

Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía

M. Jara
J. R. Casas

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Criterios de diseño de puentes
con aisladores y disipadores
de energía**

M. Jara
J. R. Casas

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, España

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA

Editor A. H. Barbat

ISSN: 1134-3249

CRITERIOS DE DISEÑO DE PUENTES CON AISLADORES Y DISIPADORES DE ENERGÍA

Monografía CIMNE IS49

© Los autores

ISBN: 84-95999-02-1

Depósito legal: B-23163-2002

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue desarrollado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, con apoyo del programa PROMEP de la Secretaría de Educación Pública de México y de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, mediante el programa de formación de alumnos de doctorado.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	1
CONTENIDO	3
1. ANTECEDENTES	5
1.1. Vulnerabilidad sísmica de puentes.....	5
1.2. Sistemas de control para la protección sísmica.....	6
1.2.1. Control pasivo.....	7
1.2.2. Control activo.....	10
1.3. Aplicaciones de los sistemas de control pasivo.....	12
1.3.1. Aisladores de base.....	14
1.3.2. Disipadores de energía.....	15
1.3.3. Amortiguadores resonantes.....	16
1.4. Normativa.....	18
1.4.1. Filosofía de diseño.....	18
1.4.2. Rehabilitación de puentes existentes.....	19
1.4.3. Emplazamientos cercanos a una falla activa.....	19
1.4.4. Combinación de las componentes del movimiento del terreno.....	20
1.4.5. Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento.....	21
2. PRINCIPIOS DE DISEÑO DE AISLADORES DE BASE	23
2.1. Principios básicos.....	24
2.2. Apoyos elastoméricos (RB).....	28
2.3. Apoyos laminados con núcleo de plomo (LRB).....	37
2.4. Apoyos de neopreno de alto amortiguamiento (HDR).....	41
2.5. Apoyos deslizantes (SB).....	44
2.6. Sistema de péndulo con fricción (FPS).....	45
3. PRINCIPIOS DE DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA	51
3.1. Principios básicos.....	52
3.2. Amortiguadores por fluencia de metales (MD).....	57
3.3. Amortiguadores por extrusión de plomo (LED).....	65
3.4. Amortiguadores por fricción (FD).....	67
3.5. Amortiguadores viscoelásticos (VD).....	68
3.6. Amortiguadores con fluidos viscosos (VFD).....	74
3.7. Amortiguadores de masa (TMD).....	79
3.8. Amortiguadores de líquido (TLD).....	83
3.9. Aleaciones con memoria de forma (SMA).....	87
3.10. Fluidos controlables.....	90
3.10.1. Fluidos electroreológicos (ER).....	90
3.10.2. Fluidos magnetoreológicos (MR).....	93

4. MÉTODOS DE ANÁLISIS	95
4.1. Estructura equivalente.....	95
4.1.1. Rigidez efectiva.....	96
4.1.2. Amortiguamiento equivalente.....	97
4.1.3. Amortiguamiento del puente aislado.....	100
4.2. Análisis de un sistema de un grado de libertad.....	102
4.3. Análisis de sistemas de varios grados de libertad.....	106
4.4. Análisis en el tiempo.....	107
4.5. Elección del método de análisis.....	108
5. REFERENCIAS	111

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

La búsqueda de medios para proporcionar suficiente resistencia a una estructura y asegurar un comportamiento satisfactorio para diferentes niveles de intensidad sísmica, ha propiciado un desarrollo notable en los últimos veinte años del uso de los sistemas de control de vibraciones. El concepto general en el que se basan estos dispositivos consiste en el aumento de la capacidad del sistema para disipar energía, mediante la aplicación de fuerzas pasivas o activas, contrarias a las generadas por la acción externa. También se reconoce la importancia de controlar el periodo de la estructura para evitar que coincida con las frecuencias en las que se concentra la mayor parte de la energía del sismo.

A la fecha los sistemas de control pasivo son los que han sido empleados con mayor frecuencia, y entre ellos, el aislamiento de base es el más utilizado. Las razones por las que se ha preferido estos sistemas son de carácter económico, de fiabilidad, de mantenimiento y a su mayor desarrollo teórico y tecnológico. Los apoyos de neopreno y los apoyos deslizantes que se utilizan en el diseño de puentes para permitir los movimientos horizontales del tablero producidos por la temperatura y la reología, son un antecedente que facilita la adaptación tecnológica de los dispositivos de aislamiento de base y disipación de energía pasiva. Además de la necesidad de mantener en operación los puentes estratégicos después de la ocurrencia de un sismo destructivo, las características estructurales de estos sistemas y su alta vulnerabilidad sísmica, los hacen candidatos idóneos para el uso de dispositivos de control para su protección frente a sismo.

1.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

La actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno. Sismos como el de San Fernando (1971), Tangshan (1976), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwán (1999), entre otros, han provocado fallos de importancia en los sistemas de transporte, y han incrementado las pérdidas económicas de forma notable. En algunos casos, la ocurrencia del sismo en horas de poco movimiento de personas y vehículos, evitó que el número de pérdidas humanas creciera de forma significativa.

Con base en las investigaciones posteriores a los sismos destructivos, se considera que las principales causas que han dado origen a los fallos en los puentes pueden resumirse en los siguientes aspectos generales:

- Ocurrencia de eventos con magnitudes superiores a las previstas por los códigos de construcción.
- Presencia de fallas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño.
- Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la subestructura, que lleva a una concentración de la fuerza de inercia en pocos elementos y ocasiona movimientos de torsión significativos
- Baja capacidad para soportar fuerzas cortantes en los extremos de las columnas y en los nudos
- Pérdida de la conexión entre la superestructura y la subestructura, debido a longitudes de apoyo insuficientes, y a la baja capacidad de pernos y conectadores.
- Falta de confinamiento adecuado y poca capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas
- Rotación y hundimiento de los estribos
- Licuefacción de arenas

A pesar de que la mayor parte de los puentes que han experimentado daños se construyeron de acuerdo con las especificaciones de normas previas a la década de 1980, en las que no se consideraban los criterios actuales de diseño por sismo, también se presentaron fallos en estructuras modernas, como es el caso del puente Nishinomiya, de 252 metros de longitud, que se había construido tres años antes de ocurrido el sismo de Kobe, y en el que murieron dos personas a pesar de que a la hora del siniestro todavía no circulaba tráfico intenso. La moderna vía rápida de Wangan de seis carriles, de la cual forma parte el puente, permaneció inutilizada durante unas semanas hasta que fue reparado el daño en la estructura.

Como resultado de las consecuencias descritas anteriormente se han planteado algunas alternativas en el proceso de diseño sísmico de puentes nuevos, así como para la rehabilitación de los puentes existentes que no cumplen con los criterios de seguridad que se recomiendan en las normas vigentes en la actualidad.

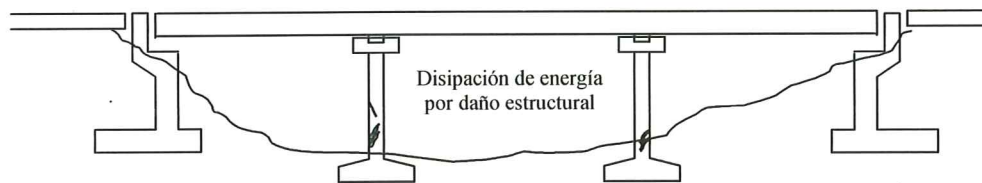
1.2 SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN SÍSMICA

Tradicionalmente se ha recurrido a la modificación de la rigidez, masa o geometría de una estructura, cuando se intenta reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que se generan como resultado de las oscilaciones provocadas por un sismo. En el caso de sismos extremos se confía a la ductilidad del sistema la capacidad de disipar la energía adicional. Por lo que se refiere a los apoyos, se tiene especial cuidado en proporcionar a los vanos una longitud de asiento suficiente y en revisar cuidadosamente la resistencia de pernos y conectadores. Las normas se han orientado a mejorar la práctica constructiva con el propósito de incrementar la capacidad de disipación de energía de los elementos en los que se concentra la demanda de ductilidad, lo cual ocurre generalmente en las pilas.

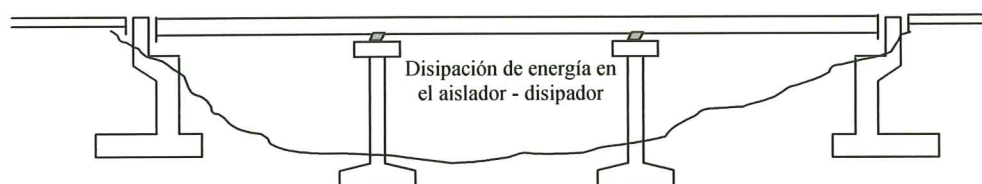
1.2.1 Control pasivo

Como alternativa a las medidas anteriores, el control pasivo de estructuras es una de las estrategias que se han propuesto en los últimos años para controlar los desplazamientos y las fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un temblor. El concepto en el que se basa el control pasivo se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura y a mejorar su capacidad de disipar energía, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos, contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño en los elementos que la forman. Esto representa una importante ventaja, ya que al evitar el daño a los elementos del puente se consigue que la estructura permanezca en condiciones de funcionalidad después de ocurrido un siniestro.

En la figura 1.1 (a) se ilustra el efecto de un sismo importante en una estructura típica de un puente, donde las grandes deformaciones generan agrietamientos importantes en las pilas, a las que se les exige una gran ductilidad para lograr disipar la energía del temblor sin que la estructura se derrumbe. En la figura 1.1 (b) se presenta el caso de un puente con un sistema de aislamiento, con el que se logra reducir las fuerzas de inercia en las pilas del puente. La disipación de energía inelástica que se demanda en un sismo extremo se realiza por medio de la deformación histerética de los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.



1.1 (a) Puente tradicional



1.1 (b) Puente con sistema de control pasivo

Figura 1.1 Respuesta sísmica de un puente convencional y de un puente con aislamiento sísmico

Los principales sistemas de control pasivo se presentan en la tabla 1.1. Entre paréntesis se indican las letras que se utilizan para identificarlos y que proceden de las siglas de su nombre en inglés, por ejemplo, los amortiguadores por extrusión de plomo se identifican con LED (Lead Extrusion Dampers).

Aislamiento de base	Disipadores de energía	Amortiguadores resonantes
Apoyos laminados (RB)	Amortiguadores por plastificación de metales (MD)	Amortiguador de masa (TMD)
Apoyos laminados de gran amortiguamiento (HDR)	Amortiguadores por fricción (FD)	Amortiguador de líquido (TLD)
Apoyos laminados con corazón de plomo (LRB)	Amortiguadores viscoelásticos (VE)	
Apoyos laminados con disipadores de energía	Amortiguadores de fluidos viscosos (VF)	
Apoyos deslizantes lubricados, con disipadores de energía (SB)	Amortiguadores por extrusión de plomo (LED)	
	Aleaciones con memoria de forma (SMA)	

Tabla 1.1 Sistemas de control pasivo

Aisladores de base

Los aisladores de base incrementan el periodo fundamental de vibración de una estructura, con el objeto de alejarla de las zonas del espectro de respuesta en las que se concentra la energía del sismo. Para evitar que los desplazamientos resulten excesivos y reducir aún más la respuesta de la estructura, estos dispositivos se combinan con algún tipo de amortiguador mecánico. Un ejemplo lo constituyen los apoyos con corazón de plomo (LRB), formados por apoyos laminados a los que se les inserta un elemento de plomo en perforaciones hechas previamente en el elastómero (figura 1.1). Otro ejemplo, de uso cada vez más frecuente, es el empleo de neoprenos a los que se les adicionan aditivos durante su fabricación con el propósito de aumentar el amortiguamiento intrínseco del material (HDR). El desarrollo de estos tipos de aisladores de base, parte del uso de los apoyos elastoméricos (RB) que son fabricados mediante la vulcanización de láminas de neopreno con placas delgadas de acero, y que se utilizan en los puentes para permitir los movimientos horizontales del tablero producidos por la temperatura y la reología.

El otro gran grupo de aisladores lo forman los apoyos deslizantes, formados por placas que disipan la energía por fricción. En algunos casos se les adiciona algún mecanismo para restituir la posición original de la estructura después de la deformación, o bien, se hace uso de placas curvas que aprovechan la gravedad para restaurar la posición original de la estructura, como en el péndulo de fricción (Friction Pendulum System, FPS) que se muestra en la figura 1.2. Es común que a los apoyos deslizantes se les agregue algún dispositivo para disipar energía adicional, generalmente un disipador de energía formado por algún metal o un amortiguador hidráulico. Se han presentado algunos casos en los que se combinan los apoyos laminados con apoyos deslizantes.

Disipadores de energía

Los disipadores de energía transforman en calor la energía cinética que transmite el sismo a la estructura. Los primeros disipadores de energía se utilizaron con la intención

de proporcionar amortiguamiento adicional a los sistemas de aislamiento de base y eran generalmente disipadores de tipo metálico. Su desarrollo ha evolucionado hasta el grado en que pueden emplearse como una alternativa a los sistemas de aislamiento. Existen diferentes mecanismos para lograr la conversión de energía cinética, pero podemos dividirlos en dos grupos principales, los que disipan energía histerética y los de carácter viscoso. Los amortiguadores histeréticos son fundamentalmente dependientes de los desplazamientos y disipan la energía mediante alguno de los siguientes conceptos: la plastificación de algún metal debido a las deformaciones por flexión, torsión o cortante; la extrusión de algún metal, generalmente plomo o acero; o a través de la fricción entre dos superficies de deslizamiento. En la figura 1.3 se muestra un amortiguador histerético de acero que trabaja por flexión de un elemento de sección variable en voladizo. Los amortiguadores de carácter viscoso son esencialmente dependientes de la velocidad y frecuentemente son también dependientes de la frecuencia; trabajan mediante la deformación por cortante entre capas de materiales viscoelásticos o por el flujo de fluidos viscosos.



Figura 1.1 Apoyo laminado con elementos de plomo (LRB) en proceso de manufactura (Shioi et al, 1994)

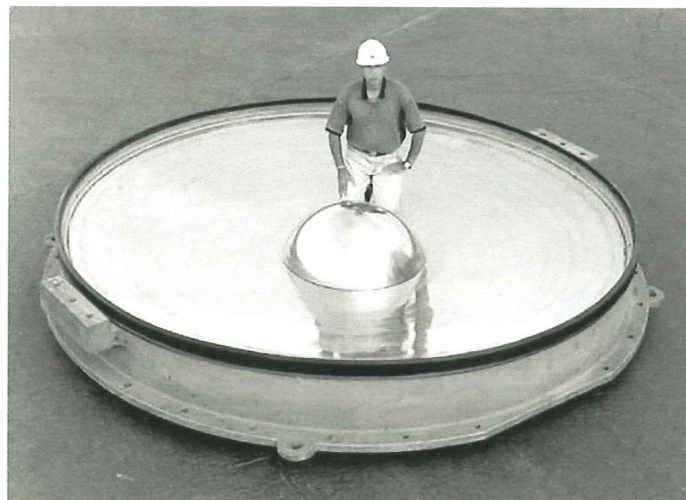


Figura 1.2 Péndulo de fricción que fue instalado en el puente Martínez – Benicia en Estados Unidos (Earthquake Protection Systems Inc., 2000)

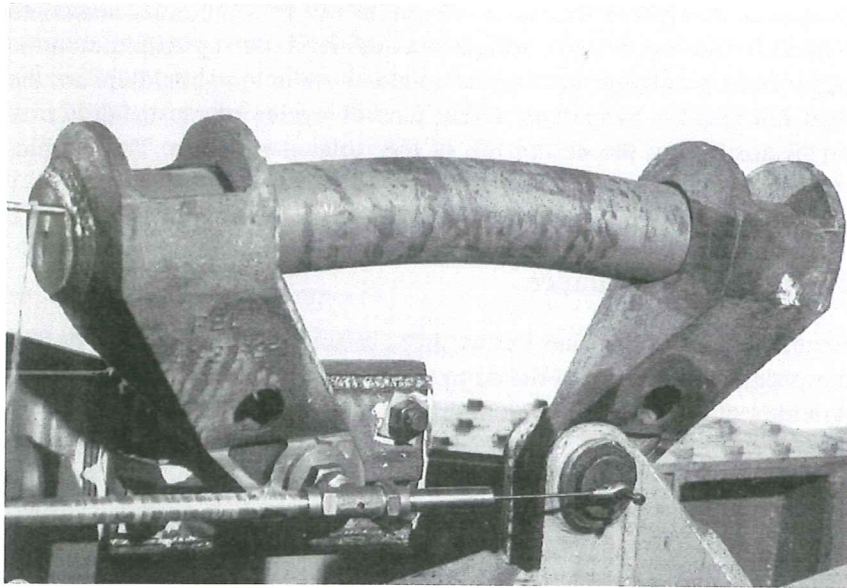


Figura 1.3 Dispositivo de acero que disipa energía por medio de las deformaciones histeréticas a flexión (Skinner, et al, 1993)

Amortiguadores resonantes

Los amortiguadores de masa consisten en la adición de una masa secundaria con una rigidez y amortiguamiento tales, que entran en sintonía con el periodo fundamental de la estructura incrementando su amortiguamiento. Existen amortiguadores de masa (TMD), en los que un bloque sólido de metal o de hormigón actúa como masa secundaria. En este sistema es necesario considerar resortes y amortiguadores adicionales, para conectar la masa secundaria a la estructura que se pretende proteger. También se ha propuesto sustituir el bloque sólido que constituye la masa secundaria, por un tanque con un líquido (TLD), que cumple los mismos propósitos que la masa secundaria. Los amortiguadores de líquido proporcionan amortiguamiento adicional al interactuar el fluido con los bordes del recipiente que lo contiene, y el mecanismo de restitución del sistema a su posición original se genera por medio de la acción de la gravedad.

Este grupo de amortiguadores puede ser visto como un subconjunto de los disipadores de energía, pero también se le clasifica en forma independiente porque su mecanismo de disipación es distinto, ya que transfieren la energía cinética mediante su distribución entre distintos modos de vibración.

1.2.2 Control activo

El desarrollo de los sistemas de control de vibraciones ha dado origen a una nueva familia de sistemas de control que disipan la energía cinética mediante la aplicación de una fuerza activa, contraria a la generada por la acción externa. Los sistemas activos consisten en una fuente de potencia externa que aplica fuerzas a la estructura mediante una serie de actuadores. La respuesta del sistema se mide con sensores físicos de tipo

óptico, mecánico, eléctrico o químico, entre otros, que se encargan de enviar las señales a un ordenador, que manda a su vez las señales a los actuadores mediante un algoritmo de control.

El control activo presenta una serie de ventajas en comparación con los sistemas pasivos que han motivado su creciente desarrollo tecnológico en los últimos años (Soong, 1994). Entre las ventajas asociadas al control activo se pueden citar:

- a) Mayor efectividad en el control de vibraciones de la estructura, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control.
- b) Son relativamente insensibles a las condiciones del terreno y a las características dinámicas del movimiento.
- c) Son útiles para la mitigación de diferentes tipos de riesgo, como pueden ser sismos y vientos extremos.
- d) Permiten seleccionar el tipo de acciones sobre las que orientar la protección de la estructura, por ejemplo, durante condiciones de servicio se puede dar preferencia al control del confort humano sobre otros aspectos del movimiento estructural, e incrementar la seguridad durante acciones dinámicas severas.

Uno de los principales inconvenientes en la aplicación de estos sistemas consiste en la necesidad de una fuente de potencia externa. Por tal motivo, se han propuesto sistemas híbridos, que utilizan un control activo como complemento de un control pasivo para mejorar el comportamiento de la estructura. El control híbrido puede eliminar algunas de las limitaciones de los otros dos sistemas cuando actúan aisladamente, dando por resultado una mejor alternativa de control. Otra opción consiste en el uso de sistemas semiactivos, en los que los actuadores no están diseñados para producir un movimiento en la estructura en sentido opuesto al que le produce la excitación, sino que intentan simplemente detenerla. Una de las características más atractivas de estos sistemas es que los requerimientos de energía externa son considerablemente menores que los necesarios en los sistemas activos. Muchos pueden operar con una batería, lo cual es vital durante eventos sísmicos en los que la fuente de poder principal de la estructura puede fallar. Con estos sistemas se tiene la posibilidad de reducir efectivamente la respuesta durante un amplio arreglo de condiciones de carga dinámica. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos, se han aplicado principalmente en puentes de grandes luces, en los que la relación costo beneficio puede hacerlos atractivos.

El control activo es un área relativamente reciente, no obstante, se observa un desarrollo consistente en la investigación y aplicación de estos sistemas, al grado de que se cuentan por decenas las aplicaciones en edificios y puentes en el Japón. Sin embargo, todavía existen muchas barreras y retos que resolver en el campo del control estructural para poder considerarlo como un área madura en su desarrollo teórico, tecnológico y de aplicación. Algunos aspectos que deben fortalecerse son: el desarrollo de actuadores para el caso de sismos fuertes, la reducción del costo de implementación y de mantenimiento, la eliminación de los problemas inherentes a la fuente externa, el aumento de la confianza y la robustez del sistema, y la aceptación por parte de la comunidad. En la actualidad el control híbrido y el semiactivo ya ofrecen soluciones a algunos de estos retos.

1.3 APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Los primeros puentes en los que se utilizó un sistema de control fueron el Motu en 1973 y el Raingitikei en 1974, ambos construidos en Nueva Zelanda.. En el primero de ellos, se utilizaron vigas de acero en U, para disipar energía a través de las deformaciones histeréticas por flexión. En el caso del viaducto sur Raingitikei (figura 1.4) se utilizó un aislamiento de rotación que incrementa la flexibilidad transversal del puente (Skinner et al, 1993). Para llevarlo a cabo, cada una de las dos columnas que constituyen una pila del puente, puede desplazarse verticalmente, en forma alternada, con lo cual queda libre el grado de libertad correspondiente al balanceo transversal. La extensión del desplazamiento vertical y el consecuente movimiento lateral del tablero del puente, están limitados por la disipación de energía que se produce por la plastificación de un dispositivo de acero que trabaja por torsión, que se conecta en la unión de la parte inferior de la columna con el cabezal de la pila de cimentación y que disipa energía durante el movimiento vertical de las columnas. Se colocaron topes para limitar a 125 mm el desplazamiento de las columnas hacia arriba. Este tipo de aislamiento resultó muy efectivo debido a que el centro de gravedad del puente es elevado, por lo que las fuerzas de inercia que se generan en el tablero producen momentos de volteo importantes en la base de las columnas en el caso de un puente de base fija. De acuerdo

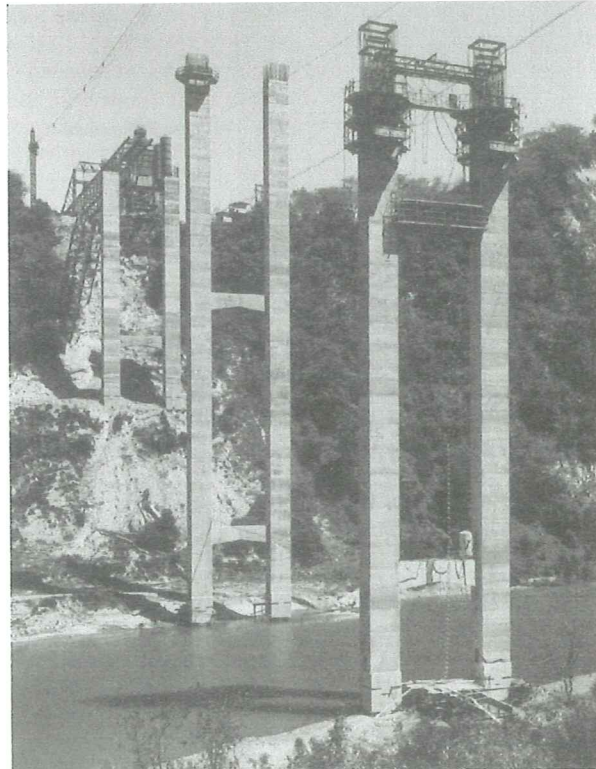


Figura 1.4 El Viaducto sur Raingitikei fue aislado transversalmente al permitir la rotación de las pilas mediante el desplazamiento vertical de las columnas (Skinner, et al, 1993)

con los estudios analíticos, las fuerzas en las columnas resultan cuatro veces menores que las que se generan cuando el puente no está aislado, mientras que los disipadores de energía limitan los desplazamientos a la mitad de los que se producen cuando el puente no cuenta con ellos.

A partir de 1974 el uso del control pasivo en puentes se ha extendido ampliamente. Por este motivo es difícil contar actualmente con un censo de todos los puentes en el mundo en los que se han incorporado estos sistemas. La información proporcionada por Skinner et al (1993), Soong y Constantinou (1994), Kawashima y Unjoh (1994) y Mayes (1994), correspondiente a puentes construidos hasta el año de 1993, permite dar un panorama general de la aplicación y evolución del control pasivo en puentes. Hasta ése año se habían empleado dispositivos de aislamiento y disipación de energía en un total de 302 puentes en todo el mundo. En la figura 1.5 se indican los países que incorporaron sistemas de control pasivo en este tipo de estructuras. Italia, con 168 casos, equivalentes a casi 150 kilómetros de estructuras con protección sísmica, es el país en el que se extendió más rápidamente la aplicación de aisladores de base y disipadores de energía en puentes reales.

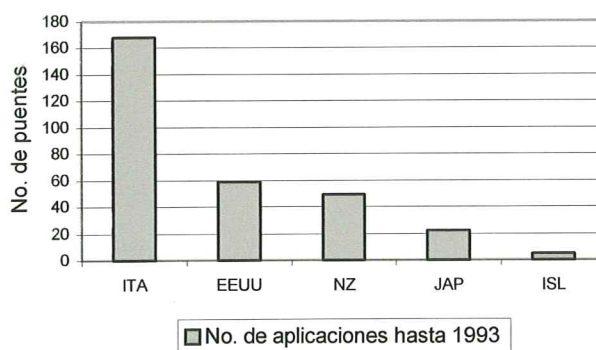


Figura 1.5 Países que han utilizado sistemas de control pasivo en puentes hasta el año de 1993

Es interesante observar el crecimiento que ha tenido en Estados Unidos la aplicación de sistemas de control pasivo después del año de 1991 (figura 1.6). Antes de esta fecha se habían instalado sistemas de aislamiento y disipación de energía en siete puentes únicamente. Sin embargo, las consecuencias del sismo de Loma Prieta de 1989 y la edición de las nuevas especificaciones para el aislamiento sísmico que editó AASHTO en 1991, contribuyeron al incremento en el empleo de este tipo de dispositivos, a tal grado que a finales de 1993 ya había 59 puentes con sistemas de control pasivo. Este mismo fenómeno ocurrió después del sismo de Kobe, en donde el número de licencias para construcción de edificios con sistemas pasivos de control que fueron autorizadas en 1997 y 1998 fue muy superior al de los años anteriores (Clark et al,1999).

