p>(1) Los gráficos carga-deformación de todos los ensayos especificados en 13.2, excluyendo cualquier componente de amortiguamiento viscoso, muestran un incremento positivo en la capacidad de resistir fuerzas en forma consistente con los requerimientos de la sección 12.2</p> <p>(2) La fuerza máxima debe ser menor que el valor de diseño para los ensayos especificados en sección 13.2(b)(1).</p> <p>(3) El desplazamiento máximo debe ser menor que el valor de diseño para los ensayos especificados en sección 13.2(b)(2 y 5).</p> <p>(4) La rigidez efectiva promedio medida en los últimos 3 ciclos al desplazamiento total de diseño especificado en el ensayo 13.2(b)(3) debe estar dentro de un 10% del valor usado en diseño.</p> <p>(5) Para cada ensayo al nivel de desplazamiento especificado en sección 13.2(b)(3), la rigidez mínima efectiva medida en los 3 ciclos no debe ser menor que un 80% de la rigidez efectiva máxima.</p> <p>(6) Para el ensayo especificado en sección 13.2(b)(4), la rigidez efectiva mínima medida durante el número de ciclos especificado no debe ser menor que un 80% de la rigidez efectiva máxima. A discreción del ingeniero puede aceptarse una variación mayor, siempre que se usen en el diseño tanto el mínimo como el máximo valor de la rigidez efectiva.</p> <p>(7) Para los ensayos especificados en la sección 13.2(b)(4), el EDC mínimo medido durante el número de ciclos especificado no debe ser menor que un 70% del máximo EDC. A discreción del ingeniero, se puede aceptar una diferencia mayor, siempre que en el diseño se usen el valor mínimo y máximo de EDC.</p> <p>(8) Todos los elementos que soportan carga vertical deben permanecer estables (rigidez incremental positiva) al desplazamiento de diseño especificado en sección 12.3 para cargas estáticas especificadas en sección 13.2(b)(7).</p> <p>(9) Los especímenes de ensayo deben ser</p>	<p>C13.3.1(a)(1) Un sistema de aislación necesita tener un incremento positivo en su capacidad de resistir una fuerza para satisfacer los requerimientos de la sección 12.2. El propósito de ese requerimiento es asegurar que los elementos histeréticos del sistema sean estables. Un amortiguador viscoso tendrá un incremento negativo en su capacidad de resistir fuerzas cerca del punto de máximo desplazamiento. Como esto es aceptable, debe ser eliminado de los otros componentes antes de evaluar la estabilidad del sistema.</p> <p>C13.3.1(a)(6) Si el cambio en rigidez efectiva es mayor que 20%, para calcular los desplazamientos del sistema debe usarse la rigidez efectiva mínima y para calcular las fuerzas en la estructura debe usarse la rigidez efectiva máxima.</p> <p>En algunos sistemas puede ocurrir una reducción de la rigidez durante los ensayos cíclicos y considerarse aceptable si la degradación se recupera dentro de un tiempo aceptado por el ingeniero. Esto es, el aislador volverá a su rigidez original después de un tiempo de espera.</p> <p>C13.3.1(a)(7) En algunos sistemas puede ocurrir una reducción de la EDC durante los ensayos cíclicos y considerarse aceptable si la degradación se recupera dentro de un tiempo aceptado por el ingeniero.</p>
--	--