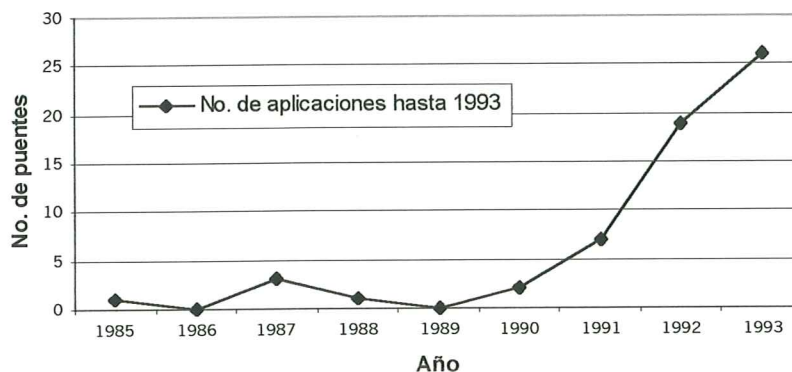


Figura 1.6 Incremento de puentes con sistemas de control pasivo en EE.UU. después del sismo de Loma Prieta de 1989

1.3.1 Aisladores de base

Se puede afirmar que los sistemas de control de vibraciones que han sido utilizados con mayor frecuencia son los apoyos de hule con corazón de plomo. Hasta el año 1993 el 85% de los puentes con sistemas de control que fueron construidos fuera de Italia, utilizaron apoyos LRB. En Italia se ha preferido el uso de apoyos deslizantes formados por superficies lubricadas de acero pulido inoxidable.

El neopreno de alto amortiguamiento (HDR) fue fabricado inicialmente en el Reino Unido y se utilizó por vez primera en el aislamiento sísmico de una estructura en Estados Unidos. En Japón se empleó un componente distinto para producir un neopreno con alto amortiguamiento que cuenta con una baja rigidez y alta capacidad de disipar energía. Este tipo de apoyos ha sido instalado en algunos puentes durante la década de 1990. El puente Yamaage de 246 m de longitud, formado por seis vanos continuos de hormigón pretensado, fue aislado sísmicamente mediante apoyos HDR. El empleo en Japón de estos dispositivos de control pasivo se ha incrementado de forma significativa desde entonces, en particular, en la rehabilitación y reconstrucción de los puentes dañados por el sismo de Kobe.

La aplicación más espectacular en puentes de un sistema de péndulo con fricción (FPS) lo constituye el proyecto de rehabilitación del puente Martínez Benicia, en el que se instalaron los apoyos para aislamiento sísmico más grandes del mundo (Earthquake, 2001), ya que miden casi cuatro metros de diámetro y pesan 63.5 t. (figura 1.2). El puente Martínez Benicia forma parte de una de las tres vías de transporte más importantes en el área de la bahía de San Francisco; consta de 6 carriles, con una circulación promedio de 100 000 vehículos diarios, y se considera una de las estructuras esenciales en las operaciones post - terremoto de la región. El puente tiene 1876 metros de longitud distribuidos en diez vanos, con una superestructura formada por vigas de acero soportadas por pilas de hormigón. Se instalaron dos apoyos en la parte superior de las pilas, directamente debajo de las vigas. De acuerdo con sus diseñadores (Earthquake, 2001), se logró un ahorro de millones de dólares en el proyecto de rehabilitación, en comparación con lo que se hubiera gastado si se utilizaran apoyos laminados RB.

1.3.2 Disipadores de energía

En un principio los dispositivos constituidos por elementos de acero que disipan energía histerética a través de su plastificación (MD) fueron utilizados ampliamente en Italia para incrementar el nivel de amortiguamiento de los apoyos deslizantes. El viaducto Martoiolo representa una de las aplicaciones más interesantes de apoyos deslizantes combinados con dos tipos de disipadores de energía (figura 1.7) y conectadores sísmicos (STU). El puente fue construido en 1990 y tiene 8 kilómetros de longitud con aislamiento sísmico. El sistema consiste en el aislamiento de secciones continuas, cada una de ellas de 426 metros aproximadamente. En los extremos de cada una de las secciones, se emplearon cuatro apoyos lubricados deslizantes multidireccionales. En el centro de la sección existen dos apoyos del mismo tipo que los que existen en los extremos, pero combinados con amortiguadores metálicos con forma de E, que disipan energía por medio de la plastificación del acero. Entre los extremos y el centro de la sección también se instalaron disipadores con forma de E, junto con un dispositivo STU que se activa únicamente cuando la velocidad del movimiento supera 1.0 mm/s. De esta forma, bajo condiciones de servicio, el puente se comporta igual que un puente normal en el que los apoyos permiten el desplazamiento debido a los cambios de temperatura y a la reología del hormigón, pero que cuenta con una rigidez adicional en sitios específicos del puente para las acciones adicionales que se presentan bajo condiciones de servicio. Durante movimientos intensos los MD disipan la energía mediante la plastificación del acero y se cuenta con un límite máximo de desplazamiento cuando se activan los STU.

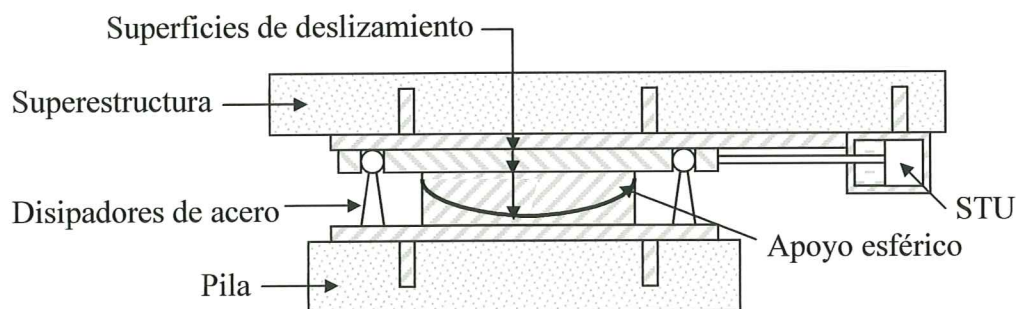


Figura 1.7 Esquema de uno de los disipadores circulares del viaducto Martoiolo, conectado en serie con un conectador sísmico (Skinner et al, 1993)

Además de la propiedad de disipación de la energía sísmica los amortiguadores por extrusión (LED) trabajan como conectadores sísmicos (STU) al impedir el desplazamiento ante la acción del viento o las fuerzas longitudinales del tráfico, como se describe en el caso del puente Martoiolo. También se han colocado en el estribo inferior de estructuras con fuerte pendiente longitudinal para impedir el desplazamiento de la estructura por el efecto del frenado de los vehículos que transitan hacia abajo. Los desplazamientos debidos a la temperatura son absorbidos por el flujo plástico de los amortiguadores y parte de la energía que se transmite durante un sismo intenso es disipada por el LED.

Los amortiguadores que se basan en la disipación de energía generada por el paso de un fluido viscoso a través de una serie de orificios (VF), han tenido numerosas aplicaciones

en el aislamiento y absorción de impacto en los sistemas de defensa y aeronáutica desde hace varias décadas. En 1974 se aplicó por primera vez un dispositivo VF en un puente en Italia y para el año 1990 ya se habían instalado en varios puentes de ese país. Actualmente se han empleado este tipo de amortiguadores en estructuras de importancia para la disipación de energía sísmica y eólica. En la tabla 1.2 se presentan los puentes en los que se han empleado amortiguadores con fluidos viscosos (VF) que fabrica la compañía Taylor Devices Inc.

Aunque las aleaciones con memoria de forma (SMA) están disponibles comercialmente desde la década de 1960, su aplicación en el área de ingeniería civil es más reciente. Existen algunas propuestas respaldadas por estudios analíticos y experimentales (ver Soong y Dargush, 1997) pero no se cuenta con aplicaciones en estructuras reales todavía. En particular, el Nitinol posee características que lo hacen deseable como disipador de energía, pero un factor importante que debe tomarse en cuenta es su elevado costo (del orden de 40 euros/N), que lo puede hacer prohibitivo para su empleo en obras civiles.

1.3.3 Amortiguadores resonantes

A la fecha se han utilizado amortiguadores de masa (TMD) en un número significativo de edificios altos, puentes, torres y chimeneas, en la mayor parte de los casos para controlar las vibraciones producidas por el viento. La primera aplicación de este tipo de amortiguador se utilizó en el puente Meiko Nishi (Fujino, 2000). En el puente Akashi-Kaikyo se instalaron amortiguadores de masa en las torres principales del puente para reducir el efecto de las vibraciones producidas por el viento durante y después de la construcción (Tatsumi y Hata, 1998). Los TMD que fueron instalados consisten en una masa colgante, tipo péndulo, un resorte y un amortiguador de aceite, como se muestra en la figura 1.8. Se instaló un TMD de 84 t de peso para reducir las vibraciones del primer modo debidas a flexión y un segundo TMD de 114 t, para reducir las vibraciones del primer modo en torsión para el puente terminado. Ambas masas se instalaron en el interior de las torres. Los resultados de las mediciones en campo y de las pruebas de vibración ambiental que se han realizado, muestran que los osciladores resonantes añadieron un 3% de amortiguamiento a las torres, cuyo amortiguamiento inherente era de 1%. No se incluye ningún estudio sobre su comportamiento sísmico, pero se tiene el antecedente del sismo de Kobe de 1995, que se originó en la falla Nojima, cuyo recorrido se ubica entre las torres del puente Akashi-Kaikyo, con una ligera inclinación. El sismo provocó un aumento del vano principal de 80 cm y un incremento en la longitud total del puente de 110 cm, sin embargo, aun cuando las torres del puente ya estaban terminadas el día del siniestro, no presentaron ningún daño, debido en parte posiblemente (Buckle, 2000) a la presencia de los TMDs.

Los amortiguadores resonantes de líquidos (TLD) se han instalado con el objeto de reducir las vibraciones producidas por el viento en estructuras de gran altura. Las primeras aplicaciones prácticas se presentaron en Japón, en la torre del aeropuerto de Nagasaki y en la torre Yokohama, ambos en el año de 1987; posteriormente se instalaron también en edificios, torres y en los puentes atirantados Higashi Kobe y Toda. Con base en pruebas realizadas en túnel de viento, se decidió suprimir las oscilaciones producidas por vórtices durante la construcción de la torre de 120 metros de altura del puente atirantado Ikuchi, formado por tres vanos continuos de 150 – 490 – 150 m de

Nombre del puente	Fecha de instalación	Tipo de obra	Tipo de acción	Información adicional
West Seattle	1990	Rehabilitación	Tráfico	Aislamiento del tablero
Montlake	1996	Rehabilitación	Tráfico	Puente basculante
First Avenue	1996	Nueva	Tráfico	Puente basculante
First Avenue South	1998	Rehabilitación	Tráfico	Puente basculante
Willamette River	1999	Rehabilitación	Sismo y viento	Puente peatonal
Sydney Lanier	1999	Nueva	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Aeropuerto de San Francisco	1999	Nueva	Sismo	Puente peatonal
Aeropuerto de San Francisco	1999	Nueva	Sismo	Sistema de ferrocarril
Puente de la Bahía Oakland –San Francisco	1999	Reparación provisional	Sismo	Sección al Este. Puente de armadura
I5/91 HOV	1999	Nueva	Sismo	Reducción de demandas
Amolanas	2000	Nueva	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
East Huntington	2000	Rehabilitación	Viento	Control de los cables de un puente atirantado
Novelty 404B	2000	Rehabilitación	Sismo	Restricción de movimiento sísmico
Abernethy	2000	Rehabilitación	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Accesos al puente colgante Triborough	2000	Rehabilitación	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Cape Girardeau	2000	Nueva	Sismo	Puente atirantado
Maysville	2000	Nueva	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Sacramento River	2000	Rehabilitación	Sismo	Amortiguamiento de la rotación transversal de las pilas
Route 364 Page Avenue	2001	Nueva	Sismo	Puente en arco metálico
Puente de la Bahía Oakland - San Francisco	2001	Rehabilitación	Sismo	Puente colgante. Sección entre San Francisco y la isla Yerbabuena

Tabla 1.2 Instalación en puentes de amortiguadores con fluidos viscosos de la compañía Taylor Devices Inc. (Taylor y Constantinou, 2000)

longitud. Las torres tienen una frecuencia natural de 0.25 Hz y 0.2% de amortiguamiento de acuerdo con las pruebas de vibración libre realizadas. Los desplazamientos de la torre, estimados en 400 mm, se reducen a 20 mm mediante dos tanques rectangulares de 5 x 1.3 metros. Los tanques están diseñados con cavidades que permiten incrementar la disipación de energía con un tirante de agua de 0.8 m, propuesto con base en pruebas de vibración libre. El amortiguamiento se incrementó a 3.7% con el cual se logró satisfacer los requisitos de diseño.

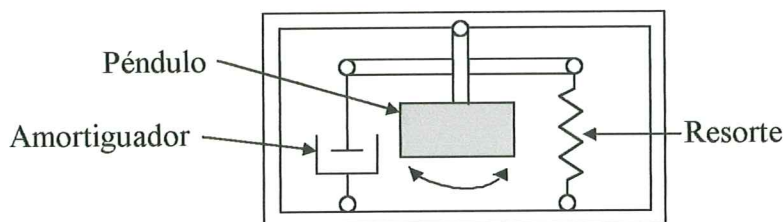


Figura 1.8 Amortiguadores de masa (TMD) instalados en el interior de las torres del puente Akashi-Kaikyo para reducir las vibraciones producidas por el viento

1.4 NORMATIVA

La falta de normas y especificaciones de carácter legal se ha considerado como uno de los impedimentos para la utilización de los sistemas de control. A la fecha, las normas existentes se limitan a los sistemas de aislamiento y disipación de energía, sin incluir aspectos relacionados con los amortiguadores de masa (TMD) o de líquido (TLD). Para los sistemas activos aún no se han editado especificaciones o guías de diseño que contribuyan a su aplicación práctica en forma más amplia.

Las especificaciones para el diseño de puentes con apoyos de neopreno con núcleo de plomo, editadas por el Ministerio de Obras y Desarrollo de Nueva Zelanda (New Zealand, 1983) constituyen las primeras normas para la protección sísmica de puentes con un sistema de aislamiento y disipación de energía. Posteriormente, en la década de 1990 se publican por vez primera recomendaciones oficiales en Estados Unidos (American, 1991 y 1999), Japón (Japan, 1996), Italia (Autostrade, 1991) y en general en los países europeos, a través del Eurocódigo 8 (1998).

1.4.1 Filosofía de diseño

Actualmente la filosofía de diseño es la misma que ha sido adoptada prácticamente por todos los reglamentos desde la década de 1970: se pretende que los puentes sean funcionales y que los componentes estructurales permanezcan dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento moderado o pequeño; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

Para el caso particular de sistemas con aisladores y disipadores de energía, se admiten dos criterios. El criterio denominado en algunos códigos como aislamiento total, pretende evitar el daño en los elementos estructurales durante el sismo de diseño, a diferencia de un puente convencional en el que se espera que la deformación inelástica de algunos de sus elementos contribuya a disipar la energía que introduce el sismo en la estructura; de esta forma se mejora el comportamiento del puente pero no se puede asegurar un beneficio económico derivado de la instalación del sistema de aislamiento. El otro criterio, conocido como aislamiento parcial, tiene como objetivo reducir los costes de proyecto aprovechando la disminución de las fuerzas sísmicas en los

elementos estructurales, pero manteniendo el mismo nivel de comportamiento que en el caso de los puentes convencionales.

Si se adopta la alternativa de aislamiento total se alcanzan reducciones en los costos del orden del 10%, de acuerdo con la información proporcionada por Mayes et al (1992). Si se opta por el aislamiento parcial, el costo es semejante o incluso ligeramente menor que el de un diseño tradicional. Con esta última alternativa se pueden alcanzar las mismas probabilidades de excedencia para sismos con periodos de retorno mayores, de manera que el aislamiento sísmico proporciona protección adicional contra sismos extraordinarios.

Como consecuencia del tipo de suelo y de la magnitud de los temblores que ocurren en Japón, se ha observado que la energía de los sismos se concentra en los periodos altos. Por tal motivo, la filosofía de diseño de las especificaciones de la Asociación Japonesa de Carreteras (JRA, 1996) consiste en no incrementar de manera intencionalmente el periodo de un puente, sino en aumentar la capacidad de disipación de energía y distribuir de manera uniforme la fuerza de inercia entre todos los apoyos.

Dado que no existe experiencia suficiente en puentes con aislamiento sísmico que hayan experimentado temblores de gran intensidad, la fuerza sísmica que debe aplicarse a una estructura como resultado del uso de un sistema de control pasivo, se limita a una pequeña reducción de los espectros que se proponen para los puentes convencionales en el código de la JRA. Además el beneficio de los disipadores se limita únicamente a la dirección longitudinal, debido a la especificación que restringe los desplazamientos transversales de los apoyos. En la medida en que se acumule mayor información sobre puentes reales sometidos a sismos grandes, se espera que esta limitación sea eliminada.

1.4.2 Rehabilitación de puentes existentes

A pesar de que una de las principales aplicaciones del aislamiento sísmico de estructuras es la rehabilitación de puentes existentes, la mayor parte de las normas están orientadas al proyecto de estructuras nuevas, sin una mención explícita a los criterios que deben adoptarse en el caso de proyectos de refuerzo. La guía de Autostrade es la única que hace una referencia al criterio de diseño que debe adoptarse en el caso de la rehabilitación, al permitir una reducción en la intensidad sísmica de diseño de hasta el 30% en el proyecto de refuerzo, con base en consideraciones de la vida útil de la estructura. La Federal Highway Administration (FHWA) de los Estados Unidos está elaborando un manual para la rehabilitación de puentes existentes que considera como alternativa el uso de sistemas de aislamiento y disipación de energía.

1.4.3 Emplazamientos cercanos a una falla activa

Una de las principales preocupaciones en la aplicación de los sistemas de aislamiento y disipación de energía, lo constituyen los puentes emplazados cerca de fallas activas. Los movimientos generados por fuentes cercanas se caracterizan por elevados niveles de aceleración durante un solo pulso, que no favorecen la disipación de energía de los dispositivos histeréticos; por otra parte, los altos periodos de oscilación que se observan en los registros, tampoco son recomendables para el aislamiento sísmico de estructuras.

Las recomendaciones de 1996 de la Applied Technology Council (ATC-32), del Departamento de Transporte de California (Caltrans, 1999) y las de la Asociación Japonesa de Carreteras (JRA, 1996), proponen espectros de respuesta para los movimientos de fuente cercana cuando se revisa el nivel de seguridad para el diseño frente a sismo. El resto de los reglamentos se limitan a recomendar que se realicen estudios específicos para puentes localizados a distancias menores a 15 km de una falla activa.

Para tener en cuenta la presencia de una falla activa a una distancia menor de 15 km, el código del Departamento del Transporte de California (Caltrans, 1999), propone incrementos en los espectros de aceleración de un 20% como máximo, para periodos naturales superiores a 1.5 segundos en suelos blandos, o en periodos mayores a 1.0 segundo cuando se trata de terrenos firmes o intermedios. El reglamento de la Asociación Japonesa de Carreteras (JRA, 1996), incorpora el efecto de sismos en emplazamientos cercanos mediante un espectro especial (sismo tipo II), que se utiliza para la revisión de la seguridad, y que debe considerarse adicionalmente a los espectros de funcionalidad y seguridad para los sismos lejanos (sismos tipo I). En la figura 1.9 se observa un importante incremento en la aceleración de diseño para periodos menores a un segundo, en los espectros correspondientes a terreno firme que propone la JRA. Por el contrario, las ordenadas del espectro de campo cercano para periodos superiores a 1.3 segundos son menores que las de un sismo lejano. Las diferencias con la propuesta de Caltrans (1999) son evidentes.

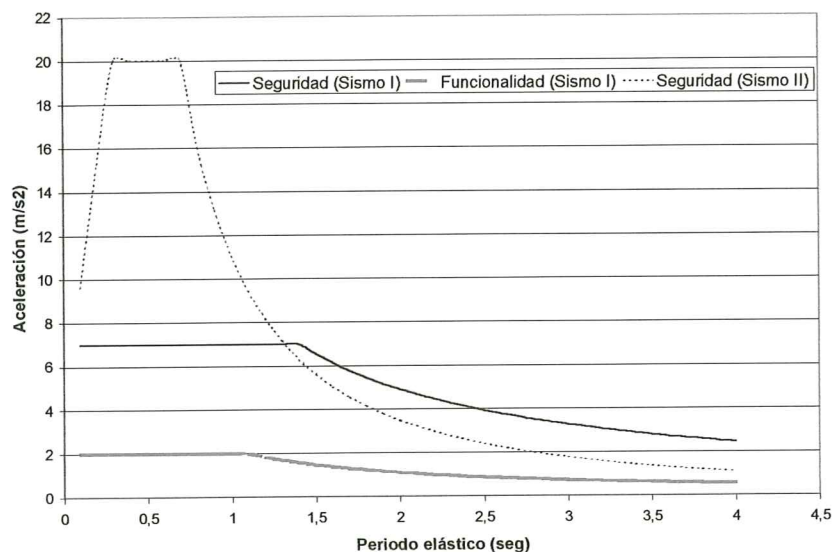


Figura 1.9 Espectros elásticos para terreno firme en emplazamientos lejanos y cercanos a una falla activa, según el código de la asociación Japonesa de Carreteras de 1996

1.4.4 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

El criterio de aplicar las dos componentes de aceleración en forma simultánea es el mismo que se propone en las primeras versiones del Uniform Building Code para el diseño de edificios con aislamiento (International, 1991). Esta prescripción no parece

tener un fundamento serio (Naeim y Kelly, 1999), y conduce a que los diseños con aisladores resulten más conservadores que los diseños convencionales, lo que afecta directamente la relación costo/beneficio en los proyectos de puentes con aislamiento y desalienta el uso de los sistemas de control.

1.4.5 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento

En general, las normas exigen que las propiedades de los aisladores se obtengan directamente de las pruebas experimentales realizadas en al menos dos dispositivos a escala natural. Cuando las dimensiones de los aisladores no permita realizar las pruebas en los prototipos, se permite extrapolar los resultados obtenidos en pruebas a escala reducida, siempre y cuando se respeten las condiciones de similitud entre el modelo y el dispositivo real.

A pesar de los requisitos que se imponen a los ensayos para determinar las características de los dispositivos aisladores y de los programas de inspección y mantenimiento que se exigen a las estructuras con aislamiento, se observa que las normas mantienen un criterio conservador al determinar que se amplifiquen las fuerzas y los desplazamientos que resultan de los análisis sísmicos. Estas limitaciones llevan a diseños más costosos, que desalientan el uso de dispositivos de control de vibraciones. Se espera que las labores de experimentación, investigación y diseño, pero sobre todo el buen comportamiento que puedan llegar a presentar los puentes aislados reales durante la ocurrencia de sismos importantes, eliminarán el conservadurismo, complejidad y requerimientos de prueba de los dispositivos que hoy se especifican en los códigos, y permitirán el aprovechamiento óptimo de los sistemas de control pasivo.

CAPÍTULO 2

AISLADORES DE BASE

En el capítulo anterior se presenta el estado actual relativo al uso de los sistemas de control de vibraciones en puentes. A partir de esta revisión se confirma que los sistemas de control pasivo y activo han tenido un desarrollo notable en los últimos años, que no se restringe únicamente al campo de la teoría, sino a su aplicación tanto para la rehabilitación de estructuras existentes, como para la protección sísmica y eólica de estructuras nuevas.

Los sistemas de control activo presentan algunas ventajas sobre los sistemas pasivos, entre las que se pueden citar: su aplicabilidad a diferentes condiciones de riesgo en una misma estructura, por ejemplo, para la protección ante los efectos de viento y sismos; mayor efectividad en el control de la respuesta, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control; independencia con respecto a las condiciones de sitio y de las características del movimiento; selectividad de los objetivos de control, como por ejemplo, dar prioridad al control de aceleraciones para el confort humano durante condiciones de servicio e incrementar la seguridad de la estructura durante condiciones de carga dinámica severa. A pesar de las ventajas que ofrecen los sistemas de control activo, existen algunos inconvenientes que han retrasado su desarrollo teórico y tecnológico, y como consecuencia su aplicación en estructuras reales. Una de las principales de ventajas es la fiabilidad del sistema de control. Otro de los inconvenientes es su elevado costo, lo que limita su utilización en estructuras de grandes dimensiones, en las que la relación costo beneficio puede hacerlos atractivos.

Por otro lado, los aisladores de base y los disipadores de energía se han utilizado con éxito en puentes de luces grandes medias y pequeñas. Además de su empleo en combinación con sistemas activos para constituir sistemas híbridos, que han sido incorporados con mayor frecuencia que los sistemas semiactivos o totalmente activos. El mayor número de aplicaciones de los sistemas de control pasivo es debido, en parte, a que su desarrollo se ha iniciado antes que el de los sistemas activos, pero también a que ofrecen las siguientes ventajas:

- a) Son usualmente más económicos
- b) No requieren el uso de una fuente de energía externa
- c) Son inherentemente estables
- d) Son altamente confiables y efectivos durante sismos fuertes

Actualmente, el diseño de un sistema de control pasivo se inicia con una etapa de prediseño, en la que se emplean valores típicos de las propiedades mecánicas de los dispositivos que se pretende utilizar, para estimar los valores máximos de la respuesta del dispositivo de control y los del sistema estructura - dispositivo. Con base en estos resultados se diseña el sistema de control y se solicita al proveedor las características reales del dispositivo que se instalará en el puente. A partir de los resultados de los ensayos del elemento que se pretende utilizar, se verifica si es necesario modificar los parámetros empleados en el prediseño para realizar un diseño definitivo. En este capítulo se presenta un panorama general del estado del conocimiento sobre las leyes constitutivas, propiedades mecánicas y principios básicos de diseño de los sistemas de control pasivo que se utilizan en esta primera etapa del diseño.