<p>inspeccionados visualmente buscando evidencias de deterioro significativo. Si existe algún deterioro, la aprobación del espécimen debe determinarla el ingeniero.</p>	<p>C13.3.1(a)(9) Al terminar los ensayos, el espécimen debe inspeccionarse externamente o, cuando corresponda, desarmarlo e inspeccionar las fallas siguientes, que serán causa de rechazo:</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) Falta de adherencia entre la goma y el acero (2) Falla de colocación de las láminas (3) Fisuras en la superficie de la goma de ancho o profundidad mayor que 2/3 del recubrimiento de goma (4) Descascaramiento del material (5) Falta de adherencia entre el PTFE y el acero (6) Raspaduras en la lámina de acero (7) Deformación permanente (8) Filtración de líquido
<p>14. APOYOS ELASTOMERICOS</p> <p>14.1 General Lo siguiente debe considerarse suplementario al artículo 14 de la <i>AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (Division I)</i>.</p> <p>Los apoyos elastoméricos utilizados en aislación sísmica deben ser diseñados con los procedimientos y especificaciones dados en las subsecciones siguientes. Requerimientos de ensayos adicionales para aisladores sísmicos se dan en la sección 15. Los procedimientos de diseño están basados en cargas de servicio excluyendo impacto. Los apoyos elastoméricos deben ser reforzados con acero. No se permiten telas de refuerzo.</p>	<p>C14 APOYOS ELASTOMÉRICOS</p> <p>Los apoyos elastoméricos estarán sometidos a desplazamientos (d_i) inducidos por los sismos y deberán estar diseñados para resistir simultáneamente dichos desplazamientos y cargas verticales. Como los sismos son eventos poco frecuentes, el factor de seguridad requerido en estas circunstancias es diferente de aquellos requeridos ante acciones más frecuentes.</p> <p>Dado que el parámetro de diseño principal ante carga sísmica es el desplazamiento (d_i) del aislador, los procedimientos de diseño deben ser capaces de incorporar este desplazamiento de una manera consistente y lógica. Los requerimientos del artículo 14.4 de <i>AASHTO Standard Specifications (Division I)</i> limitan las cargas verticales al limitar las tensiones de compresión, y por lo tanto no tienen un mecanismo para incluir el efecto de los desplazamientos en forma simultánea. El desplazamiento de corte está limitado a la mitad del espesor del elastómero. Las especificaciones británicas BE 1/76 y BS 5400 reconocen que las deformaciones de corte en los apoyos son inducidas por compresión, rotación y corte. En BE 1/76, la suma de estas deformaciones de corte está limitada a una proporción de la capacidad de rotura por elongación de la goma. La proporción (1/2 o 1/3 para combinación de carga de servicio y 3/4 para combinación de carga sísmica) es función del tipo de carga. En BS 5400 y en el borrador del Eurocode EN 1337, el límite es una constante igual a 5.</p> <p>Dado que la forma usada en BE 1/76 y BS 5400 incorpora deformaciones de corte como parte del criterio de diseño, éste puede ser modificado fácilmente para los aisladores sísmicos. Los requerimientos de diseño están basados en modificaciones apropiadas del BE 1/76 y BS 5400.</p> <p>En ensayos realizados para NCHRP Report N° 298 (Roedor, Stanton y Taylor 1987), no se encontró ninguna correlación entre la elongación de rotura y la capacidad del elastómero para resistir deformaciones de corte sin despegarse del refuerzo de acero. Además, el código francés UIC772R y el BS 5400 tampoco invocan dependencia alguna con ϵ_u, sino que usan un único límite de 5.0 para la suma de deformaciones, independientemente del tipo de elastómero.</p>

14.2 Deformaciones de corte para diseño del aislador

Las distintas componentes de las deformaciones de corte deben calcularse como sigue:

14.2.1 La deformación de corte (γ_c) debida a compresión por carga vertical está dada por:

$$\gamma_c = \frac{3SP}{2A_r G(1 + 2\bar{k}S^2)} \quad \text{si } S \leq 15 \quad (20)$$

$$\gamma_c = \frac{3P(1 + 8G\bar{k}S^2 / K)}{4GkSA_r} \quad \text{si } S > 15 \quad (21)$$

donde K es el módulo de elasticidad volumétrica del elastómero. A falta de datos experimentales, K puede tomarse como 2000 MPa. El factor de forma S debe tomarse como el área de una capa de elastómero dividida por el área del perímetro libre.

14.2.2 La deformación de corte ($\gamma_{s,s}$) debida a desplazamientos laterales no sísmicos está dada por:

$$\gamma_{s,s} = \frac{\Delta_s}{T_r} \quad (22)$$

14.2.3 La deformación de corte ($\gamma_{s,eq}$) debida a desplazamientos laterales sísmicos está dada por:

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_t}{T_r} \quad (23)$$

14.2.4 La deformación de corte (γ_r) debida a rotación está dada por:

$$\gamma_r = \frac{B^2\theta}{2t_i T_r} \quad (24)$$

La rotación de diseño (θ) debe incluir los efectos rotacionales de PP, SC y construcción.

14.3 Combinaciones de carga

Los apoyos elastoméricos deben satisfacer:

$$\gamma_c \leq 2.5 \quad (25)$$

$$\gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_r \leq 5.0 \quad (26)$$

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5 \gamma_r \leq 5.5 \quad (27)$$

C14.2.1

La carga vertical admisible en un aislador no se especifica explícitamente. Los límites de carga vertical están gobernados indirectamente por limitaciones en la deformación de corte equivalente en la goma debido a diferentes combinaciones de carga y por requerimientos de estabilidad.

Cuando se consideran deformaciones de largo plazo el efecto de fluencia lenta (creep) en el elastómero debe agregarse a la deflexión de compresión instantánea. Estas no se incluyen en el cálculo de la sección 14.3. Las deflexiones de largo plazo se calculan con información relevante del compuesto de elastómero usado, si ésta se encuentra disponible. En caso contrario, se pueden usar como referencia los valores dados en artículo 14.2.2 del *AASHTO Standard Specifications*.

Para materiales isotrópicos incompresibles $E = 3G$, sin embargo, esto no es cierto para la goma. Para goma, $E = (3.8 \text{ a } 4.4)G$ dependiendo de la dureza, lo que indica anisotropía en la goma. Por lo tanto, la ecuación 20 se basa en la ecuación 8 de 1991 *AASHTO Guide Specifications* con E reemplazado por 4G. Debe notarse que la cantidad $4G(1 + 2\bar{k}S^2)$ es el módulo de compresión del aislador, calculado con la hipótesis de goma incompresible. En aisladores con factores de forma grandes, la hipótesis de goma incompresible lleva a sobreestimar el módulo de compresión y, por lo tanto, subestima la deformación de corte debido a compresión. La ecuación 21 se introdujo para tomar en cuenta los efectos de la compresibilidad de la goma. Se basa en la relación empírica del módulo de compresión

$$E_c = [1/(8g\bar{k}S^2) + 1/K]^{-1}$$

El módulo de corte (G) debe determinarse del módulo secante entre 25 y 75% de deformación de corte de acuerdo con ASTM D 4014, publicado por el American Society of Testing and Materials.

C14.2.4

La rotación de diseño es la máxima rotación de la superficie superior del aislador respecto de la superficie inferior. Cualquier rotación negativa debida a contraflecha contrarresta la rotación de PP y SC y debe ser incluida en el cálculo.

C14.3

Ensayos realizados en la Universidad de Washington, Seattle para NCHRP, han mostrado que la rotación estática es menos dañina que la rotación dinámica.

15. CONSTRUCCION DE APOYOS ELASTOMERICOS

15.1 Requerimientos generales

Lo siguiente debe considerarse suplementario al artículo 18.2 de *AASHTO Standard Specifications (Division II)*. Las especificaciones de la sección 15.2 remplazan los artículos 18.2.7.6, 18.2.7.7 y 18.2.7.8 de *AASHTO Standard Specifications (Division II)*.

Las capas de apoyos elastoméricos usados como aisladores deben estar íntegramente adheridas durante la vulcanización. No está permitido el pegamento en frío.

15.2 Ensayos de control de calidad.

En apoyos elastoméricos deben realizarse los siguientes ensayos de control de calidad.

15.2.1 Capacidad a la compresión

Cada aislador debe ser sometido a una prueba de carga sostenida durante 5 minutos. La carga de compresión debe ser 1.5 veces la carga máxima (peso propio + sobrecarga). Si la dilatación lateral sugiere adherencia débil, el aislador debe ser rechazado.

15.2.2 Compresión y corte combinados

Todos los aisladores deben ser ensayados a corte y compresión combinados. Los aisladores se deben ensayar de a pares. La carga de compresión es el promedio de las cargas de peso propio de todos los aisladores de un mismo tipo y el aislador debe ser sometido a cinco ciclos completos de carga para el desplazamiento mayor entre el desplazamiento total de diseño y 50% de la altura de elastómero.

Para cada aislador se promedia sobre los cinco ciclos la rigidez efectiva y el EDC. Para cada grupo de aisladores de un mismo tipo y tamaño, se promedia la rigidez efectiva y el EDC. Los resultados no deben diferir de los valores de diseño por más que los límites dados en la tabla 15.2.2-1

Tabla 15.2.2-1

	K_{ef}	EDC
Apoyo individual	$\pm 20\%$	-25%
Promedio del grupo	$\pm 10\%$	-15%

15.2.3 Criterio de aprobación

Después de los ensayos de control de calidad, todos los aisladores deben ser inspeccionados para indagar defectos. Las siguientes fallas son

causales de rechazo:

- (1) Falta de adherencia entre la goma y el acero
- (2) Falla de colocación de las láminas
- (3) El ancho de las grietas en la superficie de la goma o la profundidad de éstas es mayor que 2/3 del espesor del recubrimiento de la goma
- (4) Deformaciones permanentes

16 DISEÑO DE AISLADORES DESLIZANTES

16.1 General

Los apoyos deslizantes usados en sistemas de aislación pueden tener superficie plana o curva.