2.1 PRINCIPIOS BÁSICOS

El aislamiento sísmico consiste fundamentalmente en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible, que filtra las frecuencias altas del movimiento y alarga el periodo natural de vibración de la estructura. Si además, el aislador está equipado con un disipador de energía, como es el caso de los apoyos laminados con un elemento de plomo en el centro (LRB), la mayor parte de la energía se disipa en el elemento aislador-disipador, en vez de hacerlo a través del daño estructural de los elementos que constituyen la estructura, lo que incrementa la eficiencia del sistema.

Para espectros de respuesta que tengan periodos dominantes menores que un segundo, el incremento del periodo que se obtiene con un aislador de base resulta altamente benéfico, como se muestra esquemáticamente en la figura 2.1 (a), en donde se observa que la aceleración a_1 , para la estructura sin aislar, se reduce al valor a_2 , correspondiente a la misma estructura con aisladores. Debe tenerse en cuenta, que esta disminución conlleva un aumento en los desplazamientos del sistema, tal como se observa en la figura 2.1 (b), en la que el desplazamiento de la estructura aislada d_2 , es mayor que el de la estructura sin aisladores d_1 .

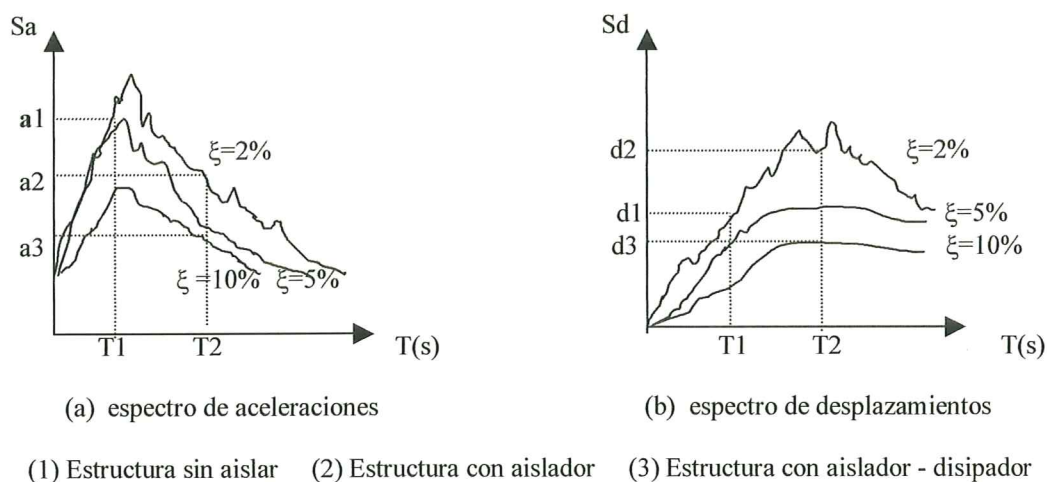


Figura 2.1 Respuesta para un sistema sin aisladores, con aisladores y con un sistema aislador - disipador

El uso combinado de un aislador con un disipador de energía, mejora los resultados anteriores. En la misma figura se observa que la aceleración se reduce al valor a_3 , si el amortiguamiento viscoso equivalente se incrementa del 2 al 10%, y los desplazamientos d_3 , pueden incluso resultar menores que los correspondientes a la estructura sin aisladores.

Debe tenerse en cuenta que el aislamiento de base incrementa artificialmente el periodo de la estructura a valores aproximados a los dos segundos, lo cual resulta un inconveniente si el espectro sísmico tiene una cantidad significativa de energía para esos valores de periodo, tal y como sucede en depósitos profundos de suelo arcilloso con altos contenidos de agua, en los que las múltiples reflexiones y refracciones de las ondas a través de los diferentes estratos de suelo concentran la energía en las frecuencias bajas del movimiento, como en el caso de la ciudad de México. Una alternativa inmediata para estos casos, es el incremento del periodo de la estructura hasta 3 o 4 segundos, aumentando la flexibilidad de la base, sin embargo, esto favorece la aparición de grandes desplazamientos que seguramente serían inaceptables. Otra situación en la que puede resultar impráctico el uso de los aisladores de base, es en el caso de estructuras ubicadas cerca de fallas potenciales, donde los registros instrumentales muestran la existencia de pulsos de velocidad muy grandes.

De todos los sistemas de control de vibraciones que se aplican en Ingeniería Civil, puede considerarse al aislamiento de base como el más maduro. El gran potencial que se vaticina para su aplicación masiva en un futuro próximo, ha alentado a un gran número de empresas e investigadores para el diseño y adaptación de diferentes tipos de aisladores, que se patentan y comercializan rápidamente, ofreciendo al diseñador una gran variedad de dispositivos con ventajas específicas, pero también con limitaciones y desventajas que deben conocerse detalladamente antes de su aplicación en estructuras reales.

La mayor parte de los aisladores de base que se emplean en la actualidad incorporan los apoyos laminados elastoméricos, en los que el elastómero puede ser hule natural o neopreno; la otra gran variante la constituyen los apoyos deslizantes, en los que la superficie de deslizamiento es en muchos casos de teflón y acero inoxidable. Algunos sistemas combinan los apoyos deslizantes con los elastómeros.

Para seleccionar un sistema de aislamiento deben considerarse los siguientes aspectos (Priestley, et al, 1996):

- Su capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros
- El incremento que produce en el amortiguamiento del sistema
- Su capacidad de deformación ante cargas frecuentes de tipo quasi estático
- Su fuerza y desplazamiento de fluencia
- Su desplazamiento último y comportamiento post último
- Su capacidad para auto centrarse después de la deformación (fuerza restitutiva)
- Su rigidez vertical

Un sistema de aislamiento debe proporcionar flexibilidad horizontal, una fuerza de recuperación, capacidad de carga vertical y disipación de energía. En el caso más sencillo, este sistema de aislamiento tiene una rigidez lineal y un amortiguamiento lineal; en otros casos la respuesta del dispositivo es no lineal, pero puede representarse razonablemente bien con un modelo bilineal con lo que se simplifica su tratamiento práctico. También existen dispositivos no lineales que requieren modelos más complejos para poderlos representar adecuadamente.

En la tabla 2.1, adaptada de Skinner, et al (1993), se presenta en forma simplificada las características de linealidad de los sistemas de aislamiento más comunes. El único dispositivo que tiene rigidez y amortiguamiento lineales es el apoyo RB, sin embargo, y a pesar de la experiencia adquirida en su empleo como apoyo para permitir los desplazamientos debidos a la temperatura y reología en el diseño de puentes, su nivel de amortiguamiento es muy bajo (5%), lo que limita su eficiencia para el control de la respuesta de una estructura durante un sismo. Las propuestas que se han realizado para mejorar la capacidad de disipación de energía de estos apoyos, algunas de ellas con gran aceptación en la práctica, como los apoyos LRB o los HDR, no han logrado producir un sistema totalmente lineal. En los apoyos tipo péndulo es necesario adicionar un elemento disipador de energía; si se consigue incorporar un amortiguador lineal en este tipo de apoyos, se consigue un sistema completamente lineal.

Sistema de aislamiento	Fuerza	Amortiguamiento
Apoyo laminado (RB)	Lineal	Lineal
Apoyo laminado con núcleo de plomo (LRB)	No lineal	No lineal
Apoyo de hule de alto amortiguamiento (HDR)	No lineal	No lineal
Amortiguador por extrusión de plomo (LED)		No lineal
Péndulo de fricción	Lineal	Depende del disipador
Amortiguadores metálicos (MD)	No lineal	No lineal

Tabla 2.1 Características de comportamiento de los sistemas de aislamiento más comunes

Los amortiguadores lineales de tipo viscoso tienen como inconvenientes su alta dependencia de la temperatura, el nivel de mantenimiento que requieren, y la dificultad de obtenerlos en un tamaño apropiado.

Algunos disipadores pueden ser dependientes de la amplitud y de la historia de carga, por ejemplo, los hules de alto amortiguamiento (HDR) dependen del número de ciclos que ha experimentado el sistema, además de su dependencia con la amplitud de las oscilaciones.

Con respecto al análisis de una estructura con aisladores, el caso más simple lo constituye el modelo lineal, cuyos ciclos histeréticos se muestran en la figura 2.2 (a). La rigidez a cortante del sistema es una constante que puede representarse como una rigidez efectiva, igual a la rigidez secante que se indica en la figura; el amortiguamiento

se describe mediante otra constante y es dependiente de la velocidad (amortiguamiento viscoso). La rigidez efectiva (K_{ef}), el periodo (T) y el factor de amortiguamiento (ξ) para el modelo lineal son:

$$K_{ef} = \frac{Vu}{x_u}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{ef}}}$$

$$\xi = \frac{cT}{4\pi m}$$

donde :
 V_u = fuerza cortante última
 x_u = desplazamiento último
 m = masa total de la estructura
 c = coeficiente de amortiguamiento viscoso

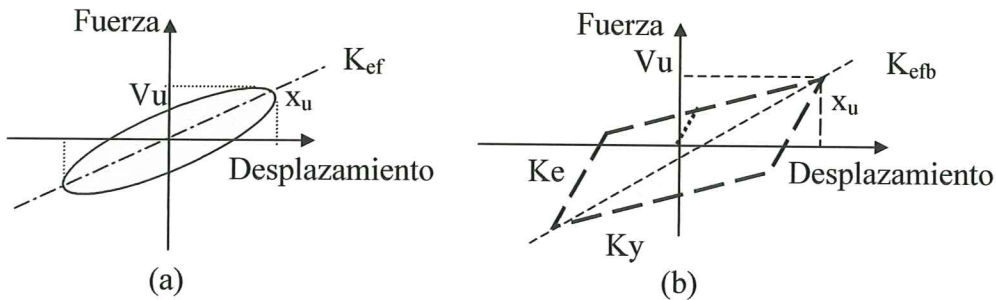


Figura 2.2 Diagrama fuerza cortante – desplazamiento que muestran los ciclos histeréticos y la rigidez efectiva para: (a) sistema lineal y (b) sistema bilineal

El caso más común de no linealidad se debe a la dependencia de las propiedades del sistema con la amplitud. En el caso del sistema bilineal se distinguen dos rigideces que dependen del valor del desplazamiento: la inicial o elástica (K_e), y la inelástica o posterior a la fluencia (K_y); sin embargo, para fines prácticos, se definen parámetros efectivos a partir de la rigidez K_{efb} del sistema bilineal que se ilustra en la figura 2.2 (b):

$$K_{efb} = \frac{Vu}{x_u}$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{efb}}}$$

en la expresión anterior, T_b representa el periodo del sistema bilineal.

En este caso el amortiguamiento también es dependiente de la amplitud de los desplazamientos, ya que es en gran medida histerético, es decir, dependiente del área de los ciclos de histéresis, y por tanto de la amplitud máxima x_u . El amortiguamiento viscoso equivalente del sistema bilineal ξ_b , se obtiene a partir de la contribución del amortiguamiento histerético del aislador ξ_h más el amortiguamiento viscoso que pudiera tener el sistema ξ . En general, el amortiguamiento equivalente en un aislador bilineal procede de la disipación histerética de energía más que del amortiguamiento viscoso. Ambas contribuciones pueden determinarse mediante las expresiones:

$$\xi_h = \frac{A_h}{2\pi x_u V_u}$$

$$\xi = \frac{cT_b}{4\pi m}$$

por tanto, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema bilineal es:

$$\xi_b = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{A_h}{V_u x_u} + \frac{cT_b}{2m} \right)$$

donde A_h = área de un ciclo de histéresis

Para determinar la eficiencia de un aislador no lineal, Skinner et al (1993), definen un factor de no linealidad (NL), que en el caso de un aislador bilineal es equivalente a la relación del área del ciclo de histéresis A_h respecto a la de un rectángulo ($4 V_u x_u$):

$$NL = \frac{A_h}{4V_u x_u}$$

A partir de esta definición se observa que el factor de amortiguamiento histerético para un sistema bilineal es proporcional al factor NL:

$$\xi_h = \frac{2NL}{\pi}$$

2.2 APOYOS ELASTOMÉRICOS (RB)

Los apoyos elastoméricos o apoyos laminados tienen la capacidad de soportar grandes cargas verticales, al mismo tiempo que su rigidez lateral es reducida, características que los vuelven especialmente atractivos para el aislamiento sísmico. Además, el elastómero proporciona la fuerza de recuperación necesaria para regresar al apoyo a su posición original, aún después de experimentar grandes desplazamientos.

Los apoyos laminados, están constituidos por neopreno vulcanizados con placas delgadas de acero. Han sido utilizados con éxito en los últimos treinta años en el diseño de puentes, por lo que su adaptación para el aislamiento sísmico es conceptualmente sencillo, aunque en la práctica requiere de un diseño especializado y una manufactura sofisticada.

Los apoyos elastoméricos son los dispositivos de control de estructuras civiles más estudiados hasta la fecha. Las propiedades mecánicas que se utilizan para su diseño se derivan de criterios elásticos que han sido verificados mediante pruebas de laboratorio y de análisis con elementos finitos.

Rigidez horizontal. Dado que la idea fundamental al emplear un aislador de base es alejar a la estructura de las frecuencias en las que se concentra la energía del sismo, es de particular importancia en el diseño la relación existente entre la capacidad de carga vertical del apoyo y su rigidez horizontal, ya que ésta relación determina el máximo valor para el periodo de la estructura aislada. De acuerdo con lo anterior, la propiedad mecánica más importante en un aislador de base es su rigidez horizontal K_H , la cual se puede evaluar al considerar que un apoyo laminado puede aproximarse como una viga de cortante, dado que las placas de acero impiden las deformaciones por flexión, pero no restringen las deformaciones por cortante. A partir de esta aproximación, la rigidez horizontal puede determinarse con:

$$K_H = \frac{G A}{h_r}$$

donde G = módulo de cortante del elastómero
 A = área de la sección transversal
 h_r = espesor total del hule

Desplazamiento lateral. Otro parámetro de importancia en el diseño del apoyo es el desplazamiento horizontal máximo que puede experimentar el dispositivo (δ_{\max}). Éste desplazamiento se determina a partir de la deformación máxima por cortante (γ_{\max}) producida por las fuerzas laterales, conforme con la siguiente relación:

$$\delta_{\max} = \gamma_{\max} h_r$$

Si el desplazamiento horizontal estimado es mayor que δ_{\max} , se puede aumentar el espesor del apoyo h_r , o incrementar la deformación máxima por cortante γ_{\max} , lo que se consigue al reducir la distorsión que produce la carga vertical aplicada sobre el apoyo γ_w , la cual está determinada por:

$$\gamma_w = \frac{W}{A' G S}$$

en la expresión anterior,

W = carga vertical sobre el apoyo

A' = área de traslape entre la superficie inferior y superior del apoyo (figura 2.3)

S = factor de forma del apoyo, que se define como,

$$S = \frac{\text{área cargada del neopreno}}{\text{área libre del neopreno}}$$

Otra alternativa para incrementar los desplazamientos laterales que puede admitir el apoyo es introduciendo placas estabilizadoras como se muestra en la figura 2.4 (Priestley, et al, 1996), y modificando en forma apropiada las expresiones anteriores.

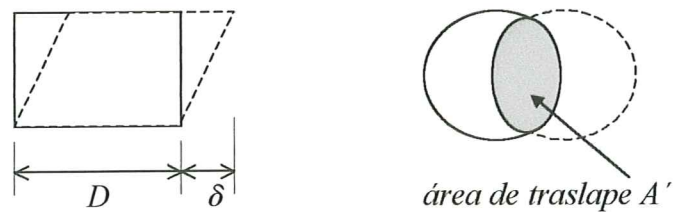


Figura 2.3 Apoyo elastomérico circular con desplazamiento lateral δ y área de traslape A' (Priestley et al, 1996)



Figura 2.4 Deformación lateral de un apoyo laminado estándar y de un apoyo segmentado (Priestley, et al, 1996)

Carga crítica de pandeo. Los apoyos laminados son susceptibles de sufrir inestabilidad por pandeo de forma semejante a una columna ordinaria, pero originada en este caso por la baja rigidez lateral del elemento. Haciendo algunas modificaciones a la teoría de pandeo de columnas (Naeim y Kelly, 1999), se llega a la siguiente expresión para determinar la carga crítica de pandeo (P_{cr}) del apoyo:

$$P_{cr} = \frac{GASr\pi\sqrt{2}}{h_r}$$

En la expresión anterior r es el radio de giro de la sección transversal del apoyo, igual a $0.29a$ para un apoyo rectangular y $0.25a$ para un apoyo circular. En la figura 2.5 se puede obtener la carga crítica si se cuenta con los valores de GS y de Aa/h_r , donde a = dimensión o diámetro del apoyo en la dirección de interés; y los demás parámetros ya han sido definidos. Para un caso típico, $GS = 10 \text{ MPa}$ y $Aa/h_r = 1 \text{ m}^2$, se observa que $P_{cr} = 13 \text{ E}+06 \text{ N}$. En general no existen problemas de pandeo en un apoyo laminado, sin embargo, cuando la carga vertical que recibe el apoyo es una fracción significativa de su carga crítica de pandeo (P_{cr}), la rigidez horizontal se reduce considerablemente, de acuerdo con la siguiente expresión derivada de un análisis elástico lineal:

$$K_H = \frac{GA}{h_r} \left[1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right]$$

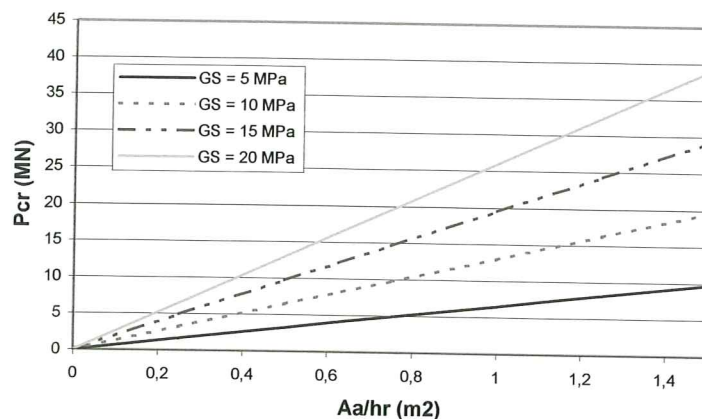


figura 2.5 Carga crítica de pandeo de un apoyo laminado

En la figura 2.6 se muestra la variación de la rigidez horizontal con el nivel de carga vertical aplicado. Como puede observarse, para valores de $P < 0.3 P_{cr}$, el error que se comete al despreciar el efecto de la carga vertical sobre la rigidez horizontal es menor al 10%.

Dado que los aisladores pueden estar sujetos a cargas verticales elevadas y desplazamientos laterales importantes, la estabilidad de los dispositivos es un motivo de preocupación cuyas consecuencias han dado origen a propuestas conservadoras en los códigos, que se ven reflejadas en el coste de los dispositivos y del proyecto de un puente aislado. La expresión comúnmente utilizada para determinar la capacidad de carga de éstos apoyos, que se basa en el área de traslape (A') entre las capas superior e inferior del neopreno (figura 2.3), conduce a valores nulos para desplazamientos iguales al ancho o diámetro del apoyo ($\delta = D$ en la figura 2.3). Sin embargo, los resultados de pruebas sobre la estabilidad vertical de los apoyos (Buckle et al, 2002 y Nagarajaiah y Ferrell, 1999), demuestran que puede existir una capacidad importante para este nivel de desplazamiento. A partir de los resultados que presentan estos autores se concluye que la carga crítica es función del factor de forma (S), pero principalmente del espesor de las capas de neopreno (t_i). En la figura 2.7 se muestra en forma aproximada la relación entre la carga crítica (P_{cr}) normalizada con respecto a la carga crítica cuando el

desplazamiento tangencial es cero (P_{cro}) y el espesor de cada una de las capas de neopreno, cuando el desplazamiento tangencial (δ) es igual al ancho del apoyo (D). Se observa que existe capacidad de carga remanente significativa para $\delta = D$, que puede ser superior al 30% de P_{cro} para valores de $t_i \geq 1.27$ cm.

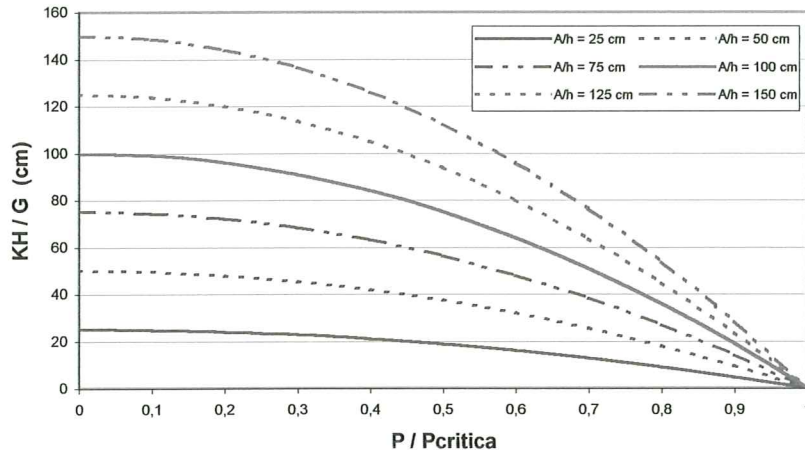


Figura 2.6 Variación de la rigidez horizontal de un apoyo laminado con el nivel de carga vertical

En la tabla 2.2 se muestran los resultados de las cargas críticas para $\delta = D$, que presentan Buckle et al (2002) para diferentes valores del espesor del neopreno y del factor de forma. Se observa que el espesor del neopreno es la variable de mayor importancia en el valor de la carga crítica y que el factor de forma tiene una influencia menos significativa.

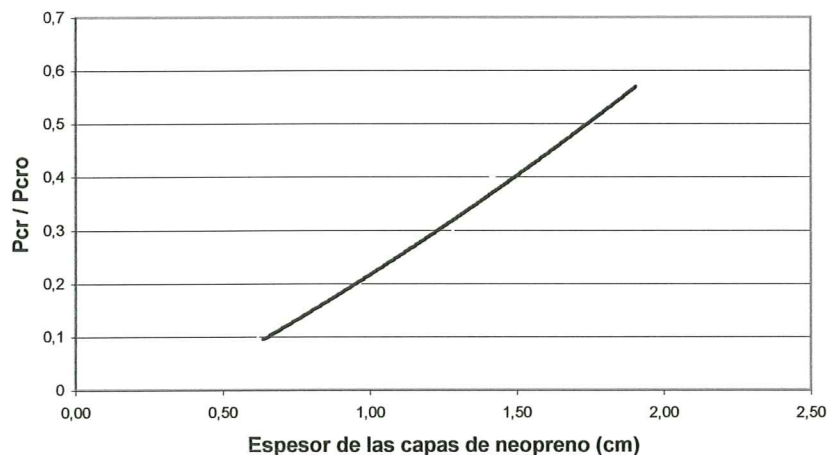


Figura 2.7 Relación aproximada entre la carga crítica y el espesor de las capas de neopreno para un desplazamiento tangencial igual al ancho del apoyo

Periodo del apoyo. El periodo del apoyo T_b se obtiene a partir de la capacidad de carga vertical y de la rigidez horizontal del aislador. Para un área determinada del apoyo, su capacidad de carga se incrementa al reducir el espesor de cada una de las capas de

neopreno mientras que la resistencia horizontal se reduce al incrementar el espesor total del apoyo. La expresión para determinar el periodo es:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{S h_r \gamma_w A'}{A g}}$$

donde g representa la aceleración de la gravedad. Evidentemente el periodo de vibración del puente aislado debe tomar en cuenta no sólo la rigidez del aislador sino también la contribución debida a la rigidez de la pila y su cimentación.

No de serie	Factor de forma (S)	Espesor de neopreno (cm)	P _{cr} / P _{cro}
100	1.67	1.91	0.59
200	3.33	1.91	0.55
300	2.50	1.27	0.35
400	5.00	1.27	0.28
500	5.00	0.64	0.12
600	10.00	0.64	0.07

Tabla 2.2 Carga crítica para desplazamientos tangenciales iguales al ancho del apoyo

Rigidez vertical. Otro aspecto importante en el diseño es la determinación de la frecuencia vertical del sistema aislado, sobretodo en el caso de que existan fallas activas cercanas al emplazamiento del puente, debido a los grandes pulsos verticales que se producen. La amplificación del movimiento vertical puede dar origen a pérdida del apoyo del tablero, a la aparición de fuerzas de tracción en los apoyos y a la variación en la respuesta horizontal del aislador como consecuencia de la variación de la carga vertical. De ahí la importancia de conocer la rigidez vertical del apoyo para el nivel de carga vertical de diseño. La rigidez vertical K_v se estima con la expresión:

$$K_v = \frac{E_c A}{h_r}$$

en este caso A se toma como el área de las placas de acero que se encuentran vulcanizadas dentro del elastómero y E_c es el módulo de elasticidad que se obtiene a partir del factor de forma S de acuerdo con la geometría del apoyo:

- Para un apoyo cuadrado de lado a y espesor h, el módulo de elasticidad E_c es:

$$E_c = 6.73 G S^2 = 6.73 G \frac{a^2}{16 h^2}$$

- Para un apoyo circular de radio r y espesor h, el módulo de elasticidad E_c es:

$$E_c = 6GS^2 = 6G \frac{r^2}{4h^2}$$

- En aquellos casos en que el apoyo tenga agujeros centrales sin rellenar (apoyo anular), el módulo de elasticidad para un apoyo con radio exterior b y radio interior a , es:

$$E_c = \lambda GS^2$$

donde:

$$\lambda = 6 \frac{b^2 + a^2 - \left[\frac{(b^2 - a^2)}{\ln(b/a)} \right]}{(b - a)^2}$$

Si a/b se aproxima a cero, el valor de λ se aproxima a 6; por lo tanto, $E_c = 6GS^2$, que es el valor que corresponde a un apoyo circular. Si a/b se aproxima a 1, el valor de λ se aproxima a 4, lo que conduce a $E_c = 4GS^2$, que corresponde a una franja infinita de ancho $2b$. En la figura 2.8 se observa la forma en que se modifica el valor de lambda para distintos valores de la relación a/b . Para valores de $a/b > 0.1$, λ está muy próximo a 4, lo que indica que la presencia de un pequeño orificio en el apoyo tiene un efecto importante en el valor de E_c , por lo que en la mayor parte de los casos de apoyos anulares es suficientemente preciso considerar que $E_c = 4GS^2$.