16.2 Materiales

16.2.1 Superficie de apoyos PTFE

Todas las superficies PTFE, salvo las guías, deben satisfacer los requerimientos especificados aquí. El recubrimiento del apoyo PTFE debe estar hecho de resina PTFE virgen que satisfaga los requerimientos de ASTM/D1457. Puede fabricarse como láminas con o sin refuerzo o como tela tejida con fibras de PTFE u otras.

Las láminas sin refuerzo deben hacerse sólo de resina PTFE. Las láminas con refuerzo deben hacerse de resina PTFE uniformemente mezclada con fibra de vidrio, fibra de carbón u otra fibra de refuerzo químicamente inerte.

Las láminas de PTFE pueden contener indentaciones que actúen como depósitos para lubricantes. Su diámetro no puede exceder de 8 mm en la superficie del PTFE y su profundidad no puede ser menor que 2 mm ni mayor que la mitad del espesor del PTFE. Los depósitos deben cubrir más del 20% pero menos que un 30% de la superficie de contacto. Las indentaciones no pueden ubicarse en los bordes de la superficie de contacto. El lubricante debe ser grasa de silicona, efectiva hasta -34°C. La grasa de silicona debe cumplir con la especificación Militar MIL-S-8660.

16.2.2 Otros materiales de recubrimiento de apoyo.

16.1 General

El aislador deslizante está normalmente hecho de dos materiales diferentes que deslizan uno contra el otro. La baja fricción se consigue cuando un material más blando, usualmente PTFE, llamado aquí la capa de apoyo, desliza contra una superficie dura y suave generalmente acero inoxidable, llamada aquí superficie de deslizamiento. Se puede usar lubricación.

La fuerza restitutiva se puede proporcionar mediante la acción de la gravedad actuando en una superficie curva o por un dispositivo separado tal como un resorte.

C16.2 Materiales

Se ha encontrado que algunas combinaciones de material inducen corrosión severa y su uso es desaconsejable. (British Standards Institution 1979; 1983).

Ejemplos son

- acero estructural y latón
- acero estructura y bronce
- acero estructural y cobre
- acero estructural y aluminio, y
- cromo sobre acero estructural

El cromo es poroso, por lo que el acero estructural queda expuesto al oxígeno

Otras combinaciones de materiales que se sabe que inducen corrosión adicional aunque no tan severa son

- acero inoxidable con latón
- acero inoxidable con bronce y
- acero inoxidable con cobre.

Otros materiales pueden también usarse como recubrimiento de los apoyos si resultados de ensayos demuestran que poseen un coeficiente de fricción estable a largo plazo, estabilidad química, y resistencia al uso de acuerdo con la sección 13.1.2 y son aprobados por el ingeniero.

16.2.3 Superficie de deslizamiento

La superficie de deslizamiento debe ser de acero inoxidable (recubrimiento soldado, sólido o lámina de metal). El acero inoxidable debe tener una resistencia a la corrosión y una resistencia mecánica igual o mayor que el acero tipo 304, de acuerdo a ASTM A167/A264. La rugosidad promedio de la superficie no debe exceder de 0.8 micrones R_a (promedio aritmético) determinado con procedimientos descritos en ANSI/ASME B46.1 1985. (ASME, 1985)

16.3 Geometría

16.3.1 Espesor mínimo

16.3.1.1 Recubrimiento de PTFE

El espesor mínimo de PTFE debe ser 1.6 mm después de comprimido. Las láminas de PTFE que van embutidas deben tener al menos un espesor de 4.8 mm cuando la dimensión máxima del PTFE es menor o igual a 610 mm, y 6.4 mm cuando la dimensión máxima de PTFE es mayor que 610 mm. Las telas de PTFE deben tener, después de comprimidas, un espesor mínimo de 1.6 mm y un espesor máximo de 3.2 mm.

16.3.1.2 Otros materiales de recubrimiento

El espesor mínimo para otros recubrimientos debe determinarse realizando ensayos de uso de acuerdo a la sección 13.1.2

16.3.2 Superficie de apoyo.

El espesor del acero inoxidable debe ser al menos de 16 gauge cuando la máxima dimensión de la superficie es menor o igual que 305 mm, y al menos de 13 gauge cuando la máxima dimensión es mayor que 305 mm y menor o igual que 915 mm. Cuando la máxima dimensión es mayor que 915 mm, el espesor del acero inoxidable debe verificarse realizando ensayos apropiados de caracterización.

El espesor mínimo de acero inoxidable soldado debe ser 2.4 mm después de la soldadura, asentado y pulido.

16.3.3 Capacidad de desplazamiento

Las dimensiones de la superficie de apoyo deben ser suficientemente grandes para asegurar que la superficie de deslizamiento no entre en contacto

C16.2.3 Superficie de deslizamiento

En ambientes muy corrosivos debe considerarse el uso de aceros inoxidables de alto grado como el tipo 316, conforme con ASTM A 240.

Se debe informar sobre medidas de la rugosidad de la superficie junto con la información del instrumento de medición. Se recomienda que el radio de la punta del medidor no sea mayor que 5 μm y que la longitud de medición sea de 0.8 mm.

con los bordes de la superficie de apoyo para el desplazamiento total de diseño más el desplazamiento inicial.

16.4 Cargas y tensiones

16.4.1 Presión de contacto

Las presiones de contacto en el recubrimiento del apoyo debe determinarse experimentalmente. Los ensayos de presión deben ser de al menos 110% el valor usado en diseño y deben satisfacer las condiciones de uso de la sección 13.1.2. Como mínimo, el 50% del espesor del recubrimiento debe mantenerse después del ensayo de uso. Las presiones de contacto admisibles para recubrimiento de PTFE que se encuentran en la tabla 16.4.1-1 se pueden usar sin completar los ensayos de uso, siempre que la superficie de apoyo de acero inoxidable tenga una rugosidad menor que 0.5 micrones R_a .

Tabla 16.4.1-1
Presiones de contacto admisibles promedio para PTFE

Material	Presiones de contacto admisibles		
	Cargas de servicio		Cargas sísmicas
	Presión promedio	Presión en el borde	Presión promedio
	MPa	MPa	MPa
Láminas sin refuerzo (embutida)	24	34	41
Láminas con refuerzo (embutida)	24	34	41
PTFE de fibra sobre un substrato metálico	24	69	41

16.4.2 Coeficiente de fricción

16.4.2.1 Coeficiente de fricción de servicio

El coeficiente de fricción para estado límite de servicio de una superficie deslizante de PTFE debe tomarse de la tabla 16.4.2.1-1. Valores intermedios pueden calcularse por interpolación. El coeficiente de fricción debe determinarse para el nivel de tensiones asociado a la combinación de carga de servicio especificada en la tabla 3.22.1A de *AASHTO Standard Specifications*. Se pueden usar valores distintos si se verifican con ensayos y se ajustan con valores de λ apropiados de acuerdo con la sección 8.

C16.4.1-1 Tabla

La tensión en los bordes inducida por rotación debe calcularse por un método racional que tome en cuenta la rigidez rotacional y la demanda de giro en el aislador.

Los coeficientes de fricción de servicio para otras terminaciones de superficie, tensiones o recubrimiento de apoyo deben determinarse de ensayos. Los procedimientos de ensayo y los resultados deben ser sometidos a la aprobación del ingeniero.

Tabla 16.4.2.1-1 Coeficientes de fricción de servicio

Tipo de superficie	Temp.	Tensión promedio en aislador MPa			
	°C	3.5	6.9	13.8	20.7
Láminas de PTFE con indentados lubricados	20	0.04	0.03	0.025	0.02
	-25	0.06	0.045	0.04	0.03
	-45	0.10	0.075	0.06	0.05
Láminas de PTFE sin refuerzo	20	0.08	0.07	0.05	0.03
	-25	0.20	0.18	0.13	0.10
	-45	0.20	0.18	0.13	0.10
Láminas de PTFE con refuerzo	20	0.24	0.17	0.09	0.06
	-25	0.44	0.32	0.25	0.20
	-45	0.65	0.55	0.45	0.35
Telas de fibra de PTFE	20	0.08	0.07	0.06	0.045
	-25	0.20	0.18	0.13	0.10
	-45	0.20	0.18	0.13	0.10

16.4.2.2 Coeficiente de fricción sísmico

El coeficiente de fricción sísmico se puede determinar a partir del área bajo la curva fuerza desplazamiento de tres ciclos dividida por la distancia total recorrida y la carga vertical (Q_d /carga vertical).

16.5 Otros detalles

16.5.1 Conexión del recubrimiento de apoyo

Todas las láminas de PTFE deben estar embutidas en la mitad de su espesor y pegadas a una lámina de metal de respaldo.

Todos los recubrimientos de apoyos deben estar conectados de manera que resistan la mayor fuerza de corte entre 0.15 veces la carga de compresión aplicada y 2 veces Q_d .