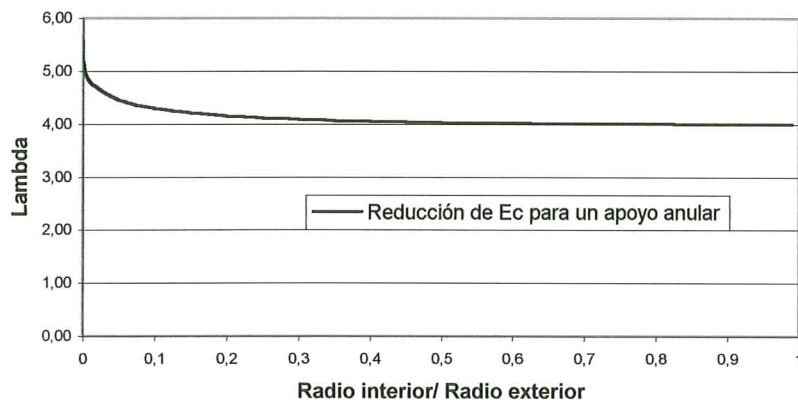


Figura 2.8 Reducción del módulo de compresión de un apoyo de hule anular

Para fines de diseño también es necesario determinar la deformación máxima por cortante que se desarrolla en los extremos del apoyo (γ_c) como resultado de la restricción que ofrecen las placas de acero al someter el dispositivo a compresión.

$$\gamma_c = 6S \varepsilon_c$$

donde ε_c es la deformación nominal a compresión que se determina a partir del desplazamiento vertical Δ ,

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{h_r}$$

Pero no sólo la deformación máxima por cortante es de interés en el diseño, también es necesario estimar la deformación promedio (γ_{prom}). Para ello debe reconocerse que el módulo de cortante G es dependiente del nivel de deformación, y que la deformación por cortante no es uniforme en el volumen del apoyo cuando éste se encuentra sujeto a compresión. Por tal motivo el valor del módulo que se emplea para determinar la deformación promedio se basa en consideraciones de la energía almacenada elásticamente en el apoyo. La deformación cortante promedio (γ_{prom}) calculada en esta forma es (Naeim y Kelly, 1999):

$$\gamma_{prom} = S \varepsilon_c \sqrt{6}$$

Para determinar la rigidez vertical del apoyo es necesario un procedimiento iterativo para conocer el valor adecuado de G . El procedimiento es el siguiente:

- a) Se propone un valor inicial de G
- b) Se obtiene la rigidez vertical del apoyo K_v
- c) Se determina el valor del desplazamiento vertical Δ
- d) A partir de la deformación nominal en compresión ε_c , se estima la deformación promedio por cortante γ_{prom}
- e) Se repite el procedimiento con un nuevo valor de G hasta que se obtiene un valor lo suficientemente aproximado.

En general no se requieren más que unas cuantas iteraciones para lograr un valor suficientemente preciso. Una vez aceptado el valor de G se determina la rigidez vertical del apoyo K_v .

Rigidez a flexión. Por analogía con la teoría de vigas se puede obtener la rigidez a flexión en términos de EI , para un giro relativo (α) entre la placa superior e inferior del apoyo:

$$M = (EI)_{efe} \frac{\alpha}{h}$$

para apoyos circulares y cuadrados

$$(EI)_{efe} = Ec(I/3)$$

para apoyos anulares

$$(EI)_{efe} = 2GIS^2 \frac{(b+a)^2}{b^2 - a^2}$$

Las tensiones cortantes derivados de la flexión (γ_b) se obtienen a partir de la deformación por compresión en el borde debida a la flexión (ε_b):

$$\gamma_b = 6S\varepsilon_b$$

y

$$\varepsilon_b = R(\alpha/h)$$

La deformación cortante promedio de acuerdo con la energía promedio almacenada por cortante es:

$$\gamma_b^{prom} = \frac{\sqrt{2}}{4} S \varepsilon_b$$

Cuando el factor de forma del apoyo S es muy grande, el efecto de compresibilidad del neopreno empieza a tener una influencia significativa en la rigidez vertical del apoyo. El valor de Ec se puede aproximar mediante el módulo volumétrico del material (K) y el módulo correspondiente al caso en que se asume incompresibilidad del material ($E'c$). La deflexión vertical del apoyo es la suma de las deflexiones debidas a la deformación por cortante del neopreno y al cambio volumétrico del material, la rigidez, por lo tanto, se obtiene como la suma en serie de ambas contribuciones, por lo que Ec resulta igual a:

$$Ec = \frac{E'c K}{E'c + K}$$

y para un apoyo circular ($E'c = 6GS^2$):

$$Ec = 6GS^2 \left[\frac{1}{1 + 6GS^2 / K} \right]$$

Si el factor de forma S es pequeño, se tiene:

$$E_c = 6GS^2 \left(1 - \frac{6GS^2}{K} \right)$$

Para valores típicos de K y G, se observa que para $S < 7$, E_c se puede obtener con un error menor al 10% si se desprecia el efecto de la compresibilidad del neopreno y solo se toman en cuenta las deformaciones por cortante. Para mayores valores de S, se obtienen grandes rigideces verticales controladas por el módulo volumétrico del material y E_c se aproxima al valor de K, con una diferencia menor al 10% cuando $S > 70$. Aunque estos valores no son probables, se observa que para valores de S superiores a 10 es necesario tomar en cuenta la compresibilidad del material. Por ejemplo, para valores de $S = 18$, $G = 1$ MPa y $K = 2000$ MPa, la deformación por cortante y el cambio volumétrico generan iguales contribuciones a la rigidez vertical. Valores comunes de los apoyos laminados son: $G = 1$ MPa, $K = 2000$ MPa, $S =$ de 3 a 40, $A'/A =$ de 0.4 a 0.7 y $\gamma_w = 1.1$. Como es de esperarse, la mayor variabilidad se encuentra en S, ya que depende de las dimensiones y geometría del apoyo.

Si se utilizan valores promedio de los parámetros que intervienen en las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores para los apoyos laminados: tensión vertical admisible del orden de 5 a 10 MPa; rigidez horizontal entre 1 y 2 MN/m; periodo de vibración de 2 a 3 s; rigidez vertical entre 1000 y 2000 MN/m; y desplazamiento sísmico admisible del orden de la mitad de la dimensión del apoyo en planta.

Amortiguamiento del apoyo. El amortiguamiento del apoyo es proporcionado por el comportamiento viscoso del neopreno y es predominantemente dependiente de la velocidad. Los apoyos proporcionan niveles de amortiguamiento relativamente bajos, del orden del 5% del crítico; sin embargo, la fabricación y utilización de neopreno con mayores niveles de amortiguamiento (15%) son cada vez más frecuentes (HDR). Desafortunadamente la respuesta del neopreno de alto amortiguamiento es altamente dependiente de la amplitud y de la historia de carga, con variaciones de la rigidez del orden de un 50%. Los efectos de la velocidad de la carga y de la temperatura no se conocen con precisión. Por estos motivos los amortiguadores HDR han tenido un desarrollo menor que los apoyos tradicionales, aunque algunos autores como Naeim y Kelly (1999), consideran que su aplicación se extenderá rápidamente.

Finalmente, es conveniente recordar que en el diseño de puentes con aislamiento, debe tomarse en cuenta la deformación adicional por cortante que se produce por efecto de las cargas de tráfico, de temperatura y los efectos reológicos; además del diseño sísmico, debe verificarse su capacidad para condiciones de servicio, los ciclos repetitivos de carga y descarga, así como las cargas sostenidas, que reducen las deformaciones que el apoyo es capaz de admitir.

2.3 APOYOS LAMINADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Al insertar un elemento de plomo en el núcleo de un apoyo laminado, se obtiene un dispositivo compacto que ha sido utilizado ampliamente para la protección sísmica de puentes, dado que cumple con las características deseables para un aislador sísmico: soporta la carga vertical de la estructura, incrementa la flexibilidad horizontal, cuenta

con rigidez inicial elevada, capacidad de auto centrado y proporciona amortiguamiento histerético. Este apoyo fue propuesto inicialmente por Robinson en 1975 (Skinner, et al, 1993) en Nueva Zelanda.

Las razones por las que el plomo se combina adecuadamente con los apoyos laminados son: su baja resistencia de fluencia para tensiones cortantes (alrededor de 10 MPa), su rigidez inicial a cortante suficientemente elevada (G aproximadamente igual a 130 MPa), su comportamiento prácticamente elasto-plástico y sus buenas propiedades de fatiga para desplazamientos inelásticos. Priestley et al (1996), indican que en caso de colocar un elemento de plomo con diámetro igual a la cuarta parte del diámetro de un apoyo circular, la rigidez inicial es 10 veces aproximadamente la rigidez del apoyo laminado solo, lo que reduce significativamente los desplazamientos debidos al viento y a las fuerzas longitudinales de los vehículos. Como el plomo responde casi como un material elasto plástico, la rigidez del apoyo después de la fluencia es prácticamente la del apoyo laminado. Por tal motivo la respuesta del dispositivo es muy cercana a la de un material bilineal.

Modelo bilineal. Para tasas de deformación del orden de 1.0 s^{-1} , los ciclos histeréticos típicos de un LRB pueden representarse razonablemente bien como los de un sólido bilineal, con una rigidez inicial K_e seguida de una rigidez posterior a la fluencia K_y (figura 2.9), donde:

$$K_e = \frac{10GA}{h_r}$$

$$K_y = \frac{GA}{h_r}$$

En realidad la rigidez elástica inicial que se ha determinado experimentalmente está comprendida entre 9 y 16 veces la rigidez inelástica, aunque en realidad esta rigidez es difícil de medir y se toma en forma empírica como un múltiplo (generalmente 10) de la rigidez inelástica K_y .

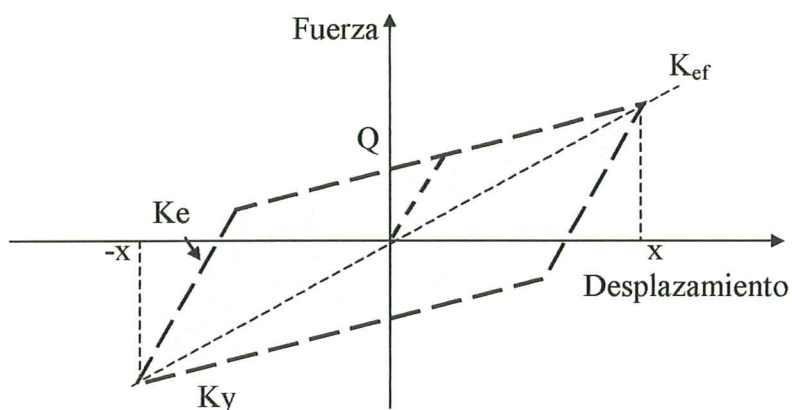


Figura 2.9 Parámetros del ciclo histerético de un sistema bilineal

La fuerza F que se transmite a través del apoyo puede descomponerse en dos fuerzas paralelas, una que se debe a la elasticidad del elastómero y otra debida a la fluencia del plomo. Para desplazamientos mayores que los de fluencia la fuerza debida a la elasticidad del hule es proporcional al desplazamiento mientras que la fuerza debida a la fluencia del plomo es independiente de éste. Con una buena aproximación F puede considerarse igual a:

$$F = \tau_p A_p + \frac{GA}{h_r} x$$

donde: τ_p = tensión cortante que causa la fluencia en el plomo
 A_p = área de la sección transversal del plomo
 x = desplazamiento de la parte superior del apoyo con respecto a la base

La rigidez efectiva se define con base en la carga máxima, y está dada por:

$$K_{ef} = Ky + \frac{\tau_p A_p}{x_{max}}$$

La frecuencia natural del apoyo está dada por:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{ef} g}{W}} = \sqrt{\omega_o^2 + \mu \frac{g}{x}}$$

donde: $\mu = (\tau_p A_p) / W$
 $\omega_o^2 = (Ky g) / W$

por lo que el periodo se obtiene con:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega_o^2 + \mu \frac{g}{x}}}$$

El amortiguamiento efectivo ξ_{ef} para $x \geq$ que el desplazamiento de fluencia (x_y) se define como:

$$\xi_{ef} = \frac{\text{área de un ciclo de histéresis}}{2\pi K_{ef} x^2}$$

considerando que el área de un ciclo de histéresis es $4 (\tau_p A_p) (x - x_y)$, después de una serie de transformaciones se llega a:

$$\xi_{ef} = \frac{4 \tau_p A_p \left(x - \frac{\tau_p A_p}{9 K_y} \right)}{2 \pi x (K_y x + \tau_p A_p)}$$

Para obtener la expresión anterior se consideró que $K_e = 10 K_y$. El valor máximo del amortiguamiento se determina (Naeim y Kelly, 1999) con:

$$\beta_{max} = \frac{2a}{2\pi\sqrt{1+a} + \pi(2+a)}$$

donde: $a = (\tau_p A_p) / K_y \quad x_y = (K_e - K_y) / K_y$

Con base en la expresión anterior se concluye que el amortiguamiento del apoyo depende exclusivamente de la relación entre K_e y K_y . A pesar de que el valor de K_e no tiene influencia en la rigidez efectiva K_{ef} , resulta que tiene una gran influencia en el amortiguamiento máximo. Para ilustrar el efecto de la rigidez inicial en el amortiguamiento, en la figura 2.10 se muestra la relación entre ξ y el desplazamiento partido por el desplazamiento máximo (x/x_{max}).

En la gráfica 2.10, que fue obtenida para el mismo ciclo histerético (mismos valores de K_y , x_{max} y $A_p \tau_p$), se observa que el amortiguamiento máximo puede aumentar hasta un 30%, si el valor de la rigidez inicial cambia de 9 a 21 veces la rigidez posterior a la fluencia. El mismo efecto se observa también para el amortiguamiento que se genera cuando hay desplazamientos pequeños. A partir de un desplazamiento $x > 0.3 x_{max}$, todas las curvas se aproximan al mismo punto. El intervalo de valores de K_e utilizado en la figura corresponde a valores que se han obtenido experimentalmente, de manera que puede estimarse el error que se llega a cometer al emplear la propuesta empírica $K_e = 10 K_y$.

La incertidumbre en la evaluación de la fuerza máxima es semejante a la que se obtiene en los apoyos laminados, ya que la fuerza cortante máxima para un desplazamiento determinado es la suma de la fuerza elástica en el elastómero más la fuerza máxima en el elemento de plomo, la cual puede estimarse con suficiente precisión si se cuenta con la tensión de fluencia. De ahí que el error que se comete en la evaluación de la fuerza máxima esté comprendido en un intervalo de $\pm 20\%$. Por lo que respecta a la rigidez inelástica del apoyo, se puede determinar normalmente con un error de $\pm 20\%$, que puede alcanzar un máximo de $\pm 40\%$ en algunos casos.

El área de los ciclos de histéresis que se obtienen con el modelo bilineal son aproximadamente 20% mayores que los que se han medido experimentalmente. Por otro lado, los ciclos de histéresis obtenidos por Robinson (Skinner, et al, 1993) al simular el efecto de un sismo, muestran que el área comprendida en el ciclo de histéresis después de 24 ciclos, es el 80% del área correspondiente al primer ciclo, lo que indica solo un ligero deterioro en la capacidad de disipar energía del dispositivo durante un sismo. También se observa que existe una reducción en la carga máxima entre 10 y 25%, después de cinco ciclos de carga. Al reanudar la prueba el apoyo muestra cierta

recuperación, que resulta independiente de si el tiempo que transcurra entre los primeros cinco ciclos de carga y los subsecuentes ciclos, es de cinco minutos o de doce días.

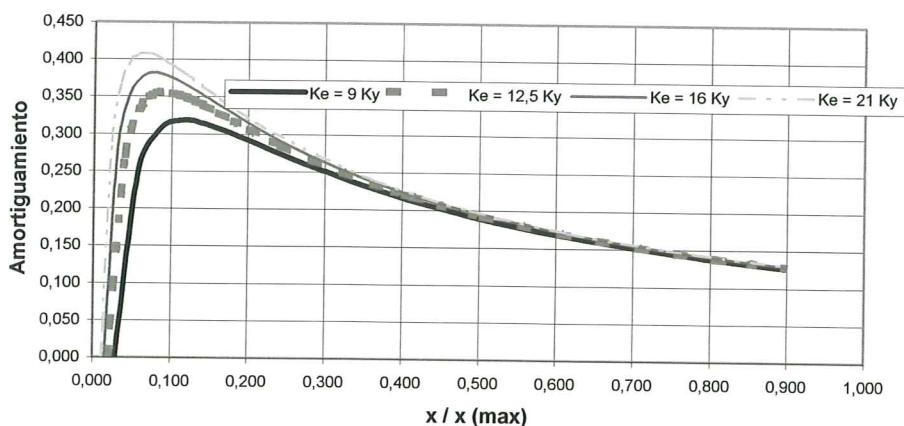


Figura 2.10 Efecto de la rigidez inicial en el amortiguamiento

A partir de algunas pruebas dinámicas se demuestra que el comportamiento del apoyo es satisfactorio para las variaciones térmicas que se presentan normalmente en un puente durante un periodo de treinta años. De acuerdo con el resultado de pruebas realizadas entre -35°C y $+45^{\circ}\text{C}$ de temperatura, se encuentran variaciones entre 1.4 y 0.9 con respecto a la fuerza que se obtiene en una prueba realizada a 18°C , por lo que Skinner et al (1993) concluyen que los LRB no son fuertemente dependientes de la temperatura.

A partir de las pruebas de Robinson se observa que los ciclos histeréticos no muestran cambios significativos en un amplio intervalo de cargas verticales. Cuando el desplazamiento horizontal entre los extremos del elemento de plomo es suficientemente pequeño, se puede alcanzar la fuerza máxima τ_p A_p en el plomo, para lo cual se recomienda utilizar pernos con una relación altura / diámetro $h/d > 1.5$.

Para que el trabajo del elemento de plomo sea eficaz, es imperativo que se encuentre perfectamente bien confinado por las placas de acero del apoyo de forma que permita asegurar un comportamiento de cortante puro, para ello se recomienda que el volumen del plomo sea ligeramente mayor (1%) que el volumen de la perforación en la que se insertará.

2.4 APOYOS DE NEOPRENO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Aunque los apoyos laminados tienen algunas características que los hacen apropiados para el aislamiento sísmico, no tienen una gran capacidad de disipar energía debido a que su amortiguamiento intrínseco es de alrededor de un 5%. Como alternativa se han fabricado neoprenos con un mayor amortiguamiento (15 a 20% para deformaciones por cortante de 100%), que reducen los desplazamientos del aislador y aumentan considerablemente su capacidad de disipación de energía. El amortiguamiento se incrementa al adicionar partículas de carbón extra finas, resinas o aceites, y otros componentes durante la fabricación del elastómero. El material es no lineal para

deformaciones por cortante menores que el 20% y se caracteriza por una elevada rigidez inicial que es de utilidad para restringir los desplazamientos por viento, tráfico o sismos ligeros. Sin embargo, estos dispositivos son dependientes tanto de la amplitud de los desplazamientos, como de la historia de carga. Por ejemplo, Skinner et al (1993), comentan que el módulo de elasticidad se reduce a las dos terceras partes después del tercer ciclo de carga para deformaciones del orden del 50%; aunque la disminución del módulo de elasticidad es menos significativa, conforme aumenta el nivel de las amplitudes. También se ha observado cierta dependencia con la temperatura y con los efectos reológicos. A pesar de lo anterior, se espera un incremento notable en el conocimiento y empleo de los apoyos HDR en un futuro próximo.

La rigidez efectiva (K_{ef}) que presentan los elastómeros de alto amortiguamiento, se caracteriza por un valor elevado para deformaciones por cortante hasta de un 25%, que se reduce ostensiblemente para deformaciones comprendidas entre 25 y 200%, en las que el módulo de elasticidad es bajo y constante. Para valores mayores de la deformación, K_{ef} aumenta nuevamente por efecto de la cristalización que sufre el material y que se presenta acompañada con un incremento en la capacidad de disipación de energía. Éste comportamiento puede ser aprovechado para limitar los desplazamientos debidos a niveles bajos de carga, que proporciona la flexibilidad y la capacidad de disipación de energía necesarias en un sistema de aislamiento para niveles de deformación correspondientes al sismo de diseño, y que ofrece una resistencia elevada a la deformación en el caso de sismos extremos.

La disipación de energía en los apoyos HDR es un caso intermedio entre un amortiguamiento viscoso y uno histerético. En un caso puramente viscoso la disipación de energía es proporcional al cuadrado del desplazamiento, mientras que en un sistema histerético esta relación es lineal. Se ha observado que el amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} , decrece con el incremento de la deformación pero no el área de los ciclos de histéresis (A_h). Pruebas experimentales recientes (Naeim y Kelly, 1999) llegan a la conclusión de que A_h es proporcional a la deformación por cortante, elevada a un exponente que varía entre 1.45 y 1.75, según el tipo de componente con el que se fabrica el neopreno. Desde un punto de vista molecular se considera que el amortiguamiento del neopreno procede de una combinación de disipación de energía por fricción y de un amortiguamiento viscoso, aunque no se ha establecido un proceso físico que justifique el valor del exponente que relaciona la deformación por cortante con A_h .

Con el propósito de contar con un modelo que permita realizar el análisis no lineal con un programa de ordenador convencional, Naeim y Kelly (1999) proponen un sistema que combina tres elementos: un resorte lineal, un elemento histerético en el que A_h es proporcional a $x^{1.0}$, y un elemento puramente viscoso en el que A_h es proporcional a $x^{2.0}$. Se pretende que el sistema combinado se ajuste a una relación de A_h con $x^{1.5}$ para un intervalo amplio de deformaciones.

Si se considera que durante grandes desplazamientos se puede omitir el término en el que interviene el desplazamiento de fluencia, entonces la energía disipada en el modelo A_{hm} por ciclo es:

$$A_{hm} = 4 Fy x + \pi c \omega x^2 = a x + b x^2$$

De acuerdo con lo expresado anteriormente, la energía disipada por el apoyo A_{hb} es:

$$A_{hb} = A x^\alpha$$

donde $\alpha = 1.5$ para apoyos elastoméricos y A es una constante que se determina experimentalmente. Los coeficientes a y b que definen la energía disipada en el modelo son aquéllos que producen la mínima diferencia entre la energía disipada por el apoyo A_{hb} y la energía disipada por el modelo A_{hm} , para un determinado intervalo de desplazamientos x_1 y x_2 :

$$e = \int_{x_1}^{x_2} (A_{hm} - A_{hb})^2 dx$$

y

$$\frac{de}{dx} = 0$$

Los valores de a y b que resultan son:

$$a = A \frac{\left(\frac{x_2^{2+\alpha} - x_1^{2+\alpha}}{2+\alpha} \right) \left(\frac{x_2^5 - x_1^5}{5} \right) - \left(\frac{x_2^{3+\alpha} - x_1^{3+\alpha}}{3+\alpha} \right) \left(\frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)}{\left(\frac{x_2^3 - x_1^3}{3} \right) \left(\frac{x_2^5 - x_1^5}{5} \right) - \left(\frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)^2}$$

$$a = A \frac{\left(\frac{x_2^{3+\alpha} - x_1^{3+\alpha}}{3+\alpha} \right) \left(\frac{x_2^3 - x_1^3}{3} \right) - \left(\frac{x_2^{2+\alpha} - x_1^{2+\alpha}}{2+\alpha} \right) \left(\frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)}{\left(\frac{x_2^3 - x_1^3}{3} \right) \left(\frac{x_2^5 - x_1^5}{5} \right) - \left(\frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)^2}$$

x_1 y x_2 se eligen de manera que la energía disipada en el modelo durante los ciclos histeréticos correspondientes a los desplazamientos máximos se aproxime suficientemente a la energía disipada por el apoyo.

Por otra parte, la rigidez posterior a la fluencia (K_y) se determina a partir de la rigidez tangente, para una deformación cero, mediante un ajuste por mínimos cuadrados para datos hasta $\pm 70\%$ de x_{max} . La rigidez elástica (K_e) se define a partir de la pendiente inicial de descarga, después de alcanzar el desplazamiento máximo. Se observa que K_y es aproximadamente constante sobre un intervalo amplio de desplazamientos, mientras que K_e es más sensible al nivel de desplazamiento.

Para modelar la parte correspondiente a la rigidización de la curva fuerza – desplazamiento que se presenta durante grandes deformaciones, Naeim y Kelly (1999) proponen un elemento de continuidad que se activa a partir de cierto nivel de desplazamiento. Para representar mejor la disipación de energía que ocurre en la fase de rigidización del ciclo de histéresis, se propone el empleo de dos fuerzas distintas, una para la etapa de carga y otra para la descarga. Las expresiones para ambas etapas son:

$$\text{Para la etapa de carga: } F_s = K_L \operatorname{sgn}(x) (|x| - x_{gap})^n$$

$$\text{Para la etapa de descarga: } F_s = K_u \operatorname{sgn}(x) (|x| - x_{gap})^m$$

donde: F_s = fuerza en el elemento
 x_{gap} = desplazamiento a partir del cual inicia la rigidización
 K_u = rigidez en la etapa de descarga
 K_L = rigidez en la etapa de carga
 n y m = exponentes en la etapa de rigidización.

Los valores de m y n se obtienen por ajuste con la curva experimental. El exponente m es mayor que n para representar la disipación que exhiben los apoyos HDR durante la descarga.

Para asegurar que el modelo disipa la cantidad de energía apropiada para cierto nivel de desplazamiento, es necesario definir los parámetros de los elementos histerético y viscoso correspondientes al desplazamiento x_{gap} , posteriormente se determina la energía disipada A_h utilizando la relación logarítmica anterior y finalmente se calcula la energía disipada por el elemento compuesto para el nivel de desplazamiento de interés.

La energía disipada por el elemento de continuidad para un ciclo completo de histéresis es:

$$A_{hgap} = 2 \left[K_L \frac{(x_{max} - x_{gap})^{n+1}}{n+1} + K_u \frac{(x_{max} - x_{gap})^{m+1}}{m+1} \right]$$

El modelo ha sido calibrado con algunas pruebas experimentales y se ha encontrado una buena correlación después de hacer algunos ajustes al valor de la rigidez elástica para el caso de pequeños desplazamientos y al valor de la frecuencia que se utiliza para definir el coeficiente de amortiguamiento $c = b / (\pi \omega)$. Para desplazamientos mayores también es necesario hacer algunas modificaciones al coeficiente de amortiguamiento para lograr un buen ajuste de los ciclos histeréticos.

2.5 APOYOS DESLIZANTES (SB)

Los apoyos consistentes en bloques de PTFE (politetrafluoretileno), comúnmente conocido como teflón, que deslizan sobre placas de acero inoxidable, han sido

empleados para permitir los desplazamientos debidos a los cambios de temperatura y a los efectos de la reología en los puentes desde la década de 1960. El coeficiente de fricción para estos apoyos es del orden de 0.03 para velocidades de deformación lentas, como las producidas por los cambios de temperatura. Para las velocidades típicas de un sismo y los valores de presión que se producen en los apoyos de un puente, los coeficientes de fricción están comprendidos entre 0.1 y 0.15, o aún más. En el caso de apoyos PTFE lubricados, los coeficientes de fricción pueden reducirse a valores menores que 0.02 para las presiones y velocidades que se presentan en un sismo.

Los ciclos fuerza – desplazamiento de estos apoyos son aproximadamente rectangulares y proporcionan un alto amortiguamiento histerético. Sin embargo, no cuentan con una fuerza de recuperación que elimine los grandes desplazamientos que se generan en el dispositivo en caso de que las fuerzas de inercia sean sustancialmente mayores que la fuerza de fricción del apoyo. Por otra parte, la fuerza equivalente de fluencia depende de la fricción y por tanto resulta poco fiable. Otro inconveniente en el uso de apoyos deslizantes es que debe proporcionarse un servicio de mantenimiento regular, especialmente a los apoyos lubricados.

Debido a la ausencia de una fuerza de recuperación y a lo impredecible de su comportamiento, los apoyos deslizantes se han utilizado en combinación con otros dispositivos para el control de vibraciones en las estructuras. Una alternativa utilizada con mucha frecuencia en el aislamiento sísmico de puentes, consiste en emplear amortiguadores de acero que proporcionan la fuerza de recuperación necesaria para hacer regresar la estructura a su posición original y que aumentan simultáneamente la capacidad de disipación de energía del sistema. En estos casos, la carga vertical la soportan íntegramente los apoyos deslizantes. Otra opción consiste en compartir la carga vertical en conjunto con apoyos RB, que son responsables además de generar la fuerza de recuperación que necesita el sistema de aislamiento. Con el propósito de reducir la respuesta de los modos superiores de vibración del sistema y proporcionar flexibilidad para fuerzas menores que la fuerza de deslizamiento, se han conectado los apoyos PTFE en serie con apoyos RB, montados directamente sobre ellos. Una sección aparte se dedica al sistema conocido como péndulo de fricción, cuya fuerza de recuperación se debe a la geometría de la superficie deslizante.

2.6 SISTEMA DE PÉNDULO CON FRICCIÓN (FPS)

Este sistema combina la acción de deslizamiento con una fuerza de recuperación debida a la aceleración de la gravedad. El dispositivo consiste en una superficie esférica de acero inoxidable que desliza sobre una articulación recubierta de un material compuesto de baja fricción. El movimiento de la superficie cóncava produce un movimiento tipo péndulo en la estructura que soporta ya que cualquier movimiento horizontal produce un levantamiento de la masa que soporta el apoyo. El amortiguamiento se genera por la fricción entre las superficies en contacto. La rigidez efectiva del aislador y el periodo aislado de la estructura dependen del radio de curvatura de la superficie cóncava. Si se desprecia la fricción, la ecuación de movimiento del sistema es la de un péndulo con longitud igual al radio de curvatura de la superficie esférica. Para un péndulo con peso W y radio de curvatura r , el periodo (T_p) y la rigidez (K_p) asociados con este movimiento son:

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{r}{g}}$$

y

$$K_p = \frac{W}{r}$$

Si se considera la fricción, la fuerza resistente del apoyo se expresa mediante:

$$F = \frac{W}{r} x + \mu W (\text{sgn } \dot{x})$$

donde μ es el coeficiente de fricción, que depende de la presión sobre las superficies en contacto y de la velocidad. Se observa en la ecuación anterior que la fuerza lateral es directamente proporcional a la carga W , lo que puede llevar a variaciones de la fuerza desfavorables, en el caso de pulsos importantes de aceleración.

El coeficiente de fricción decrece con el incremento de presión, y es independiente de la velocidad para valores superiores a 50 mm/s cuando la presión es mayor que 14 MPa. El coeficiente de fricción puede describirse mediante (Tsopelas y Constantinou, 1996):

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min})^{-a|\dot{u}|}$$

y

$$f_{max} = f_{max0} - \Delta f \tanh(\alpha p)$$

En las ecuaciones anteriores:

f_{min} es el coeficiente de fricción para valores de velocidad cercanos a cero

f_{max} es el coeficiente de fricción para velocidades grandes

\dot{u} es la velocidad instantánea

p es la presión instantánea

α , a , Δf y f_{max0} son parámetros

La rigidez equivalente se obtiene con:

$$K_{ef} = \frac{W}{r} + \frac{\mu W}{x}$$

El amortiguamiento producido por la fricción puede estimarse a partir de la expresión siguiente:

$$\xi_{ef} = \frac{\text{área de un ciclo de histéresis}}{2\pi K_{ef} x^2}$$

al sustituir el área del ciclo de histéresis ($4 \mu W x$), y la rigidez efectiva se obtiene:

$$\xi_{ef} = \frac{4 \mu W x}{2 \pi \left[\left(\frac{W}{r} x \right) + \mu W \right] x} = \frac{2 \mu}{\pi \left(\frac{x}{r} + \mu \right)}$$

En la figura 2.11 se muestra la variación del coeficiente de amortiguamiento con el desplazamiento, para diferentes radios de curvatura y manteniendo constante el coeficiente de fricción en 0.05. Para desplazamientos pequeños el amortiguamiento se aproxima al 63%, mientras que para valores grandes el amortiguamiento tiende a estabilizarse en valores menores que el 20% para todos los radios considerados. En la figura 2.12 se muestra la misma relación pero manteniendo constante el radio de curvatura ($r = 300$ cm), para observar el comportamiento para diferentes valores del coeficiente de fricción. El radio de curvatura y el coeficiente de fricción son las dos variables de diseño básicas, aunque existe menor control sobre el valor del coeficiente de fricción.

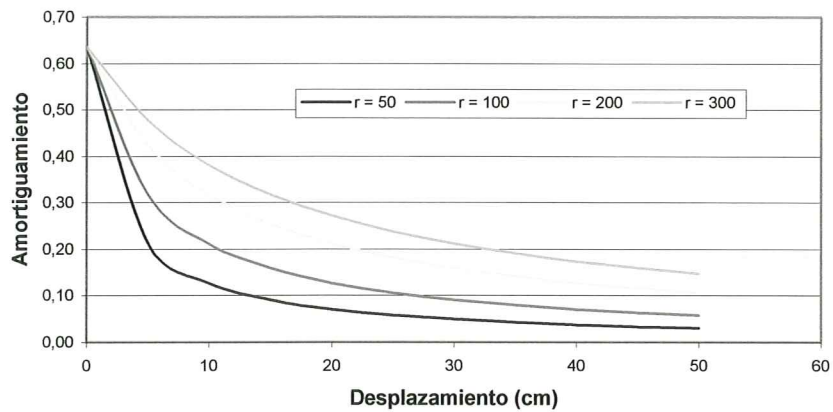


Figura 2.11 Variación del amortiguamiento con el desplazamiento para diferentes valores del radio de curvatura y $\mu = 0.05$

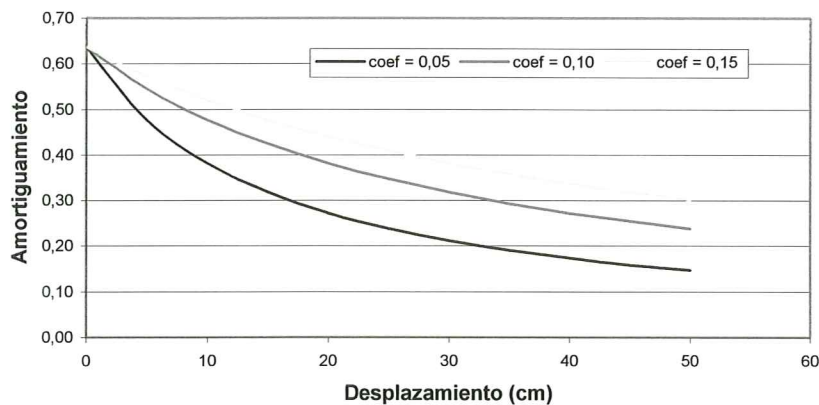


Figura 2.12 Variación del amortiguamiento con el desplazamiento para diferentes valores del coeficiente de fricción y $r = 300$ cm

El desplazamiento vertical δ_v correspondiente a un desplazamiento horizontal puede obtenerse con la expresión:

$$\delta_v = r \left[1 - \cos \left(\arcsin \frac{x}{r} \right) \right]$$

Por ejemplo, para un apoyo con un periodo de vibración de 2 s (que se obtiene con un radio de curvatura $r = 100$ cm), si se desplaza horizontalmente 25 cm, el desplazamiento vertical asociado es de 3 cm. Este desplazamiento también puede estimarse con la ecuación aproximada:

$$\delta_v = \frac{x^2}{2r}$$

que indica que el desplazamiento vertical está relacionado con el cuadrado del desplazamiento horizontal.

Un dispositivo FPS no queda necesariamente auto centrado, ya que la fuerza de fricción puede compensar la componente horizontal del peso, aunque esto generalmente no representa un mayor problema. Si se igualan las dos fuerzas que se mencionan, se encuentra que el sistema no regresa a su posición original cuando $x/r \leq \mu$. Para dar una idea de las condiciones bajo las cuales un dispositivo FPS no se auto centra, considérese un sistema de periodo largo $T = 4$ s, para el que $r = 400$ cm; si $\mu = 0.05$, el sistema no regresará a su posición original para desplazamientos horizontales superiores a $x = 20$ cm.

Los apoyos FPS son simples de modelar por lo que constituyen una opción atractiva para el aislamiento sísmico. Es un sistema de un solo parámetro, controlado por el radio de curvatura de la superficie cóncava, que responde en forma lineal en todo el intervalo de desplazamientos. La capacidad de carga vertical, la rigidez lateral y el periodo de vibración de un apoyo FPS, son del mismo orden que los que corresponden a un apoyo LRB de dimensiones semejantes.

Tsopelas y Constantinou (1996) desarrollaron pruebas experimentales en un puente con y sin aislamiento para una gama amplia de excitaciones y considerando diferentes valores del coeficiente de fricción. En el caso de sismos moderados utilizaron apoyos con coeficientes de fricción reducidos ($f_{\max} = 0.058$) y obtuvieron aceleraciones en la superestructura inferiores, del orden de un factor de 4 a 6, en el puente aislado. Para sismos intensos se emplearon coeficientes de fricción mayores ($f_{\max} = 0.10$), y se obtuvieron fuerzas y desplazamientos en el extremo superior de las pilas del orden de la mitad de las del puente sin FPS.

Se encontraron pequeñas variaciones en la respuesta del puente sometido a diferentes niveles de excitación vertical, lo que no concuerda con la ecuación que predice que la fuerza lateral es directamente proporcional al nivel de la carga W . Este resultado se explica por que la aceleración máxima vertical se produce en un tiempo en el que los

desplazamientos del aislador son menores. También se observó que los incrementos en el coeficiente de fricción, resultaron en aumentos moderados de las fuerzas cortantes en las pilas.

CAPÍTULO 3

DISIPADORES DE ENERGÍA

En el análisis dinámico de estructuras se emplea el concepto de amortiguamiento viscoso lineal equivalente, que es proporcional a la velocidad del sistema, y que se utiliza por conveniencia matemática y de estabilidad numérica y no por que realmente sea el mecanismo de disipación de energía que se presenta en las estructuras convencionales. Las fuentes más comunes de disipación de energía en una estructura real son:

- a) Amortiguamiento histerético. Es el más común y el más evidente de los mecanismos de disipación de energía, y es el que se produce como resultado de los ciclos de deformación de los elementos. Es equivalente al área bajo la curva de un ciclo de histéresis.
- b) Amortiguamiento de Coulomb o friccionante. Este tipo de amortiguamiento es independiente de la velocidad o del desplazamiento, y se presenta principalmente en las uniones, juntas de dilatación, apoyos de la superestructura y, en menor grado, en las grietas de los elementos de hormigón.
- c) Amortiguamiento por radiación. Se debe a la interacción suelo – estructura y a la radiación de la energía a través del terreno que rodea a la cimentación.

Un simple análisis de las ecuaciones de movimiento, permite concluir que una forma de reducir la respuesta de una estructura sometida a una acción dinámica es mediante el incremento del nivel de amortiguamiento. Sin embargo, en algunos casos, como sucede en puentes de gran longitud, los valores del porcentaje de amortiguamiento crítico son del orden del 1%, para los cuales las estructuras son susceptibles de experimentar grandes oscilaciones, incluso en sismos moderados. En estos casos el incremento de la capacidad de disipación de energía es muy efectivo para reducir las amplitudes de vibración del sistema producidas por un sismo. En estructuras muy flexibles susceptibles a los efectos aerodinámicos del viento, también se han utilizado disipadores de energía con éxito. Los disipadores de energía son dispositivos de control pasivo que reducen las vibraciones de una estructura como consecuencia del incremento en la capacidad de disipación de energía del sistema.

3.1 PRINCIPIOS BÁSICOS

La ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad en un caso convencional es:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = -m \ddot{x}_g$$

donde m representa la masa del sistema, c el coeficiente de amortiguamiento viscoso, k la rigidez, x el desplazamiento, y los puntos sobre las x , las derivadas con respecto al tiempo. Si al sistema convencional, se le incorpora un dispositivo adicional de disipación de energía, la ecuación de movimiento para un grado de libertad se transforma en:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x + p x = -(m + m') \ddot{x}_g$$

donde m' es la masa del disipador pasivo y p representa un operador genérico, tal que la fuerza correspondiente al disipador se escribe simplemente como $p x$. Mediante este operador se describen las características generales de la respuesta, incluyendo las contribuciones debidas al desplazamiento, la velocidad o la aceleración. El esquema idealizado del modelo que representa a éste último sistema se muestra en la figura 3.1, en donde se identifica con la letra p , al disipador de energía pasivo.

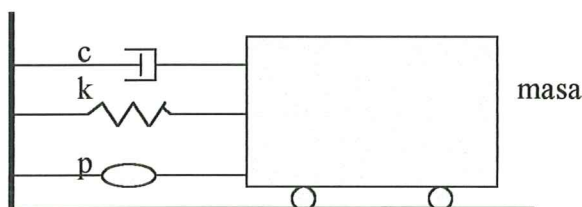


Figura 3.1 Sistema de un grado de libertad con un disipador de energía pasivo

Los sistemas de disipación de energía pasiva transforman la energía cinética del sistema a través de alguno de los siguientes mecanismos: plastificación de metales, por fricción, por deformación de materiales viscoelásticos, por deformación de líquidos, o por el paso de fluidos por orificios especialmente diseñados. Con el propósito de mostrar los beneficios que proporciona un disipador pasivo de energía, Soong y Dargush (1997) presentan la relación fuerza – desplazamiento correspondiente a la respuesta de un sistema de un grado de libertad sujeto a una excitación armónica, de un sistema sin disipador de energía y de una estructura a la que se la ha incorporado este tipo de dispositivo. En la figura 3.2 se muestra en forma esquemática la relación fuerza – desplazamiento para el resorte k y para el amortiguador c del sistema sin disipador de energía. El área bajo la recta de la figura 3.2 (a) representa la energía almacenada en el resorte, mientras que el área comprendida dentro de la elipse de la figura 3.2 (b) es equivalente a la energía disipada mediante un mecanismo viscoso. La forma elíptica de la respuesta del amortiguador viscoso es consecuencia directa del ángulo de fase de 90°

que existe entre la fuerza del amortiguador y el desplazamiento, así como de la amplitud constante del movimiento.

En la figura 3.3 se presenta en forma esquemática la relación fuerza – desplazamiento para el resorte k , para el amortiguador c y para el disipador pasivo d del sistema con disipador de energía. El área bajo la línea de la figura 3.3 (a) representa la energía almacenada en el resorte, el área comprendida dentro de la elipse de la figura 3.3 (b) es equivalente a la energía disipada mediante un mecanismo viscoso y el área bajo el rectángulo de la figura 3.3 (c) representa la energía disipada por el disipador. La reducción de la energía disipada por el resorte y el amortiguador viscoso es evidente al comparar las figuras 3.2 y 3.3, dibujadas a la misma escala, lo que significa una menor demanda de disipación de energía (menor daño) en los elementos de la estructura.

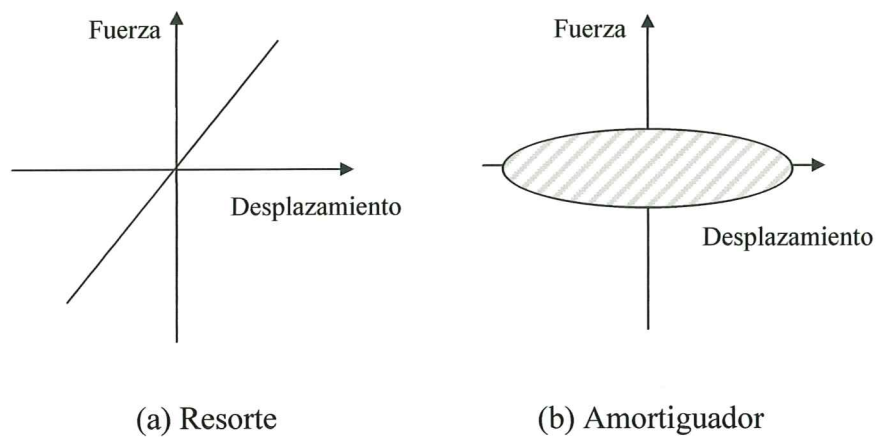


Figura 3.2 Respuesta a carga armónica de un sistema de un grado de libertad sin disipación adicional de energía

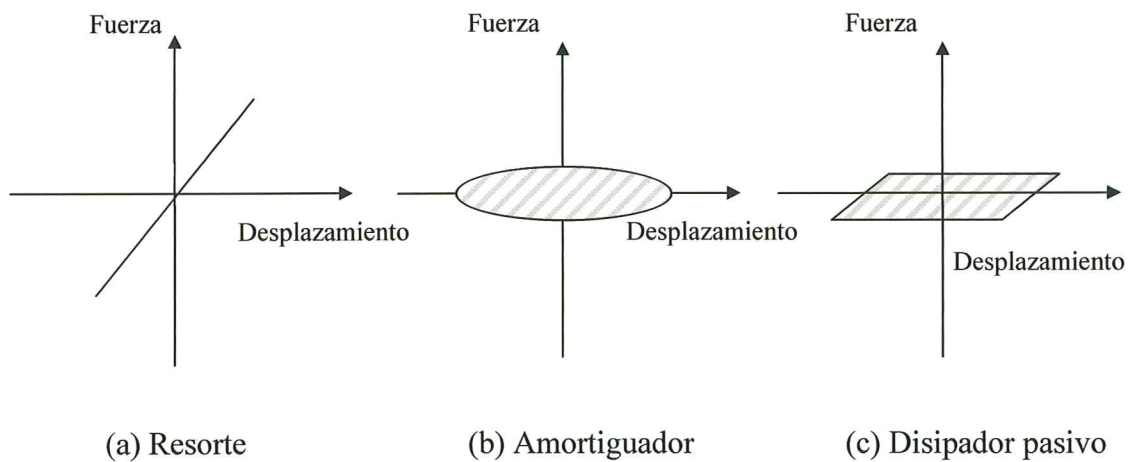


Figura 3.3 Respuesta a carga armónica de un sistema de un grado de libertad con un disipador de energía pasivo

El caso específico presentado por Soong y Dargush es para una relación de frecuencias $\omega / \omega_0 = 0.9$ y para un amortiguamiento viscoso de 5%. Bajo estas condiciones el sistema pasivo disipó un 37% de la energía de entrada aplicada al sistema. Este

resultado depende de los ciclos de histéresis que son función a su vez, del valor del amortiguamiento y de la relación de frecuencias, y que alcanzan su máximo cerca de la resonancia.

Si la naturaleza del disipador pasivo es puramente viscoso la respuesta del sistema de un grado de libertad siempre se reduce, tal y como se muestra en la figura 2.1b, ya que corresponde directamente a un incremento en el coeficiente de amortiguamiento (c) que interviene en la ecuación de movimiento del sistema sin disipador. Para otro tipo de dispositivos debe realizarse un análisis detallado que nos permita asegurar que el disipador tiene un efecto benéfico, como el que se ilustra en las figuras 3.2 y 3.3, ya que bajo ciertas condiciones la respuesta experimenta reducciones muy pequeñas, o puede incluso incrementarse. El problema llega a complicarse cuando la localización y orientación de los disipadores dentro de la estructura tienen una influencia determinante en su efectividad.

Para un sistema de varios grados de libertad, la ecuación de movimiento se representa con:

$$M \ddot{\bar{x}} + C \dot{\bar{x}} + K \bar{x} + P \bar{x} = -(M + M') \ddot{\bar{x}}_g$$

donde M , C y K representan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, P simboliza una matriz de operadores que modelan el amortiguamiento pasivo, y M' las masas de los disipadores.

Si los amortiguadores pueden modelarse como funciones lineales de los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, entonces:

$$P \bar{x} = M' \ddot{\bar{x}} + C' \dot{\bar{x}} + K' \bar{x}$$

donde las matrices C' y K' representan la matriz de amortiguamiento y rigidez del disipador. La ecuación de movimiento puede escribirse en este caso:

$$\hat{M} \ddot{\bar{x}} + \hat{C} \dot{\bar{x}} + \hat{K} \bar{x} = -\hat{M} \ddot{\bar{x}}_g$$

en que:

$$\hat{M} = M + M'$$

$$\hat{C} = C + C'$$

y

$$\hat{K} = K + K'$$

Si se satisfacen las condiciones de ortogonalidad de las matrices anteriores, entonces se puede desacoplar la respuesta y escribir una ecuación escalar para cada modo i en la forma tradicional,

$$\ddot{y}_i + 2\zeta \omega_{oi} y_i + \omega_{oi}^2 y_i = -\ddot{y}_{gi}$$

y

$$\bar{x} = \Phi \bar{y}$$

Bajo éstas circunstancias las ecuaciones de equilibrio para un sistema de varios grados de libertad se reducen a la forma clásica de un problema de dinámica estructural y pueden seguirse los procedimientos tradicionales de análisis. Desafortunadamente, en la mayoría de los casos el comportamiento del sistema no puede reducirse a un conjunto de ecuaciones escalares debido a la presencia de no linealidades en el sistema disipador. En estas circunstancias se acude a procedimientos de integración numérica en el dominio del tiempo. Uno de los métodos más utilizados para ello es el método β de Newmark, en el que las matrices \hat{C} y \hat{K} no necesitan ser constantes. En general, el método más adecuado para un sistema particular depende básicamente de la forma de la matriz de amortiguamiento, ver por ejemplo Franchin et al, (2000).

El objetivo del análisis dinámico tradicional como el que se ha planteado, consiste en la determinación de desplazamientos, velocidades, aceleraciones y fuerzas; sin embargo, para estructuras con sistemas de control pasivo, resulta más apropiado un enfoque de diseño basado en la energía, en el que el objetivo no está relacionado directamente con la resistencia del sistema, sino con la forma en que se disipa la energía que introduce el sismo en la estructura.

La ecuación de movimiento del sistema de un grado de libertad puede integrarse durante la historia de desplazamientos para obtener una representación del movimiento en términos de energía. Así, la energía cinética relativa de la masa E_K , es:

$$E_K = \int m \dot{x} dx = \frac{m \dot{x}^2}{2}$$

La energía que se disipa por el efecto del amortiguamiento intrínseco de la estructura E_D , es:

$$E_D = \int c \dot{x} dx = \int c \dot{x} dt$$

La energía debida a la deformación elástica E_S ,

$$E_S = \int k x dx = \frac{k x^2}{2}$$

La energía de entrada sobre la estructura debida al sismo E_I , es:

$$E_I = - \int m \ddot{x}_g dx$$

La suma de las tres primeras energías debe ser igual a la energía de entrada. Esta igualdad es la ecuación de balance de energía siguiente:

$$E_K + E_D + E_S = E_I$$

En un sismo intenso es de esperarse que una estructura convencional sufra daño y por tanto la rigidez no sea una constante. Si se sustituye el valor de k por una función $f_s(x)$, que representa la variación de la rigidez en el tiempo y que incorpora los efectos histeréticos, la energía debida a la deformación puede descomponerse de la siguiente forma:

$$E_S = \int f_s(x) dx = E_{Se} + E_{Sy}$$

donde E_{Se} representa la contribución de la energía elástica recuperable y E_{Sy} es la energía inelástica que se disipa.

Lo que se pretende en el diseño sísmico de una estructura es reducir el daño, lo que significa minimizar la energía histerética que disipa la estructura. Para lograr este objetivo se puede reducir la energía de entrada, que es la filosofía que sigue el aislamiento de base, o bien, adicionar elementos que contribuyan a disipar la energía sísmica, es decir, el uso de dispositivos disipadores de energía.

Si se adiciona un dispositivo pasivo de disipación, como se ilustra en la figura 3.1, la ecuación de balance de energía es:

$$E_K + E_D + E_{Se} + E_{Sy} + E_P = E_I$$

en donde la energía asociada al amortiguador pasivo es:

$$E_P = \int P x dx$$

La ecuación de balance de energía para un sistema de varios grados de libertad, se obtiene a partir de la integración de cada una de las componentes de las fuerzas que intervienen en la ecuación de movimiento, en toda la historia de desplazamientos. De esta forma se obtiene la ecuación escalar:

$$E_K + E_D + E_S + E_P = E_I$$

donde:

$$E_K = \frac{1}{2} \dot{\bar{x}}^T M \dot{\bar{x}}$$

$$E_D = \int \dot{\bar{x}}^T C \dot{\bar{x}} dt$$

$$E_S = \int \bar{x}^T K dx$$

$$E_P = \int (P \bar{x})^T dx$$

$$E_I = - \int \ddot{\bar{x}}^T \hat{M} dx$$

La energía de entrada dependerá del contenido de frecuencias, duración y valores máximos del sismo. Las energías del lado izquierdo de la ecuación pueden obtenerse en forma directa una vez que se ha resuelto el sistema de varios grados de libertad con alguno de los procedimientos reconocidos en dinámica estructural. Independientemente de los métodos que puedan utilizarse para resolver el sistema, es necesario contar previamente con modelos que representen adecuadamente las propiedades mecánicas de los disipadores pasivos de energía. Estas propiedades se presentan en las siguientes secciones, para los principales dispositivos pasivos de energía que han sido utilizados en estructuras reales.