16.5.2 Conexión de la superficie de deslizamiento

La superficie de deslizamiento debe conectarse a una placa de respaldo a través de soldadura u otro medio apropiado de modo que se mantenga libre de ondulaciones y en contacto completo con la placa de respaldo durante toda su vida útil. La conexión debe incluir un sello efectivo a la humedad en todo el perímetro de la superficie para evitar corrosión en la interfaz. La conexión debe ser capaz de resistir la fuerza máxima de fricción que se pueda desarrollar en el apoyo bajo estado límite de servicio o para la combinación de

C16.4.2.1-1 Tabla

Los coeficientes de fricción para varios tipos de PTFE fueron determinados a una velocidad de ensayo de 63.5 mm/min en una superficie de acero inoxidable de terminación de espejo (nº8) en probetas a escala (Stanton, Roedor y Campbell 1993).

carga sísmica. La soldadura usada en la conexión debe estar fuera del área de contacto y deslizamiento del recubrimiento.

16.6 Materiales para guías.

Los apoyos de guía pueden estar hechos de materiales no descritos en la sección 16.2. Estos materiales deben tener suficiente resistencia mecánica, rigidez y resistencia a la fluencia en el tiempo (creep) y al deterioro para asegurar un funcionamiento adecuado durante su vida útil.

17. APOYOS DESLIZANTES-CONSTRUCCION

17.1 Requerimientos generales

Las unidades que usan apoyos deslizantes deben construirse de acuerdo a las provisiones del artículo 18.4 y 18.8.2 de la AASHTO *Standard Specifications (Division II)*.

17.2 Ensayos de control de calidad

Los siguientes ensayos de control de calidad deben realizarse a aisladores deslizantes.

17.2.1 Capacidad de compresión

A cada aislador debe aplicarse un ensayo de carga sostenida durante 5 minutos. La carga de compresión debe ser 1.5 veces la máxima (peso propio + sobrecarga). Si desplazamientos del recubrimiento sugieren adhesión inapropiada o si quedan deformaciones permanentes en la superficie de apoyo, el aislador debe ser rechazado.

17.2.2 Corte y compresión combinados

Todos los apoyos deben ser ensayados a corte y compresión combinados. Los apoyos deben ensayarse de a pares. La carga de compresión debe ser el promedio de peso propio de todos los aisladores del mismo tipo y los apoyos deben someterse a cinco ciclos completos de carga con el desplazamiento total de diseño.

Para cada apoyo, se promedia la rigidez efectiva y el EDC de los cinco ciclos del ensayo. Para cada grupo de apoyos de igual tipo y tamaño, se calcula el promedio de la rigidez efectiva y el EDC. Los resultados no deben diferir de los valores de diseño por más que los límites dados en la tabla 15.2.2-1

17.2.3 Criterios de aprobación

Después de los ensayos de control de calidad, todos los apoyos deben ser inspeccionados visualmente y en caso que corresponda, deben ser desarmados de manera de poder inspeccionar adecuadamente los defectos. Las siguientes fallas

son causa de rechazo:

- (1) Falta de adherencia entre el recubrimiento y el metal
- (2) Rallado de la placa de acero inoxidable
- (3) Deformación permanente
- (4) Derrame

18. OTROS SISTEMAS DE AISLACION

18.1 Alcance

Todas las unidades o sistemas que contengan un elemento flexible, capacidad de fuerza restitutiva y capacidad de disipación de energía y que no estén cubiertas en las secciones 14 a 17, deben someterse a los requerimientos de esta sección y ser aprobados por el ingeniero.

Los aisladores que dependen de un rodillo metálico para desplazamientos laterales deben satisfacer los requerimientos del artículo 14.7 de la AASHTO *LRFD Bridge Design Specifications*.

La aceptación del sistema debe basarse en satisfacer los requerimientos de las secciones 18.2 a 18.6.

Los materiales usados para superficies de contacto, tales como elementos deslizantes o rodillos, deben seleccionarse de modo de asegurar un mínimo de cambios de sus propiedades en el tiempo.

18.2 Ensayos de caracterización del sistema

Las características de los sistemas de aislación que se usan en diseño deben verificarse con ensayos y ser aprobados por el ingeniero. Como mínimo, deben realizarse los siguientes ensayos:

- Ensayos de carga lateral para determinar propiedades y capacidades de acuerdo con disposiciones de NIST o HITEC
- Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:4 o mayor. Los factores de escala deben estar bien establecidos y aprobados por el ingeniero.
- Ensayos para investigar las variaciones de las propiedades y su efecto en la respuesta. Como mínimo, deben investigarse los efectos de temperatura, dependencia de la velocidad, cargas previas (incluido el uso) y efectos ambientales.

De estos ensayos deben desarrollarse valores para λ_{\min} y λ_{\max} , similares a los definidos en sección 8.

Además de los ensayos anteriores, se puede usar información de experiencias previas de otras aplicaciones para demostrar las características del sistema.

C18.1 Alcance

Este capítulo intenta cubrir sistemas de aislación nuevos no tratados en los capítulos anteriores.

C18.2 Ensayos de caracterización del sistema.

El propósito de estos ensayos es demostrar que los principios sobre los cuales se sustenta el funcionamiento del sistema son posibles de llevar a la práctica. El número y detalle de los ensayos deben ser aprobados por el ingeniero.

Antes de comenzar los ensayos se debe acordar la forma de determinar los valores λ_{\min} y λ_{\max} .

Durante los ensayos no pueden hacerse ajustes al sistema, excepto aquellos que estén incluidos en un programa de mantenimiento, el cual debe entregarse al ingeniero antes de empezar los ensayos de prototipo.

18.3 Procedimiento de diseño

Un procedimiento racional de diseño del sistema de aislación completo debe entregarse al ingeniero antes de empezar los ensayos de prototipo definidos en 18.5. Este procedimiento debe incluir

- La base para seleccionar las tensiones límites de los materiales, deformaciones y otras cantidades críticas de la respuesta
- El método para predecir la relación carga deformación cíclica del sistema, y
- El método para predecir la estabilidad límite del sistema.

Debe acompañarse al menos un ejemplo con el procedimiento de diseño, incluyendo los cálculos para obtener la respuesta de fuerza y desplazamiento máximos.

18.4 Requerimientos de fabricación, instalación, inspección y mantenimiento.

Todos los requerimientos de fabricación, instalación, inspección y mantenimiento deben ser sometidos por escrito al ingeniero antes de empezar los ensayos de prototipo. Como mínimo, esto debe incluir:

- Materiales a ser usados y las especificaciones que deben satisfacer
- Cualquier requerimiento especial de ensayo de material
- Secuencia de fabricación y procedimientos
- Tolerancias de fabricación y requerimientos de terminación
- Cualquier requerimiento de manipulación
- Procedimiento de instalación y tolerancias, y
- Requerimientos de mantenimiento, incluyendo calendario de recambio de componentes durante la vida útil del sistema.

18.5 Ensayo de prototipo

Para cada trabajo deben realizarse ensayos de prototipos para demostrar que el diseño cumple con los requerimientos de comportamiento establecidos en las especificaciones del proyecto. Hasta donde sea posible, los ensayos deben ajustarse a aquellos definidos en la sección 13.2 de este documento. El ingeniero puede, a su discreción, requerir ensayos adicionales para verificar características particulares del sistema.

C18.4 Requerimientos de Fabricación, Instalación, Inspección y mantenimiento

Los requerimientos de mantención deben ser conocidos al momento de someter un procedimiento de diseño para que el ingeniero pueda evaluar su impacto en la calidad y costo del sistema durante su vida útil.

C18.5 Ensayos de prototipo

El objetivo de ensayar los prototipos es verificar que el sistema, tal como fue construido, satisface las condiciones de diseño para el tamaño y configuración particular usados en el trabajo en cuestión.