3.2 AMORTIGUADORES POR FLUENCIA DE METALES (MD)

La deformación inelástica de los metales es una alternativa muy eficiente para disipar la energía. Kelly y Skinner fueron los primeros en explorar el uso de este tipo de dispositivos con trabajos de carácter teórico y experimental. Al incorporar los disipadores de energía que se basan en el concepto de la plastificación, se transforma el comportamiento de un sistema estructural lineal en un sistema no lineal. Para poder incluir estos dispositivos en el diseño de una estructura es necesario caracterizar lo más fielmente posible su comportamiento histerético bajo una carga cíclica arbitraria, para lo cual se han desarrollado algunos intentos con modelos inelásticos constitutivos del material. Se han propuesto algunos procedimientos para incorporar el modelo histerético del amortiguador en la ecuación de movimiento del sistema y también se han hecho propuestas empleando el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente. En el desarrollo de modelos histeréticos confiables es indispensable su calibración con datos experimentales o de mediciones en casos reales. Al usar este procedimiento puede emplearse cualquier modelo histerético, tal como el bilineal, que se adapta al comportamiento de los dispositivos metálicos. Algunos investigadores han realizado modelos con elementos finitos para las acciones generadas por viento y sismo.

Los amortiguadores por plastificación o fluencia de metales, son los disipadores de energía pasivos que han sido empleados con mayor frecuencia, solos, o en combinación con algún otro sistema de control, como sucede en el aislamiento sísmico de puentes cuando se complementan con apoyos flexibles. En especial se han preferido los amortiguadores de acero sobre otros dispositivos amortiguadores, debido al mayor conocimiento entre los ingenieros relacionados con el proyecto estructural sobre las

propiedades y procedimientos de diseño de este material, así como por economía y por el bajo mantenimiento que requieren.

El tipo de dispositivos que se han propuesto para su aplicación práctica en estructuras, ha crecido considerablemente en los últimos años, sin embargo, todos parten del mismo principio de disipación a través de la deformación histerética del metal. Los dispositivos metálicos que han sido utilizados desde el inicio del desarrollo de estos sistemas, son tres: el formado por una viga sometida a flexión uniforme mediante brazos transversales (tipo U), una viga en voladizo de sección variable que trabaja en flexión (tipo T) y una viga con brazos transversales que se deforma como resultado de un momento de torsión (tipo E). La intención de mantener la mayor parte del volumen del elemento disipador bajo un mismo nivel de deformación justifica la geometría de estos dispositivos. En el caso del control de puentes, es particularmente importante que el dispositivo permita grandes desplazamientos y que disipe energía en todas direcciones; con ese objetivo se han propuesto amortiguadores dispuestos en anillos o secciones circulares, que han sido aplicados en estructuras reales, como se describe en Jara y Casas (2002).

Para emplear los amortiguadores metálicos es necesario contar con ayudas de diseño y procedimientos basados en el conocimiento generado por estudios de tipo teórico y experimental generados hasta la fecha. Las características deseables de los disipadores de energía son: comportamiento histerético estable; confiabilidad a largo plazo, alta capacidad a la fatiga para cargas cíclicas, y poca sensibilidad a los cambios por variaciones en la temperatura ambiente. Para lograr que los amortiguadores tengan un comportamiento elastoplástico estable, y una vida prolongada bajo condiciones cíclicas en el intervalo plástico, se recomienda vigilar los siguientes aspectos (Priestley, et al, 1996):

- Evitar problemas de inestabilidad utilizando elementos plásticos de sección compacta
- Limitar la concentración de tensiones en la conexión entre el disipador y la estructura
- Evitar una posible falla en la soldadura debido a fenómenos de fatiga o concentración de tensiones
- Diseñar dispositivos que experimenten deformaciones iguales sobre gran parte del volumen del metal que constituye el dispositivo
- Limitar las incursiones plásticas de acuerdo con el criterio de diseño elegido, generalmente, que resista la acción de varios sismos de diseño y un sismo extremo durante su vida útil (valores típicos de deformación para un dispositivo de acero y sometido a sismos con características semejantes a las de El Centro son, 3% para sismos de diseño y 5% para sismos extremos)

Para contar con los parámetros iniciales de análisis y diseño es necesario conocer los ciclos histeréticos del disipador debidos a cargas cíclicas. Como se comentó para el caso de los aisladores, estos parámetros son solo una guía para un predimensionamiento ya que en su aplicación práctica el dispositivo debe someterse a pruebas experimentales antes de su incorporación en una estructura.

Una de las estrategias que pueden seguirse para caracterizar la respuesta de un dispositivo consiste en definir un modelo de la curva fuerza – desplazamiento y determinar los parámetros que lo representan mediante el ajuste de datos obtenidos directamente en el laboratorio. La otra alternativa que puede adoptarse es la aplicación de los principios de la mecánica para definir el modelo fuerza – desplazamiento con base en las relaciones constitutivas apropiadas. La segunda estrategia permite conocer mejor el verdadero comportamiento del material y ofrece una orientación para el desarrollo de campañas de experimentación.

Ciclos de histéresis a partir de modelos experimentales. A partir de modelos empleados en viscoplasticidad, Ozdemir propone el siguiente modelo para un dispositivo de acero que trabaja por torsión (tipo E):

$$\dot{F} = K_0 \dot{x} - K_0 |\dot{x}| \left(\frac{F - B}{F_0} \right)^n$$

$$\dot{B} = \alpha K_0 |\dot{x}| \left(\frac{F - B}{F_0} \right)^n$$

donde: F es la fuerza en el amortiguador, x el desplazamiento, y B la fuerza de recuperación. Los parámetros K_0 , F_0 , n y α son los que proporcionan el mejor ajuste con respecto a los resultados experimentales cuando se aplica una excitación de tipo sinusoidal al dispositivo. Se han propuesto extensiones de este modelo para incluir el deterioro de la fuerza de fluencia, del módulo elástico y del endurecimiento por deformación.

Existen otras alternativas más simplistas, como las que sugieren el uso de un amortiguamiento viscoso lineal equivalente; algunas otras consideran idealizaciones elastoplásticas perfectas o a partir de la relación de Ramberg – Osgood. Con base en resultados de varios años de experiencias en el laboratorio con modelos de dispositivos de diferentes geometrías, Skinner et al (1993), proponen el uso de factores de escala para estimar los ciclos histéresis de disipadores de acero. Para ello, utilizan como ciclos de histéresis base los obtenidos para un disipador de acero de sección rectangular, tipo T. Los factores de escala propuestos se basan en un modelo simplificado, pero efectivo, en el que la deformación de las fibras extremas del elemento se basan en la forma que adquirirían en caso de que el elemento se mantuviera completamente elástico. Se considera que el tensión nominal σ' se mantiene constante en la sección de la viga, como efectivamente sucede en un material rígido – plástico. La fuerza F y el desplazamiento x, para amortiguadores tipo T y U, pueden estimarse con:

$$F = f \sigma' (1 + a x^2)$$

$$x = l \varepsilon$$

El factor de corrección a, para amortiguadores por flexión se define para cada tipo de amortiguador como:

$$a \approx \frac{2}{(L+R)^2} \quad (\text{tipo T})$$

$$a \approx -\frac{1}{8R^2} \quad (\text{tipo U})$$

En el caso de amortiguadores que trabajan por torsión (tipo E), las relaciones anteriores son:

$$F = f \tau' (1 + a x^2)$$

$$x = l \gamma$$

$$a \approx \frac{1}{2R^2}$$

R representa el brazo de palanca con el que se aplica el momento al dispositivo y L la longitud del elemento que disipa la energía. Los factores de corrección f y l se presentan en la tabla 3.1, donde B representa el ancho de la sección transversal del elemento, t su espesor, d el diámetro y d_R el diámetro de la parte superior en el caso de un disipador tipo T.

Una representación más apropiada de los ciclos de histéresis se obtiene a partir de un modelo experimental de proporciones similares a los del prototipo y fabricado con el mismo material. Los valores de F y x para el prototipo se obtienen mediante los mismos factores de escala de la tabla 3.1, a partir de los valores obtenidos con el modelo (F_m y x_m), sin aplicar el factor correctivo a , como se indica,

$$\frac{F}{F_m} = \frac{f}{f_m}$$

$$\frac{x}{x_m} = \frac{l}{l_m}$$

Por ejemplo, para un amortiguador tipo U de sección circular, se obtiene, a partir de los valores de la tabla 3.1:

$$\frac{x}{x_m} = \frac{LRd_m}{L_m R_m d}$$

Los valores de la rigidez elástica K_e y posterior a la fluencia K_y se obtienen como se indica en la figura 3.4. Se considera que el área encerrada en un ciclo es simétrica con

respecto al origen y que los desplazamientos máximos corresponden a los puntos At y Ac. La rigidez inicial K_e se aproxima mediante dos líneas paralelas At–Bt, y Ac–Bc, donde Bt y Bc corresponden a los puntos en los que $F = 0$. La rigidez inelástica K_y se estima igual a la pendiente de las líneas paralelas At–Ct y Ac–Cc, donde la línea Ct–Cc cruza el origen y tiene una pendiente igual a la de K_e . Las coordenadas del punto Ct corresponden a la fuerza de fluencia y al desplazamiento de fluencia de la curva de histéresis bilineal.

Tipo de dispositivo	Factor de fuerza f	Factor de desplazamiento l
U sección rectangular	$\frac{Bt^2}{4R}$	$\frac{2LR}{t}$
U sección circular	$\frac{d^3}{6R}$	$\frac{2LR}{d}$
T sección rectangular	$\frac{Bt^2}{4L}$	$\frac{L^2 - R^2}{t}$
T sección circular	$\frac{(d+d_R)^3}{24(L+R)}$	$\frac{8(L^2 - R^2)(d^2 + d d_R + d_R^2)}{3(d+d_R)^3}$
E sección cuadrada	$\frac{2B^3}{3R}$	$\frac{1.48LR}{B}$
E sección rectangular	$\frac{t^2(3B-t)}{3R}$	$\frac{1.1(B^2 + t^2)LR}{(B+0.6t)Bt}$
E sección circular	$\frac{\pi d^3}{6R}$	$\frac{2LR}{d}$

Tabla 3.1 Factores de escala de fuerza y desplazamiento para aproximar ciclos de histéresis en amortiguadores pasivos de acero (adaptada de Skinner et al, 1993)

Con base en los ciclos de histéresis que presenta Skinner y la aproximación bilineal, se obtienen los módulos de elasticidad, deformaciones de fluencia y tensiones de fluencia que se presentan en la tabla 3.2 y que sirven de base para estimar los parámetros bilineales de los diferentes tipos de amortiguadores, al escalarlos con los factores de la tabla 3.1. Las relaciones para K_e , K_y y F_y son:

$$K_e \approx \frac{f E_1}{l}$$

$$K_y \approx \frac{f E_2}{l} + a F_y x_{max} \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{max}} \right)$$

$$F_y \approx f \sigma_y$$

y

$$x_{max} = l \varepsilon_{max}$$

donde: E_1 es el módulo de elasticidad en la etapa inicial (tabla 3.2)
 E_2 es el módulo en la etapa de fluencia (tabla 3.2)
 σ_y es el tensión de fluencia (tabla 3.2)
 x_{\max} es el desplazamiento máximo
 ε_{\max} es la deformación máxima
 a es el factor correctivo definido previamente

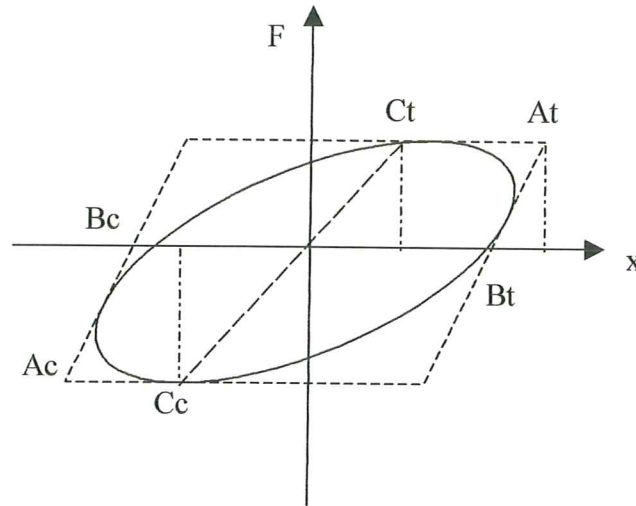


Figura 3.4 Aproximación bilineal de los ciclos de histéresis de amortiguadores de acero (Skinner et al, 1993)

Para un amortiguador que disipa energía a través de las deformaciones por torsión (tipo E), los valores de E_1 , E_2 y σ_y , en las ecuaciones anteriores, se sustituyen por G_1 , G_2 y τ_y , con un valor aproximadamente igual a la mitad de los correspondientes valores de flexión.

ε_{\max} (%)	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	σ_y (MPa)	ε_y (%)
1	70 000	12 200	270	0.36
2	70 000	2 560	370	0.55
3	70 000	1 220	406	0.59
4	70 000	758	424	0.61
5	70 000	534	442	0.63
6	70 000	479	452	0.65
7	70 000	465	458	0.66

Tabla 3.2 Valores del módulo de elasticidad, tensiones de fluencia y deformaciones, para un disipador de acero (adaptada de Skinner et al, 1993)

Si se cuenta con la información de un modelo de proporciones similares, los parámetros del ciclo de histéresis son:

$$\frac{Ke}{Ke_m} \approx \frac{Ky}{Ky_m} \approx \frac{f l_m}{f_e l}$$

$$\frac{Fy}{Fy_m} \approx \frac{f}{f_m}$$

Para un amortiguador tipo U de sección circular, la relación de rigideces elásticas y la de fuerzas de fluencia son:

$$\frac{Ke}{Ke_m} \approx \frac{d^4 R_m^2 L_m}{d_m^4 R^2 L}$$

$$\frac{Fy}{Fy_m} \approx \frac{d^3 R_m}{d_m^3 R}$$

Cabe aclarar que los ciclos de histéresis que se obtienen mediante este procedimiento solo pueden aplicarse con fines de prediseño y que un diseño definitivo requiere de un estudio más preciso, con parámetros obtenidos mediante pruebas experimentales de los dispositivos que realmente se utilizarán en una estructura.

Ciclos de histéresis a partir de las leyes de la mecánica. Tsai (1993) propone una expresión derivada de la respuesta elástica de un amortiguador que trabaja en flexión, con forma triangular y de sección variable:

$$F = \frac{N E \omega_0 h^3 \Delta}{6 L^3}$$

N representa el número de placas de acero del dispositivo, h es el espesor de las placas, ω_0 es la dimensión de la base de la placa triangular, L la altura de la placa y Δ el desplazamiento en el extremo superior de la placa. Este modelo predice adecuadamente los resultados obtenidos experimentalmente en el intervalo elástico. Si se sustituye la relación constitutiva de la que se deduce esta expresión, por una relación inelástica, las ecuaciones que definen el comportamiento del disipador son:

$$\dot{F} = \frac{N \omega_0}{L} \int_{-h/2}^{h/2} \dot{\sigma} y dy$$

las tensiones (σ) se determinan a partir de un modelo constitutivo (ver por ejemplo, Dargush y Soong, 1995). Si el desplazamiento del disipador es comparable con su longitud, situación que puede presentarse durante un sismo intenso, los efectos de la deformación finita deben considerarse. En este caso la ecuación de equilibrio es:

$$\frac{F(x(L) - x(\zeta))}{N} = \frac{\omega_0 (L - \zeta)}{L} \int_{h/2}^{h/2} \sigma \eta d\eta$$

donde: η y ζ son las coordenadas de un sistema que se deforma junto con la placa. Debe considerarse la condición de desplazamiento en el extremo superior de la placa $y(L) = \Delta$ y un modelo constitutivo no lineal para las tensiones. Dado que el material es no lineal, la respuesta de este sistema es dependiente de la historia de carga.

Fatiga. Las propiedades de fatiga de un amortiguador histerético de acero dependen del comportamiento del material sometido a carga cíclica y del diseño del amortiguador. Evidentemente la tensión que un material es capaz de soportar es menor en el caso de carga cíclica que bajo una acción estática. Conforme se incrementa la amplitud, el número de ciclos que se requieren para producir la falla se reduce considerablemente, tal y como se presenta en la figura 3.5 para un amortiguador de acero. Debido a este fenómeno el amortiguador debe diseñarse de manera que se limiten los desplazamientos durante su vida útil y que el disipador sea capaz de soportar varios sismos de diseño y un sismo extremo.

Una aproximación gruesa a la reducción de la resistencia por fatiga causada por los desplazamientos debidos a un sismo puede determinarse mediante la figura 3.5. Por ejemplo, para un sismo que produzca 3 ciclos con deformación $\pm 5\%$, 6 ciclos con deformación $\pm 4\%$ y 11 ciclos con deformación $\pm 3\%$, la capacidad total del amortiguador se consume en $3/45 + 6/77 + 11/108 = 0.25$, es decir, soporta cuatro sismos con esos niveles de deformación. Se ha observado que el aumento en la temperatura durante la operación del dispositivo no altera en forma significativa las propiedades de resistencia o de fatiga del amortiguador.

A diferencia del acero, el plomo muestra una dependencia menor a la fatiga para una temperatura normal de operación, debido a que el punto de fusión de este metal es muy bajo. El comportamiento del plomo, que se comenta más ampliamente en la siguiente sección, es similar al del acero cuando trabaja a temperaturas superiores a los 400°C , debido a un proceso de recuperación, recristalización y crecimiento del grano, durante y después de la deformación.

La expresión de Coffin – Manson que relaciona la amplitud de la deformación inelástica ($\Delta\varepsilon_{in}/2$) y el número de deformaciones cíclicas a la falla ($2N_f$) para una gran variedad de metales, puede emplearse para estimar el número de ciclos que puede experimentar el material hasta la fatiga:

$$\frac{\Delta\varepsilon_{in}}{2} = \varepsilon_f (2N_f)^c$$

donde: ε_f representa el coeficiente de fatiga y c el exponente que define la ley para cada tipo de metal. Para un disipador de forma triangular de acero de bajo carbón (Dargush y Soong, 1995), sometido a un desplazamiento cíclico de amplitud constante de aproximadamente 55 mm, que corresponde a $\gamma = 0.18$, la máxima deformación inelástica es $\Delta\varepsilon_{in} = 0.04$; con $\varepsilon_f = 0.103$ y $c = -0.384$, y aplicando la relación de Coffin – Manson, el número de ciclos es aproximadamente 35.

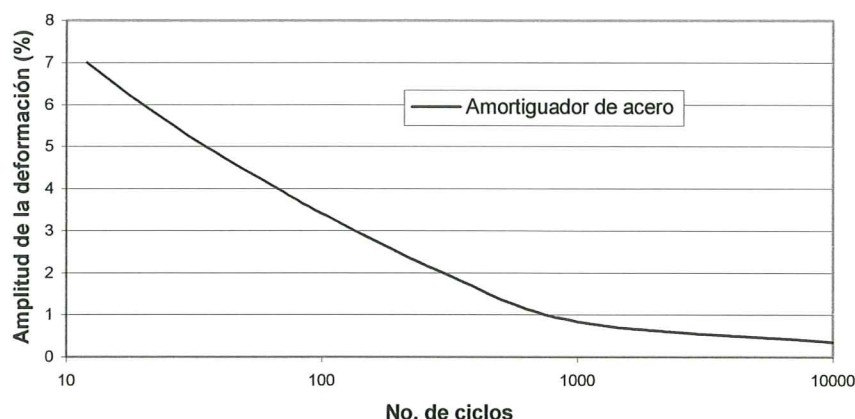


Figura 3.5 Número de ciclos hasta la falla de un amortiguador de acero (adaptada de Skinner et al, 1993)

3.3 AMORTIGUADORES POR EXTRUSIÓN DE PLOMO (LED)

El amortiguador por extrusión es un dispositivo que transforma la energía mecánica en calor mediante la disipación histerética de algún metal. El proceso de extrusión consiste en forzar o extruir el material a través de un orificio, con lo cual el área inicial de la sección transversal A_i , se reduce a un área A_f , mediante la deformación plástica del material. Si la superficie del metal se encuentra bien lubricada y se logra reducir en forma efectiva la fricción, la presión p que debe aplicarse para transformar la sección transversal de A_i a A_f y posteriormente de A_f a A_i , como sucede en los dispositivos diseñados para el amortiguamiento sísmico de estructuras (figura 3.6), es:

$$p = \beta_1 \sigma_y \ln\left(\frac{A_i}{A_f}\right) + p_0$$

donde σ_y es la tensión de fluencia y β_1 es una constante que depende del nivel de fricción existente. La relación entre la presión de extrusión p y la velocidad de extrusión v , o tasa de deformación, está dada por:

$$p = a v^b$$

donde: a = constante que depende de las características del dispositivo
 $b = 0.12$ para una temperatura de 17°

La deformación de un metal policristalino resulta en una elongación de los granos y un incremento en el número de defectos en cada grano. Si la temperatura es suficientemente elevada, después de un cierto tiempo el metal puede regresar a su estado libre del efecto de la deformación plástica, gracias a los procesos de recuperación, recristalización y crecimiento del grano. La temperatura que es capaz de producir un 50% de recristalización durante una hora es llamada temperatura de recristalización. Para el plomo esta temperatura es menor a los 20° C, mientras que para

otros metales como el aluminio, el cobre o el hierro, es de: 150 ° C, 200° C y 450° C, respectivamente (Skinner et al, 1993). La tasa en la que ocurre la recrystalización es fuertemente dependiente de la temperatura, por ejemplo, si se ha reducido el espesor de un elemento de cobre al 71% por un proceso de laminado en frío, el tiempo de recrystalización es de 12 min a 300° C, 10.4 días a 200° C y 290 años a 100° C. La recrystalización en un elemento de plomo, a temperatura ambiente, es equivalente al del acero a una temperatura superior a los 400° C. Otra ventaja del plomo es que es el único metal común que no sufre una fatiga progresiva cuando se deforma cíclicamente a temperatura ambiente. Gracias a que el plomo presenta una recuperación rápida a temperatura ambiente, la fuerza necesaria para su extrusión es prácticamente la misma en cada ciclo, lo que ha significado el uso exitoso de los disipadores de extrusión de plomo.

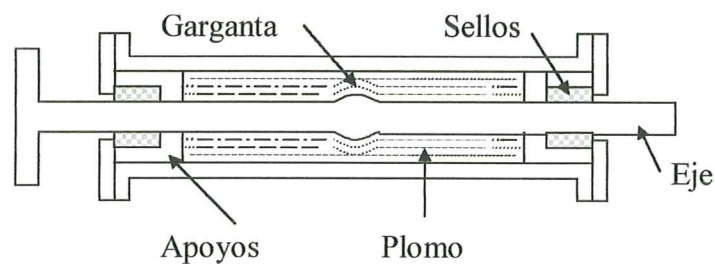


Figura 3.6 Amortiguador por extrusión de plomo con eje ensanchado

Los amortiguadores por extrusión de plomo tienen las siguientes características (Skinner, et al, 1993):

- Los ciclos histeréticos son aproximadamente rectangulares (prácticamente es un amortiguador de Coulomb puro), y son prácticamente independientes de la amplitud para los contenidos de frecuencias típicas de sismos.
- Debido a los procesos de recuperación, recrystalización y crecimiento del grano que ocurren durante y después de la extrusión del plomo, el disipador no se ve afectado por la fatiga o el endurecimiento. Tiene una vida útil prolongada y no tiene que ser reemplazado después de un sismo, ya que recupera su forma original después de la extrusión. Sin embargo, requieren de un elemento que proporcione una fuerza de recuperación.
- Conforme la temperatura se incrementa durante el proceso de operación del amortiguador, la fuerza de extrusión será menor y la energía absorbida y el calor generado también disminuyen. A mayor temperatura el plomo tendrá una recuperación más rápida, recobrando su plasticidad.
- La longitud de la carrera del dispositivo está limitada solamente por el problema de pandeo del eje durante la compresión. Las dimensiones necesarias para un amortiguador LED son apropiadas para su instalación en estructuras reales.
- Además de incrementar la capacidad de disipar energía, el LED, restringe los movimientos de la estructura para fuerzas de viento o fuerzas de frenado de los vehículos, como en el caso de puentes con fuerte pendiente.

3.4 AMORTIGUADORES POR FRICCIÓN (FD)

Este tipo de dispositivos muestra un buen comportamiento ya que no se ve afectado por la amplitud de la carga, la frecuencia del movimiento o el número de ciclos de carga. Los dispositivos por fricción difieren en su complejidad mecánica y en los materiales utilizados como superficies de deslizamiento. La mayor parte de estos sistemas utilizan dos superficies de deslizamiento fabricadas con: acero – acero; latón – acero; o bronce impregnado de grafito – acero inoxidable. La composición de los materiales es de gran importancia para asegurar la longevidad de los dispositivos. Las aleaciones de acero de bajo carbono se corroen más fácilmente, provocando con el tiempo un cambio en las propiedades de la interfase. El latón y bronce promueven la corrosión cuando están en contacto con aleaciones de bajo carbono, en cambio, los aceros con alto contenido de cromo no parecen sufrir corrosión adicional cuando están en contacto con el latón o el acero.

También se han propuestos mecanismos combinados que incluyen un dispositivo friccionante para las acciones sísmicas, en combinación con un dispositivo viscoelástico para excitaciones de baja energía, tales como las debidas al viento. El mecanismo consiste de un amortiguador friccionante y un amortiguador viscoso conectados en serie. Una vez que la fuerza excede cierto valor, el mecanismo empieza a disipar energía y al mismo tiempo preserva la integridad del amortiguador. Existen también algunas propuestas para disipadores bidireccionales.