<p>Antes de empezar los ensayos deben enviarse al ingeniero los valores de diseño de las variables de respuesta crítica, y el ingeniero debe establecer los criterios de aceptación del sistema basado en los ensayos de prototipo. Como mínimo, estos criterios deben incluir variaciones permitidas de los valores de diseño de resistencia y energía disipada para desplazamientos, velocidades o aceleraciones críticos.</p> <p>18.6 Ensayos de control de calidad Deben realizarse ensayos de control de calidad a cada aislador. Los ensayos y sus requerimientos de aceptación los establecerá el ingeniero.</p> <p>18.6.1 Capacidad de compresión A cada aislador se le realizará un ensayo a carga sostenida durante 5 minutos. La carga de compresión debe ser 1.5 veces la carga máxima (peso propio + sobrecarga)</p> <p>18.6.2 Corte y compresión combinados Todos los aisladores deben ser ensayados a corte y compresión combinados. Los aisladores pueden ensayarse de a pares. La carga de compresión debe ser igual al promedio de las cargas de peso propio de todos los aisladores de un mismo tipo, y los aisladores deben someterse a cinco ciclos completos de carga al desplazamiento total de diseño.</p> <p>18.6.3 Criterio de aceptación El ingeniero debe determinar el criterio de aceptación de los requerimientos especificados en esta sección.</p>	
	<p>Referencias</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. American Association of State Highway and Transportation Officials. 1991. <i>Guide Specifications for Seismic Isolation Design</i>, 1st. Edition Washington, DC, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2. American Association of State Highway and Transportation Officials. 1998. <i>LRFD Bridge Design Specifications</i>, 2nd Edition. Washington, DC, American Association of State Highway and Transportation Officials. 3. American Association of State Highway and Transportation Officials. 1996. <i>Standard Specifications for Highway Bridge,s</i> 16th Edition. Washington, DC, American Association of State Highway and Transportation Officials. 4. American Society of Civil Engineers (ASCE) Standards Committee on Testing of Base Isolation Systems. 1996. <i>ASCE Standard for Testing. Seismic Isolation Systems, Units and Components</i>. Draft C. Reston, VA: ACSE.

5. American Society Mechanical Engineers. 1985, *Surface Texture (Surface Roughness, Waviness and Lay)*. ANSI/ASME B46.1-1985 New York.
6. Department of Defense. 1976. *Dissimilar Metals*. Military Standards MIL-STD 889B. Philadelphia, PA, Defense Printing Service Detachment Office.
7. British Standards Institution, 1983. BS5400- *Steel, Concrete and Composite Bridges: Part 9, Bridge Bearings*. London: British Standards Institution.
8. British Standards Institution, 1979. *Commentary on Corrosion at Bimetallic Contacts and Its alleviation*. BSI Standards PD 6484. Confirmed March 1990. London: British Standards Institutions.
9. Building Seismic Safety Council, 1997. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Report FEMA 302, Washington, DC.
10. Constantinou, M.C. and J.K. Quarshie. 1998. *Response Modification Factors for Seismically Isolated Bridges*. Technical Report MCEER-98-0014, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
11. Constantinou, M.C., P. Tsopelas, A. Kasalanati, and E.D. Wolf. 1999. *property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings*. Technical Report MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
12. *European Standard on Structural Bearings*. 1996. Eurocode EN 1337. Draft. Brussels.
13. Highway Innovative Technology Evaluation Center (HITEC). 1996. *Guidelines for the Testing of Seismic Isolation and Energy Dissipation Devices*. CERF Report: HITEC 96-02. Washington, DC: HITEC.
14. International Conference of Building Officials, 1994. *Uniform Building Code: Structural Engineering Design Provision*. Vol 2 Whittier, CA: ICBO.
15. Kelly, J. 1997. *Earthquake Resistant Design with Rubber*. 2nd Edition. Richmond, CA: Earthquake Engineering Research Center, National Information Service for Earthquake Engineering, Springer-Verlag London Limited.
16. Kim D. K., J.B. Mander and S.S. Chen. 1996. *Temperature and Strain Rate Effects on the Seismic Performance of Elastomeric and Lead-Rubber Bearings*. Proc., 4th World Congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, American Concrete

	<p>Institute, Publication, SP-164. Vol 1.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="789 216 1474 331">17. Lee, D. D., 1993, <i>The Base Isolation of Koeberg Nuclear Power Station 14 Years After Installation</i>, Post-SMIRT Conference on Isolation. Energy Dissipation and Control of Vibration of Structures, Capri, Italy. <li data-bbox="789 369 1474 520">18. Nakano, O., H. Nishi, T. Shirino, and K. Kumagai. December 1992. <i>Temperature-Dependency of Base Isolation Bearings</i>. Proc. Second U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges Tsukuba, Japan. <li data-bbox="789 558 1474 730">19. National Institute of Standards and Technology. 1996 <i>Guidelines for Pre-Qualification, Prototype and Quality Control Testing of Seismic Isolation Systems</i>. Publications NISTIR 5800. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology, Building and Fire Research Laboratory. <li data-bbox="789 768 1474 856">20. Newmark, N.M. and W. J. Hall, 1982. <i>Earthquake Spectra and Design</i>. Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute. <li data-bbox="789 894 1474 1045">21. Reaveley and Nordenson, 1992. <i>Acceptable Damage in Low and Moderate Seismic Zones</i>. Proceedings. 4th U.S.-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices. ATC-15-3 Report. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
--	---