Las investigaciones más recientes sobre la teoría de la fricción intentan mejorar nuestro conocimiento sobre la forma en que se transmite la fuerza en la interfaz de los materiales en contacto. Algunos de los aspectos sobre los que se han enfocado los estudios para determinar la magnitud y distribución de la fuerza de fricción son: los mecanismos de adhesión entre los materiales, el efecto de las deformaciones inelásticas en las zonas de contacto y la determinación del área de contacto real entre las dos superficies. Como resultado de estas investigaciones, el conocimiento sobre el fenómeno de la fricción se ha incrementado, pero aún no se ha logrado establecer una evaluación cuantitativa de éste fenómeno. Por tal motivo, en la mayor parte de los trabajos relativos a los disipadores por fricción se sigue utilizando el concepto de fricción de Coulomb, que aunque es un modelo simplificado, produce resultados suficientemente precisos.

La teoría de fricción de Coulomb se basa en las siguientes hipótesis: a) la fuerza de fricción que se desarrolla entre dos sólidos es independiente de la aparente superficie de contacto; b) la fuerza de fricción total que se puede desarrollar es proporcional a la fuerza normal que actúa sobre la superficie; c) la fuerza de fricción total es independiente de velocidades relativamente bajas.

La fuerza de fricción (F) durante o antes de iniciar el deslizamiento es:

$$F = \mu N$$

donde N es la fuerza normal y μ es el coeficiente de fricción. Dado que la fuerza de fricción cuando el deslizamiento es inminente es ligeramente mayor que la fuerza durante el deslizamiento, se llega a diferenciar el coeficiente de fricción estático μ_s del cinemático μ_k .

Se han realizado pruebas con el objeto de determinar las características histeréticas de los disipadores, para ello, se acepta el concepto de amortiguamiento de fricción o de Coulomb bajo la hipótesis de un coeficiente de fricción constante, por lo que debe tenerse cuidado al adoptar alguno de estos modelos para el análisis y diseño de estructuras con disipadores de fricción.

Una vez que el modelo histerético ha sido validado para cierto dispositivo friccionante, se puede incorporar en el análisis estructural global. Algunos intentos se han dado en la dirección de representar el efecto mediante un amortiguamiento viscoso equivalente. En general, se reconoce como necesario realizar un análisis en el dominio del tiempo.

Aunque los dispositivos friccionantes son en principio simples de construir, presentan los siguientes inconvenientes:

- Tienen problemas de mantenimiento a largo plazo, debido a que la interfaz entre metal y metal facilita la corrosión, en especial el acero de bajo carbón, ante cualquier condición atmosférica, cuando se encuentra en contacto con el bronce, cobre o latón. Los aceros con alto contenido de cromo son menos susceptibles a la oxidación cuando están en contacto con bronce o latón siempre y cuando no estén en ambientes industriales, urbanos o marinos.
- Dado que el nivel de carga normal sobre el dispositivo a largo plazo no es del todo fiable, puede presentarse cierta relajación al paso de los años.
- No se han realizado estudios sistemáticos para investigar los efectos de la amplitud y de los contenidos de frecuencias en la respuesta. A la fecha se han realizado pruebas de disipadores para frecuencias relativamente bajas.
- La durabilidad y su comportamiento a largo plazo, particularmente después de largos periodos de inactividad, no han sido establecidos cuidadosamente.

3.5 AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS (VD)

Los disipadores friccionantes y los que disipan energía a través de la plastificación de algún metal se han propuesto principalmente con fines de control sísmico. Los disipadores formados por una clase de materiales sólidos viscoelásticos pueden emplearse para todos los niveles de deformación, y es por ello que encuentran aplicación en la protección de una estructura contra los efectos del viento, y también pueden ser efectivos en la reducción de la respuesta sísmica en un amplio espectro de intensidades. A diferencia de los dispositivos que trabajan por fricción o por plastificación de algún metal, los amortiguadores viscoelásticos no alteran el comportamiento lineal del sistema y sólo incrementan el amortiguamiento viscoso y la rigidez lateral, lo que significa una simplificación importante en el análisis estructural del sistema.

Los materiales viscoelásticos que se emplean como sistemas disipadores en ingeniería civil, son copolímeros o sistemas vidriados formados en capas intercaladas con placas de acero. Los dispositivos amortiguadores disipan la energía al producirse cierta deformación por cortante en las capas viscoelásticas. Su comportamiento ante cargas dinámicas depende de la frecuencia de la vibración, del nivel de deformación y de la temperatura ambiente.

La relación tensión - deformación para un material viscoelástico lineal, sometido a una excitación armónica de frecuencia ω , puede escribirse:

$$\tau(t) = \gamma_0 [G'(\omega)\text{sen}(\omega t) + G''(\omega)\text{cos}(\omega t)]$$

En el caso de la excitación armónica la frecuencia con la que vibra el material viscoelástico es también ω pero con un ángulo de fase δ entre la deformación y la tensión:

$$\gamma(t) = \gamma_0 \text{sen}(\omega t) \quad \tau(t) = \tau_0 \text{sen}(\omega t + \delta)$$

Después de algunas transformaciones la relación tensión - deformación también puede escribirse:

$$\tau(t) = G'(\omega)\gamma(t) \pm G''(\omega)[\gamma_0^2 - \gamma^2(t)]^{1/2}$$

que es la correspondiente a una elipse como la que se muestra en la figura 3.6:

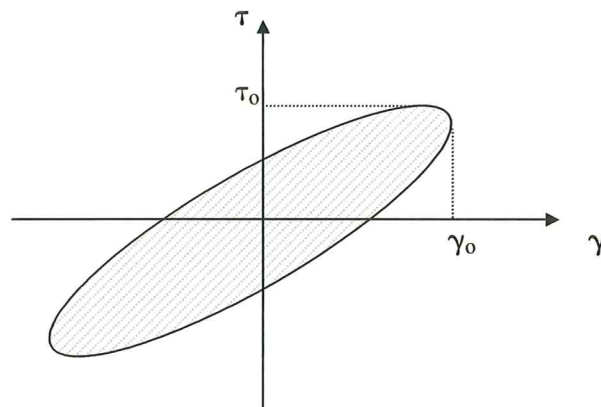


Figura 3.6 Gráfica tensión - deformación para un material viscoelástico

La energía que disipa el material viscoelástico es el área de la elipse que define la expresión anterior, por lo tanto,

$$E_H = \int_0^{2\pi/\omega} \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt$$

$$E_H = \int_0^{2\pi/\omega} \gamma_0^2 \omega \cos(\omega t) [G'(w) \sin(\omega t) + G''(\omega) \cos(\omega t)] dt$$

$$E_H = \pi \gamma_0^2 G''(\omega)$$

Para un movimiento armónico $\dot{\gamma}(t) = \gamma_0 \omega \cos(\omega t)$, y la relación tensión – deformación también puede escribirse:

$$\tau(t) = G'(\omega) \gamma(t) + \frac{G''(\omega)}{\omega} \dot{\gamma}(t)$$

El primer término de esta ecuación es la que se encuentra en fase, con $G'(\omega)$ representando la pendiente o el módulo elástico, mientras que el segundo término está fuera de fase y representa la disipación de energía. La relación $G''(\omega)/\omega$ es el coeficiente de amortiguamiento del material, por lo que el amortiguamiento equivalente ξ , es:

$$\xi = \frac{G''(\omega)}{\omega} \left(\frac{\omega}{2G'(\omega)} \right) = \frac{G''(\omega)}{2G'(\omega)}$$

De acuerdo con lo anterior, $G'(\omega)$ es una medida de la energía almacenada y recuperada por ciclo, razón por la que se le denomina módulo de cortante elástico; por otra parte, $G''(\omega)$ es una medida de la energía disipada por ciclo y se le conoce como módulo de disipación por cortante. Una forma de medir la capacidad de disipación de energía del material viscoelástico se realiza mediante el factor de pérdidas η , que se define como:

$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} = \tan \delta$$

Por lo tanto, la relación de amortiguamiento puede obtenerse fácilmente a partir del factor de pérdidas:

$$\xi = \frac{\eta}{2}$$

Debe señalarse que el material viscoelástico es lineal para un amplio intervalo de deformaciones si la temperatura es constante. Para grandes deformaciones se presenta un calentamiento intrínseco del dispositivo debido a la gran cantidad de energía disipada. El calentamiento genera cambios en las propiedades mecánicas del material y el comportamiento general es no lineal. El calentamiento se produce aunque la relación tensión-deformación del material sea lineal. Esto indica que el análisis en el dominio de la frecuencia no es aconsejable para sismos que generan grandes deformaciones.

La relación tensión – deformación puede expresarse también en notación compleja, donde:

$$\gamma(t) = \gamma_0 e^{i\omega t} \quad \tau(t) = \tau_0 e^{i(\omega t + \delta)}$$

y

$$\tau(t) = G^*(\omega)\gamma(t)$$

G^* es el módulo complejo del material viscoelástico y es igual a:

$$G^*(\omega) = G'(\omega) + iG''(\omega) = G'(\omega)(1 + i\eta)$$

y

$$|G^*(\omega)| = \frac{\tau_0}{\gamma_0} = \sqrt{G'^2(\omega) + G''^2(\omega)}$$

Resulta entonces que los módulos $G'(\omega)$ y $G''(\omega)$, o bien, $G'(\omega)$ y η , definen el comportamiento dinámico lineal del material viscoelástico en cortante bajo una excitación armónica. Estos parámetros son función de la excitación de la frecuencia (ω), de la deformación por cortante (γ), de la temperatura ambiente (T) y de la temperatura del material (T_m). Para determinar la dependencia de ambos módulos con respecto a las variables anteriores, es necesario desarrollar pruebas experimentales en un intervalo representativo de éstas variables. Chang et al (1993), estudiaron el comportamiento de tres amortiguadores viscoelásticos y llegaron a la conclusión que la rigidez del dispositivo y la capacidad de disipación de energía en un ciclo, decrecen con el incremento de la temperatura ambiente. Sin embargo, el factor de pérdidas permaneció prácticamente constante, independientemente de la temperatura ambiente. También se observa que las propiedades son poco sensibles hasta valores de deformación del 20%. Si se efectúa un análisis de regresión sobre los datos obtenidos experimentalmente se llega a las siguientes fórmulas empíricas para cada uno de los tres tipos de amortiguadores empleados por Chang, et al, en la campaña experimental:

$$G' = c_1 \omega^{0.69} T^{-2.26}$$

$$G' = c_2 \omega^{0.50} T^{-2.25} \gamma^{-0.28}$$

$$G' = c_3 \omega^{0.43} T^{-0.69}$$

donde c_1 , c_2 y c_3 son constantes de proporcionalidad.

Se han propuesto también modelos constitutivos para los materiales viscoelásticos con base en modelos de Maxwell, de Kelvin – Voight, o de una combinación de ellos. Sin embargo, se han observado algunas discrepancias entre estos modelos y los resultados obtenidos en el laboratorio. Un modelo más consistente es el basado en el principio de superposición de Boltzmann, a partir del cual se encuentran las siguientes relaciones:

$$\tau(t) = \int_{0^+}^t G(t-s) \dot{\gamma}(s) ds + G(t) \gamma(0^+)$$

si $\gamma(t) = 0$, para $t < 0$,

$$\tau(t) = \int_{0^-}^t G(t-s) \dot{\gamma}(s) ds$$

$G(t)$ es el módulo de relajación, que se define como la relación entre el tensión y la deformación y que se determina usualmente a partir de datos experimentales para cada material. Para este análisis $G(t)$ puede expresarse (Soong y Dargush, 1997), como:

$$G(t) = G_e + \frac{G_g - G_e}{[1 + t/t_0]^\alpha}$$

donde: G_e = módulo elástico

G_g = módulo vítreo

α = constante que define la pendiente en la región de transición entre el comportamiento elástico y vítreo

t_0 = tiempo de relajación

La relación existente (Soong y Dargush, 1997) entre $G(t)$, $G'(\omega)$ y $G''(\omega)$ es:

$$G'(\omega) = G_e + (G_g - G_e) \Gamma(1-\alpha) (\omega t_0)^\alpha \cos\left(\frac{\alpha \pi}{2} + \omega t_0\right)$$

y

$$G''(\omega) = (G_g - G_e) \Gamma(1-\alpha) (\omega t_0)^\alpha \sin\left(\frac{\alpha \pi}{2} + \omega t_0\right)$$

Las constantes anteriores pueden determinarse en el dominio del tiempo a partir de una prueba de relajación y en el dominio de la frecuencia mediante pruebas de tipo armónico.

Para determinar la variación de $G'(\omega)$ y $G''(\omega)$ con respecto a la temperatura ambiente se representan gráficamente las siguientes relaciones:

$$G'_T(\omega) = G'_{T_0}(\omega) \frac{\rho_0 T_0}{\rho T} \quad \text{vs} \quad \omega \beta_T$$

$$G''_T(\omega) = G''_{T_0}(\omega) \frac{\rho_0 T_0}{\rho T} \quad \text{vs} \quad \omega \beta_T$$

$$G_T(t) = G_{T_0}(t) \frac{\rho_0 T_0}{\rho T} \quad \text{vs} \quad t / \beta_T$$

donde T es la temperatura ambiente de interés en $^{\circ}\text{K}$, T_0 es la temperatura a partir de la cual se hacen las mediciones en $^{\circ}\text{K}$, ρ es la densidad del material viscoelástico y β_T es un factor que se determina experimentalmente.

Por comparación con otros modelos, Kasai (1993), señala que para cierta temperatura deben usarse como mínimo cuatro parámetros para definir el comportamiento de los disipadores viscoelásticos, dada la característica de dependencia con la frecuencia que exhiben estos amortiguadores, más compleja, por ejemplo, que la de los elastómeros.

De acuerdo con resultados experimentales, se concluye que el incremento de la temperatura dentro del material viscoelástico, que se genera durante el intervalo de tiempo en el que dura una excitación sísmica, es del orden de 10°C y tiene un efecto menor en el comportamiento de los amortiguadores viscoelásticos.

Con base en las observaciones anteriores es posible afirmar que la frecuencia de la excitación y la temperatura ambiente son las únicas variables significativas para deformaciones menores que 20%.

Para una temperatura determinada y bajo deformación moderada producida por un movimiento de tipo armónico, la relación fuerza – desplazamiento para un amortiguador viscoelástico con área de cortante A y espesor total h , que puede incorporarse al análisis de la estructura es:

$$F(t) = \bar{k}(\omega)x(t) + \bar{c}(\omega)\dot{x}(t)$$

donde:

$$\bar{k}(\omega) = \frac{AG'(\omega)}{h}$$

y

$$\bar{c}(\omega) = \frac{AG''(\omega)}{\omega h}$$

Al incorporar el amortiguador viscoso, la estructura se mantiene lineal, pero se incrementa tanto la rigidez como el amortiguamiento viscoso del sistema. El periodo natural de un dispositivo viscoelástico sufre variaciones moderadas bajo temperaturas variables. En el caso de un sistema de un solo grado de libertad, el análisis puede hacerse empleando la primera de las dos últimas ecuaciones. Para sistemas de varios grados de libertad, si se usa el método modal de energía de deformación, se pueden estimar los valores de amortiguamiento y frecuencia debidos a la adición de los disipadores viscoelásticos y realizar el análisis. Si el amortiguador se diseña como un dispositivo rígido, el amortiguamiento del sistema con los amortiguadores viscoelásticos, permanece prácticamente sin cambios con las variaciones de temperatura. Se recomienda que el incremento del porcentaje de amortiguamiento debido a la presencia de los disipadores sea mayor que un 12% para reducir efectivamente la respuesta inelástica del sistema, ya que el porcentaje de amortiguamiento de la estructura sola, después de la fluencia, es mucho mayor que el de la estructura en la etapa elástica. La dependencia de G' y G'' con la frecuencia genera dificultades en el análisis no lineal de un sistema con amortiguadores viscoelásticos

dado que la técnica en el dominio de la frecuencia, tal como la transformada discreta de Fourier no es aplicable, en general, para sistemas no lineales.

3.6 AMORTIGUADORES CON FLUIDOS VISCOSOS (VFD)

Un amortiguador de fluido viscoso consiste, en general, de un pistón instalado dentro de la caja del amortiguador, con un componente de silicón o aceite. La disipación de energía se produce por el movimiento del pistón dentro del fluido altamente viscoso. El amortiguador exhibe un comportamiento del fluido viscoelástico dentro de un intervalo amplio de frecuencias. Si el fluido es puramente viscoso, por ejemplo Newtoniano, la fuerza de salida del amortiguador es directamente proporcional a la velocidad del pistón. Algunas características de este tipo de amortiguadores, de interés práctico para la ingeniería estructural, son aquellos que presentan un comportamiento viscoso lineal en un amplio intervalo de frecuencias, que sean insensibles a las temperaturas, y que sean lo suficientemente compactos en relación con la carrera y fuerza de entrada y salida.

La naturaleza viscoelástica del dispositivo se obtiene a través del uso de orificios especialmente configurados y es responsable de producir fuerzas amortiguadoras fuera de fase con el desplazamiento. El mecanismo a través del cual un amortiguador VFD disipa la energía mecánica es mediante el calentamiento de un fluido de gran viscosidad, como resultado del flujo del líquido por los orificios. Esta energía calorífica se transfiere posteriormente al ambiente por mecanismos de transporte tales como la convección y la conducción. Los amortiguadores VFD trabajan de acuerdo con las leyes de la mecánica de fluidos y es por ello que la fuerza resistiva varía de acuerdo con la velocidad del amortiguador. La energía disipada por el amortiguador (E_D) es :

$$E_D = \int |F| dx$$

donde: F es la fuerza en el disipador y x su desplazamiento.

Como la fuerza de un amortiguador VFD esta fuera de fase con respecto a las tensiones que se generan en la estructura, es posible reducir tanto las fuerzas como las deflexiones del sistema. La fuerza que se genera en el dispositivo se genera por la diferencia de presión entre ambos lados de la cabeza del pistón; el fluido se mueve de la cámara que está de un lado de la cabeza del pistón a la cámara que se encuentra en el lado opuesto de la cabeza, por lo que la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la presión diferencial entre ambas cámaras. El volumen del fluido se reduce como consecuencia del viaje del pistón y del volumen que éste ocupa dentro de la cámara. Dado que el fluido es compresible, la reducción en el volumen del fluido está acompañada por el desarrollo de una fuerza de recuperación (tipo resorte); fuerza que es controlada por la presencia de un acumulador. Las pruebas realizadas muestran que para valores de la frecuencia menores que 4 Hz, no se cuenta con una rigidez significativa. La frecuencia límite depende, por supuesto, del diseño del acumulador y debe especificarse claramente en el proyecto. La existencia de esta fuerza es una propiedad deseable ya que los dispositivos pueden proporcionar amortiguamiento de tipo viscoso, adicional al modo fundamental de la estructura (generalmente para valores de la frecuencia menores que la frecuencia límite), y además, amortiguamiento y rigidez adicional para los modos

superiores. Según Taylor y Constantinou (2000), este efecto puede suprimir completamente la contribución de los modos superiores de vibración.

Considérese el VFD que se muestra en forma esquemática en la figura 3.7, con sección transversal circular de radio interior R , con un pistón de cabeza circular de radio R_p y espesor L_p , relleno con un fluido con densidad ρ y viscosidad μ . Si el pistón del amortiguador se mueve con una velocidad v en dirección axial, forzando al fluido viscoso a pasar de la cámara del lado derecho a la cámara del lado izquierdo a través del pequeño disco anular de espesor $h = R - R_p$, se produce una diferencia de presión entre ambas cámaras.

En caso de que el fluido se desplace a gran velocidad, lo cual ocurre si el fluido es de viscosidad baja μ , el ancho del anillo anular h es relativamente grande y el espesor de la cabeza del pistón L_p es pequeña, se puede deducir (Soong y Dargush, 1997) la siguiente relación entre la fuerza del amortiguador P_i y la velocidad v :

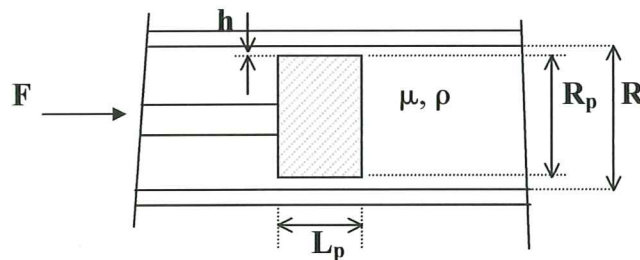


Figura 3.7 Representación esquemática de un FVD que disipa energía por el flujo de un fluido a través de un orificio anular (adaptada de Soong y Dargush, 1997).

$$P_i = c_i v^2$$

donde:

$$c_i = \frac{\pi \rho R_p^4}{8 h^2}$$

En este caso la fuerza en el amortiguador es inercial (producida exclusivamente por la circulación del fluido por la abertura anular) y no se produce disipación de energía. Este tipo de relación no es de utilidad para el comportamiento estructural ya que se incrementan las fuerzas en forma importante para velocidades altas, al estar en función de la velocidad al cuadrado.

En el otro extremo, cuando el fluido se desplace a baja velocidad, lo cual ocurre si el fluido es de viscosidad alta μ , el ancho del anillo anular h es reducido y el espesor de la cabeza del pistón L_p es grande, la relación entre la fuerza del amortiguador P_v y la velocidad v resulta igual a:

$$P_v = c_v v$$

donde:

$$c_v = \frac{3\pi\mu L_p R_p^3}{h^3}$$

El resultado es el de un amortiguador viscoso lineal en el que la disipación de energía se debe exclusivamente a la acción viscosa del flujo a través de la ranura anular.

La relación entre el caso de fuerza inercial y el viscoso lineal es:

$$\eta = \frac{P_i}{P_v} = \frac{\text{Re } R_p}{24 L_p}$$

donde Re es el número de Reynolds:

$$\text{Re} = \frac{\rho v h}{\mu}$$

Si $\eta \gg 1$, la respuesta del amortiguador es esencialmente inercial y proporcional a la velocidad al cuadrado. Si $\eta \ll 1$, se obtiene una respuesta prácticamente viscosa lineal. Es necesario aclarar que en el desarrollo de las expresiones anteriores se consideró que $h \ll R$ y que los efectos de borde fueron ignorados, de manera que los resultados anteriores solo dan una idea del comportamiento de este tipo de amortiguadores. Los dispositivos que se han propuesto en la práctica, como los propuestos por Taylor Devices Inc., cuentan con diseños más complejos con el propósito de mejorar la eficiencia en la disipación de energía. Al modificar el diseño de los orificios se obtiene una relación (Constantinou et al, 1993) proporcional a la velocidad elevada a un exponente predeterminado, k

$$F \propto \text{sgn}(\dot{x}) |\dot{x}|^k$$

Usualmente para aplicaciones sísmicas, con $k \approx 1$, se produce una respuesta lineal.

De acuerdo con Constantinou et al, a partir de un modelo de Maxwell se logra definir la dependencia del dispositivo con la frecuencia para el intervalo de frecuencias de interés:

$$P(t) + \lambda \frac{dP(t)}{dt} = c_0 \frac{dx(t)}{dt}$$

donde: λ es el tiempo de relajación y c_0 es el coeficiente de amortiguamiento correspondiente a la frecuencia cero. Para frecuencias inferiores a 4 HZ, el tiempo de relajación es muy pequeño y la expresión anterior se simplifica a la de un modelo lineal puramente viscoso:

$$P(t) = C_0 \frac{dx(t)}{dt}$$

con el cual el análisis estructural se simplifica y permite la utilización de los métodos convencionales.

Debe considerarse que la dependencia de la fuerza con la velocidad es una desventaja para reducir la respuesta en la primera fase de un sismo, dado que la energía está relacionada directamente con el desplazamiento, y el desplazamiento máximo no coincide en el tiempo con la velocidad máxima, por el contrario, se presenta cuando la velocidad es cero. Es por ello que el amortiguador no reduce la respuesta en tiempo si las respuestas máximas se presentan en las primeras fases del sismo, como se observa en los registros de campo cercano.

Makris y Constantinou, 1991, sugieren el uso de un modelo de Maxwell más general, que puede expresarse al nivel macroscópico como:

$$F + \lambda^r D^r [F] = C_0 D^q [x]$$

donde: x = desplazamiento del pistón
 F = fuerza de salida
 λ , C_0 , r y q = constantes del material
 D^r y D^q = derivadas parciales

Cuando r y $q = 1$, el modelo se convierte en un modelo de Maxwell con λ igual al tiempo de relajación y C_0 a la constante de amortiguamiento. C_0 es independiente de la frecuencia, pero dependiente de la temperatura ambiente.

Cabe hacer notar que la mayoría de los dispositivos con fluidos viscoelásticos que se emplean en aplicaciones prácticas, tienen relaciones fuerza velocidad de la forma:

$$F = C_0 v^n$$

donde: v es la velocidad relativa a través del amortiguador y n es un exponente cuyo valor oscila generalmente en el intervalo $0.3 \leq n \leq 0.75$. La ventaja de este tipo de relación, que se logra con un diseño apropiado de los orificios, es que la fuerza tiende a relajarse a velocidades más altas. Se observa en la ecuación anterior que cuando $n = 1$, se presenta un amortiguamiento lineal, mientras que $n = 0$, corresponde a un dispositivo plástico perfecto. De acuerdo con lo anterior el objetivo es contar con materiales cuya ley se represente mediante valores pequeños del exponente n . Es por ello que uno de los objetivos en el diseño de los amortiguadores con fluidos sea contar con materiales cuyo comportamiento se defina mediante valores pequeños de éste exponente. De acuerdo con Quenette (1996), los dispositivos fabricados por la compañía Jarret están diseñados para proporcionar valores de n comprendidos entre 0.1 y 0.2. Estos amortiguadores incorporan elastómeros fabricados con siliconas y su alto amortiguamiento es consecuencia de la alta viscosidad del elastómero, comprendida entre 10 y 20 E+06 cSt (los líquidos tienen valores de viscosidad entre 50 y 500 cSt). Su capacidad de recuperación se origina en la compresibilidad del material. Una reducción del 15% en su volumen, deriva en un incremento de la presión de 4000 bars, por lo que una vez que la carga exterior ha sido eliminada, el dispositivo tiende a recuperar su estado sin deformar. En esta forma se obtiene un dispositivo que proporciona la fuerza para

regresar a su posición original, además de su capacidad para disipar y almacenar energía. De acuerdo con Quenette estos elastómeros no ven alteradas sus propiedades en un intervalo de temperaturas comprendido entre -50°C y $+250^{\circ}\text{C}$ y no requieren mantenimiento.

El modelo constitutivo para este tipo de amortiguador ha sido desarrollado por Pekcan et al, en 1995, y ha dado resultados suficientemente precisos con respecto a los datos experimentales. Su expresión matemática es:

$$P = K_2 x + \frac{(K_1 - K_2)x}{\left[1 + (K_1 x / P_y)^2\right]^{1/2}} + C \operatorname{sgn}(\dot{x}) |\dot{x} x / x_{\max}|^{\alpha}$$

donde: P_y = fuerza estática de precompresión en el amortiguador
 K_1 = rigidez inicial del amortiguador
 K_2 = rigidez del elastómero
 C = constante de amortiguamiento
 x_{\max} = desplazamiento máximo en el dispositivo
 α = exponente de la velocidad

Un amortiguador similar ha sido desarrollado por Tsopelas y Constantinou (1994) para proporcionar amortiguamiento y fuerza de recuperación en un sistema de aislamiento sísmico. La resistencia del dispositivo es resultado de la combinación de los siguientes efectos: la presión inicial, la rigidez asociada a la compresibilidad de la silicona, la fricción generada en los sellos y el amortiguamiento generado por el paso del fluido a través de los orificios. El modelo constitutivo está representado por la expresión siguiente:

$$P = P_0 [1 - \exp(-\delta |x|)] \operatorname{sgn}(x) + K_0 x + [P_{\min} + \alpha K_0 |x|] Z + P_d \operatorname{sgn}(\dot{x})$$

El primer término representa el efecto de la pre - compresión (P_0); el segundo corresponde a la rigidez inicial del material (K_0); el tercer término es la fuerza debida al efecto de los sellos; y el último se debe a la disipación de energía debida al flujo de la silicona a través de los orificios. P_d es la fuerza del amortiguador debida a la disipación, P_{\min} es la fricción en el sello para un desplazamiento cero y Z se obtiene con la ecuación:

$$x_y \dot{Z} + \gamma |\dot{x}| Z |Z| + \beta \dot{x} Z^2 - \dot{x} = 0$$

y

$$P_d = P_{dp} [1 - \exp(-\varepsilon_p |\dot{x}|)] \quad \text{para } x \dot{x} > 0$$

$$P_d = P_{dm} [1 - \exp(-\varepsilon_m |\dot{x}|)] \quad \text{para } x \dot{x} < 0$$

$$\delta = \delta_0 \exp(-\delta_1 |\dot{x}|)$$

Los valores de los parámetros que aparecen en las expresiones anteriores corresponden a cada modelo. Tsopelas y Constantinou compararon las respuestas del modelo con los resultados de pruebas de laboratorio y encontraron una buena aproximación tanto para cargas estáticas como dinámicas.

3.7 AMORTIGUADORES DE MASA (TMD)

Consisten en una masa con una rigidez y amortiguamiento propios, diseñados especialmente para proporcionar un comportamiento histerético dependiente de la frecuencia y que incrementa el amortiguamiento en la estructura en la que se instalan. Los amortiguadores de masa transfieren parte de la energía mecánica del sistema principal, al TMD. Se diseñan de tal forma que la frecuencia del oscilador sea semejante a la frecuencia de la estructura para reducir la amplitud del movimiento generado por la acción externa. Es una estrategia efectiva para movimientos estacionarios de banda angosta, pero es menos eficiente para excitaciones de banda ancha, como las producidas durante un sismo, donde los efectos de carácter transitorio son dominantes. Sin embargo, la relación de masas y el amortiguamiento son parámetros que pueden manejarse en conjunto con el ancho de banda y la capacidad de atenuación del dispositivo para mejorar su eficiencia en estos casos. Villaverde 1994, ha mostrado por medio de estudios experimentales y analíticos que también son efectivos para reducir la respuesta debida a sismo. Los estudios de Villaverde se han enfocado a edificios y a un puente de tipo atirantado. De acuerdo con sus resultados, el efecto del oscilador es benéfico mientras que en otros el efecto llega a ser prácticamente nulo. La reducción de la respuesta es mayor cuando el movimiento favorece la resonancia y disminuye conforme la frecuencia dominante del movimiento se aleja de la frecuencia natural de la estructura principal. Tampoco parece ser muy efectivo para reducir la respuesta en movimientos característicos de un solo pulso. Si el oscilador está diseñado para reducir la respuesta del primer modo, lo que se presenta en la mayoría de los casos, la respuesta debida a los modos superiores se reduce solo en forma marginal, o puede incluso amplificarse. Una solución consiste en adicionar varios osciladores, diseñados para reducir la respuesta de diferentes modos de vibrar. Al observar que la respuesta de sistemas con aislamiento en la base se debe fundamentalmente al primer modo de vibrar y dado que el uso del oscilador resonante reduce la respuesta debida al primer modo, se pueden combinar ambos sistemas en una forma efectiva.

Es posible demostrar en un sistema de un grado de libertad con masa M y rigidez K , al que se le adiciona una masa secundaria de masa m y rigidez k , que la masa principal se mantiene en posición totalmente estacionaria cuando está sujeta a una excitación armónica, si la frecuencia natural de la masa secundaria $\omega_m = \sqrt{k/m}$ es igual a la frecuencia de la excitación ω_f . Si se considera el amortiguamiento de la masa principal C y de la masa secundaria c , y se somete al sistema a una fuerza $f(t)$ en la masa principal y $g(t)$ en la masa secundaria, se obtiene la siguiente ecuación de movimiento:

$$(M + m)\ddot{x}_M + C\dot{x}_M + Kx_M = f(t) + g(t) - m\ddot{x}_r$$

Puede verse que el efecto de la masa secundaria es la adición de tres fuerzas: la que resulta del producto de m por la aceleración (debida al desplazamiento relativo entre ambas masas $x_r = x_m - x_M$); la que actúa directamente sobre la masa secundaria $g(t) = \frac{m}{M} f(t)$; y la fuerza de inercia adicional que se genera por la presencia de m . Sin embargo las últimas dos contribuciones tienen un impacto menor en la respuesta.

La máxima reducción en la respuesta se obtiene cuando el desplazamiento relativo de la masa secundaria x_r está desfasada 90° con respecto al desplazamiento de la masa de la estructura x_M , en otras palabras, cuando la aceleración relativa de m está en fase con la velocidad de la masa principal, lo cual es equivalente (Soong y Dargush, 1997) a un incremento en el coeficiente de amortiguamiento del sistema,

$$C_{eq} = C + m \frac{\langle \ddot{x}_r \dot{x}_M \rangle}{\dot{x}_M^2}$$

donde los paréntesis $\langle \rangle$ representan la esperanza matemática en caso de que la excitación sea de tipo estocástico o el tiempo promedio de un ciclo en el caso de una excitación armónica.

Den Hartog fue el primero que estudió la respuesta de un sistema al que se le adiciona un amortiguador de masa cuando se le somete a una carga senoidal $f(t) = P_0 \text{sen}(\omega t)$, con $C = 0$ y $g(t) = 0$. El factor de amplificación dinámico R para estas condiciones es:

$$R = \sqrt{\frac{(\alpha^2 - \beta^2)^2 + (2\zeta_a \alpha \beta)^2}{[(\alpha^2 - \beta^2)(1 - \beta^2) - \alpha^2 \beta^2 \mu]^2 + (2\zeta_a \alpha \beta)^2 (1 - \beta^2 - \beta^2 \mu)^2}}$$

donde:

- ω_a = frecuencia natural del TMD
- ω_s = frecuencia natural de la estructura
- $\zeta_a = c / 2m\omega_a$ = relación de amortiguamiento del TMD
- $\alpha = \omega_a / \omega_s$ = relación de frecuencias naturales
- $\beta = \omega / \omega_s$ = relación de frecuencia forzada
- $\mu = m / M$ = relación de masas

Si $\alpha = 1$, $\mu = 0.05$ y $\zeta_a = 0$ el factor de amplificación crece hasta el infinito para dos valores de β ; si por el contrario, $\zeta_a = \infty$, el resultado es semejante al de un sistema de un grado de libertad con una masa igual a $m + M$, con un máximo cerca de $\beta = 1.0$. Con la intención de reducir la respuesta al máximo en un intervalo de frecuencias lo más amplio posible, se determina inicialmente el valor de α (α_{opt}) para el cual los dos máximos alcancen el mismo valor:

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu}$$

con el cual se obtiene un valor de amplificación para los dos máximos igual a:

$$R = \sqrt{1 + \frac{2}{\mu}}$$

El valor de la relación de amortiguamiento del TMD que hace que se alcancen los dos máximos previstos en el análisis anterior es:

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$$

En la figura 3.8 se representa la variación de los valores óptimos correspondientes a una excitación armónica, con respecto a la relación de masas. El factor de amplificación de la respuesta (multiplicado por 0.1 en la gráfica 3.8), se reduce en forma importante con el incremento de la masa secundaria, sin embargo, también es necesario aumentar el factor de amortiguamiento del TMD a valores mayores que los convencionales. Para valores del amortiguamiento del sistema secundario menores que el 10% del crítico, la masa del TMD (m) debe ser menor que el 5% de la masa principal (M) y la rigidez del sistema secundario debe ser tal que la relación de frecuencias sea cercana a 1. La figura 3.9 corresponde a una excitación en la base aleatoria y se observa un comportamiento semejante al de una carga armónica. Para un amortiguamiento menor que el 10% en el TMD, se requiere una masa auxiliar menor que el 4% de la masa de la estructura y una relación de frecuencias muy cercana a la unidad. Para lograr los valores de los parámetros óptimos, o de aquellos que proporcionen reducciones significativas de la respuesta, se requieren dimensiones de los amortiguadores que dificultan su instalación en estructuras reales, de ahí que se hayan propuesto algunas alternativas como el péndulo amortiguador con rodillos (Tuned Roller Damper, TRD) o péndulos de varias etapas (Multi Stage Damper).

Cuando se considera el amortiguamiento en el sistema principal ζ_s , la ecuación que define el factor de amplificación dinámica sigue siendo válida, no obstante, los valores de β para los que se presentan los máximos no son invariantes, por lo que las expresiones para determinar los valores óptimos de la relación de frecuencias y del amortiguamiento de la masa auxiliar ya no son aplicables. Una solución empírica de la ecuación debida a Ioi e Ikeda (1978), lleva a los siguientes valores óptimos:

$$\hat{\alpha}_{opt} = \alpha_{opt} - (0.241 + 1.7\mu - 2.6\mu^2)\zeta_s - (1.0 - 1.9\mu + \mu^2)\zeta_s^2$$

$$\hat{\zeta}_{opt} = \zeta_{opt} + (0.13 + 0.12\mu + 0.4\mu^2)\zeta_s - (0.01 + 0.9\mu + 3\mu^2)\zeta_s^2$$

Para valores de $0.03 < \mu < 0.40$ y $0.0 < \zeta_s < 0.15$, los errores debidos a estas ecuaciones son menores que el 1%.

Warburton (1982), también determinó los parámetros óptimos para una excitación de tipo armónico, bajo la hipótesis de poco amortiguamiento en el sistema principal. El factor dinámico de carga es:

$$R = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{C^2 + D^2}}$$

donde: $A = \alpha^2 (1 + \mu) - \beta^2$

$$B = 2\zeta_a \alpha \beta (1 + \mu)$$

$$C = (\alpha^2 - \beta^2)(1 - \beta^2) - \alpha^2 \beta^2 \mu - 4\zeta_a \zeta_s \alpha \beta^2$$

$$D = 2\zeta_a \alpha \beta (1 - \beta^2 - \beta^2 \mu) + 2\zeta_s \beta (\alpha^2 - \beta^2)$$

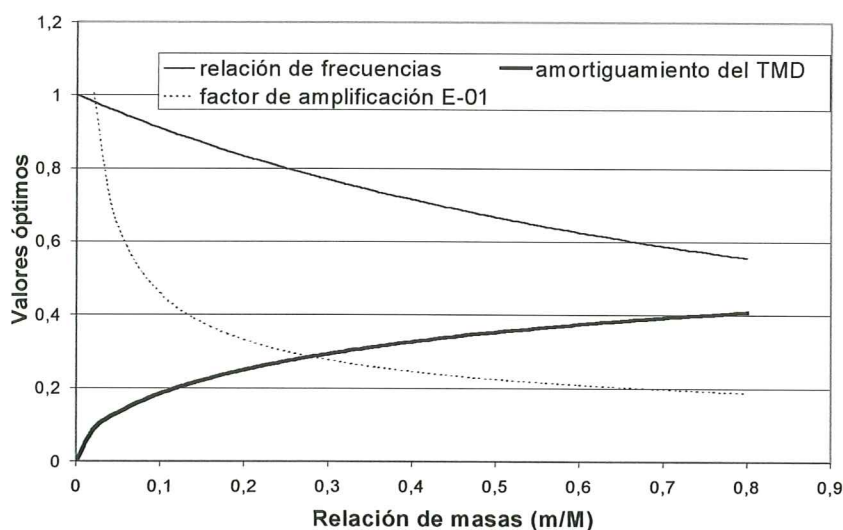


Figura 3.8 Valores óptimos de α_{opt} , ζ_{opt} y R para una excitación igual a $\ddot{x}_g e^{i\omega t}$ aplicada en la base de acuerdo con la solución de Warburton cuando el amortiguamiento del sistema principal es cero

Los valores óptimos de α y ζ_a pueden obtenerse derivando la expresión que define el factor de amplificación dinámico con respecto a estas variables e igualando la expresión resultante a cero. Warburton (1982) proporciona una extensión del procedimiento para su aplicación a sistemas de varios grados de libertad. Algunos otros criterios de optimización han sido desarrollados por diversos autores, algunos enfocados a minimizar los desplazamientos y otros que se orientan a minimizar la aceleración del sistema para mejorar la respuesta de las vibraciones para el confort humano, reducir el cortante en la base de la estructura o para la protección de elementos no estructurales. Soong y Dargush, 1997, presentan una descripción más amplia de algunos de estos criterios.

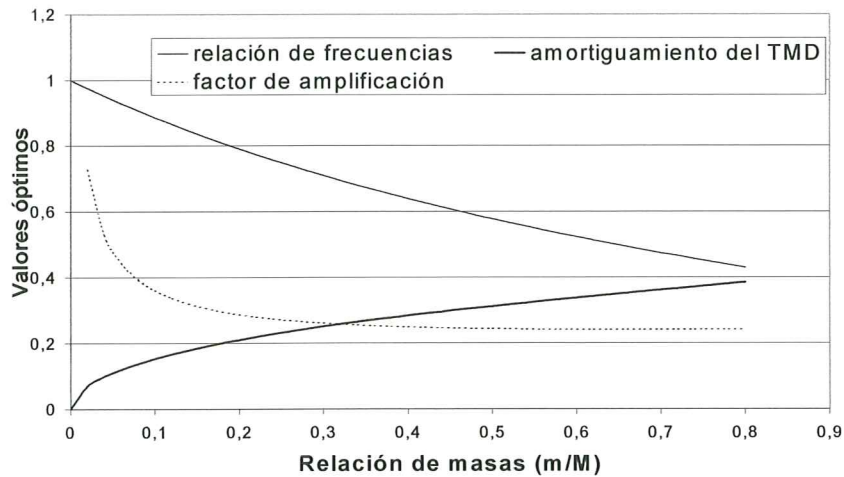


Figura 3.9 Valores óptimos de α_{opt} , ζ_{opt} y R para una excitación aleatoria aplicada en la base de acuerdo con la solución de Warburton cuando el amortiguamiento del sistema principal es cero

3.8 AMORTIGUADORES DE LÍQUIDO (TLD)

Estos amortiguadores consisten en depósitos que contienen líquidos que proporcionan las características necesarias para amortiguar el sistema principal, al sintonizarse con la frecuencia natural de la estructura. Se han propuesto depósitos con diferentes geometrías e incluso con diferentes propiedades del líquido. El concepto de estos sistemas es similar al de las masas resonantes, la masa del líquido sustituye a la masa sólida del TMD y proporcionan amortiguamiento adicional a la estructura por medio del efecto de la viscosidad del fluido y del movimiento de ola. La fuerza de recuperación en estos dispositivos proviene directamente de la acción gravitatoria. Aunque los aspectos fundamentales tratados en 3.7 para los TMD, pueden aplicarse a los TLD, la respuesta de los amortiguadores de masa es lineal mientras que el comportamiento de los amortiguadores líquidos generalmente es altamente no lineal, debido al movimiento del fluido y a la presencia de los orificios. En este caso la respuesta es dependiente de la amplitud aún cuando la estructura permanezca elástica. Los experimentos relacionados con los líquidos osciladores están relacionados fundamentalmente con la validación de las hipótesis sobre el movimiento del fluido y los resultados que se han obtenido hasta la fecha son positivos cuando la amplitud de las oscilaciones es pequeña.

Las ecuaciones diferenciales que gobiernan el movimiento de un fluido en un tanque de longitud L y ancho b, es:

$$\dot{\eta} + h\sigma(\phi u_s)_{,x} = 0$$

$$\dot{u}_s + (1 + T_H^2)u_s u_{s,x} + g\eta_{,x} + gh\sigma\phi\eta_{,xx}\eta_{,x} = -\lambda u_s - \ddot{x}_b$$

$$\lambda u_s = \frac{v}{\eta + h} \int_h^{\eta+h_b} u_{,zz} dz$$

donde los subíndices precedidos por comas significan diferenciación parcial con respecto a x , en un sistema de coordenadas espaciales, y el punto sobre una variable, representa la derivada con respecto al tiempo. El resto de los parámetros tienen el siguiente significado:

- η = elevación del agua sobre el nivel que tenía en reposo
- h = nivel de agua en el depósito
- k = número de ola
- u_s = velocidad horizontal del fluido
- g = aceleración de la gravedad
- \ddot{x}_b = aceleración horizontal en la base del tanque
- ν = viscosidad cinemática
- h_b = altura de la capa delgada que sirve de frontera con el fondo del tanque

$$\sigma = \frac{\tanh(kh)}{kh}$$

$$\phi = \frac{\tanh[k(h+\eta)]}{\tanh(kh)}$$

$$T_H = \tanh[k(h+\eta)]$$

$$\lambda = \frac{C_d}{\eta+h} \sqrt{\omega \nu} \left(1 + \frac{2h}{b} + C \right)$$

ω = frecuencia del líquido en movimiento

La frecuencia natural, despreciando la disipación, para el modo i , se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\omega_i = (2i-1) \frac{\pi \sqrt{gh}}{L} \left[1 - \frac{1}{6} (2i-1)^2 \pi^2 \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

No existe un consenso respecto del valor que debe tomar la constante C_d . Sun et al, (1989), proponen $C_d = 8/(3\pi)$; Fujino et al, (1992), definen $C_d = 1/(2)^{1/2}$; mientras que Koh et al, (1994), proponen $C_d = 1$.

Para niveles de excitación mayores, se presenta un fenómeno de rompimiento de ola que no está contemplado en las expresiones anteriores. Sun et al (1992), proponen una extensión de la formulación anterior mediante la adición de dos coeficientes adimensionales, de forma que la segunda ecuación de movimiento se transforma en:

$$\dot{u}_s + (1 + T_H^2) u_s u_{s,x} + C_{fr} g \eta_{,x} + g h \sigma \phi \eta_{,xx} \eta_{,x} = -C_{da} \lambda u_s - \ddot{x}_b$$

donde:

$$C_{fr} = 1.05$$

$$C_{da} = 0.81 h \sqrt{\frac{\omega_1 A}{\nu L}}$$

A = amplitud base

Expresado de otra forma, para amplitudes de onda pequeñas, $\eta < h$, los dos coeficientes son iguales a la unidad, mientras que para amplitudes mayores, en las que existe el fenómeno de rompimiento de ola, C_{da} representa el amortiguamiento adicional debido a este efecto y C_{fr} modela el cambio de la frecuencia natural del movimiento.

Como consecuencia de la dependencia de la rigidez y el amortiguamiento con la amplitud y la frecuencia, el análisis estructural difiere del que se emplea en sistemas con TMD. Chaiseri et al (1989), considera la respuesta de un sistema de un grado de libertad al que se le adiciona un TLD, consistente en un tanque rectangular sujeto a una excitación armónica. La ecuación de movimiento para el sistema de un grado de libertad es:

$$\ddot{x}_s + 2\omega_s \zeta_s \dot{x}_s + \omega_s^2 x_s = \frac{1}{m_s} (F + F_e)$$

F es la fuerza cortante en la base del TLD, F_e es la excitación externa que actúa con una frecuencia f_e y las demás variables tienen su significado habitual, con el subíndice s, representando al sistema estructural. Los resultados de análisis numéricos desarrollados con la ecuación anterior y con las ecuaciones constitutivas que gobiernan el movimiento del fluido, han mostrado concordancia respecto a los resultados experimentales. En éstas pruebas, se han observado reducciones importantes en la respuesta, sin embargo, para amplitudes de vibración altas, el rompimiento de olas afecta los resultados y la ecuación anterior deja de ser aplicable. Para mayores niveles de excitación puede aplicarse la ecuación diferencial desarrollada por Sun que incluye los factores correctivos C_{fr} y C_{da} para tomar en cuenta el efecto de rompimiento de ola.

La fuerza entre un TMD lineal y la estructura principal, se ha representado mediante un sistema con una masa (m_v) y un amortiguamiento (c_v) virtuales, que son función de la frecuencia. Los valores de m_v y c_v para un movimiento armónico con frecuencia ω , son:

$$m_v = m \frac{(1 - \Omega^2) + (2\zeta_a \Omega)^2}{(1 - \Omega^2)^2 + (2\zeta_a \Omega)^2}$$

$$c_v = c \frac{\Omega^4}{(1 - \Omega^2)^2 + (2\zeta_a \Omega)^2}$$

donde:

$$\omega_a = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$\zeta_a = \frac{c}{2m\omega_a}$$

$$\Omega = \frac{\omega}{\omega_a}$$

Sin embargo, para los TLD debe tomarse en cuenta la dependencia de la frecuencia y el amortiguamiento con la amplitud. Sun et al (1995), han realizado algunas pruebas para determinar valores efectivos de m , ζ_a y ω_a que puedan ser utilizados para los TLD, aunque los resultados que han obtenido no son satisfactorios en todos los casos.

A partir de las pruebas experimentales desarrolladas por algunos autores, puede concluirse que el amortiguamiento que se añade a la estructura es dependiente de la relación de frecuencias entre el líquido y la estructura (α) para amplitudes pequeñas, con un máximo en valores de $\alpha \cong 1.0$. En caso de amplitudes mayores, la dependencia del amortiguamiento con la frecuencia disminuye, la sintonía es menos importante y las variaciones que pueden presentarse en el tirante del líquido tienen un efecto menor. A diferencia de los amortiguadores con fluidos viscosos, en los que el amortiguamiento es proporcional a la viscosidad del líquido, el TLD no mejora su capacidad de disipación de energía al emplear líquidos con mayor viscosidad, ya que existe un nivel de viscosidad óptimo, que hace más efectivo al TLD. Lo mismo puede decirse respecto de la rugosidad del fondo del tanque.

Aunque la teoría matemática de los TLD es más compleja que la de los TMD, su atractivo reside en las siguientes ventajas: no requieren de un sistema de activación ya que el TLD siempre está en funcionamiento; no necesitan de un mecanismo de recuperación debido a que el TLD tiene una fuerza de recuperación debido a la acción gravitatoria; la instalación es simple y no requiere de complejos mecanismos ya que en la mayoría de los casos consiste de un tanque que puede obtenerse fácilmente en el mercado; prácticamente no requieren mantenimiento y pueden ser utilizados en forma temporal sin mayores dificultades; las variaciones naturales en el tirante del agua no afectan la respuesta del amortiguador para niveles de excitación altos. Se pueden usar tanques circulares para la reducción de la respuesta en cualquier dirección, aunque esto sería aplicable a estructuras con la misma frecuencia en todas direcciones. Pueden emplearse tanques rectangulares para dos frecuencias diferentes, aunque hasta ahora no se han realizado estudios para estos casos.

La columna con un líquido oscilador resonante (TLCD), funciona mediante la disipación que se genera al pasar el líquido a través de un orificio con pérdidas inherentes elevadas. Sun obtuvo buenos resultados para el control de sistemas de un grado de libertad sujetos a excitaciones senoidales con la columna de líquido resonante (Soong y Dargush, 1997). La columna con líquido oscilador resonante es un tubo lleno de agua, con una frecuencia natural de vibración que depende de la altura de la columna del fluido, mientras que la disipación se debe a la presencia de orificios y es de carácter no lineal y depende del coeficiente de pérdidas.

Para el amortiguador de líquido en columna, Saoka et al, han desarrollado el siguiente modelo, que fue verificado posteriormente mediante una serie de experimentos realizados por Sakai et al, (Soong y Dargush,1997):

$$\rho A L \ddot{x} + \frac{1}{2} \rho A \xi |\dot{x}| \dot{x} + 2 \rho A g x = - \rho A B \ddot{y}$$

donde: x es la elevación del líquido en el tubo, y es el desplazamiento horizontal del tubo, A es el área de la sección transversal, B es la dimensión horizontal del tubo y L es su longitud total, ρ es la densidad de masa del líquido, ξ es el coeficiente de pérdidas debido al flujo a través de los orificios y g la aceleración de la gravedad. La ecuación anterior es no lineal debido a la presencia del término del amortiguamiento. La frecuencia natural del TLCD para una excitación infinitesimal es:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{2g}{L}}$$

3.9 ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA (SMA)

Son cierta clase de aleaciones que tienen la característica de transformarse de fase con un incremento de temperatura específico para cada tipo de aleación. Transforman sus propiedades desde la correspondiente a la fase de austenita (temperaturas elevadas), hasta la fase de martensita (temperaturas bajas). Se conoce más de una docena de aleaciones que presentan este comportamiento, cada una de ellas con propiedades únicas. Las familias de mayor interés para la ingeniería civil son: Níquel Titanio, (Nitinol); aleación de Hierro, Manganeso y Silicio (FeMnSi): dos familias con base en el cobre y algunas formulaciones especiales con acero inoxidable.

La diferencia principal entre una aleación con memoria y los materiales convencionales es que la estructura de los cristales de la aleación pueden cambiar por efecto del calentamiento del material, alterando su elasticidad y capacidad de disipación de la energía interna. La capacidad de las aleaciones de tener memoria les permite recuperarse de un estado de tensión previo significativo, por medio del calentamiento. El Nitinol, por ejemplo, puede deformarse hasta un 8% y recuperar su forma original cuando se calienta por encima de la temperatura de activación. Independientemente del nivel de deformación, la fluencia, amortiguamiento y resistividad eléctrica, cambian apreciablemente durante los cambios de fase del material. El módulo de elasticidad cambia en un orden de cuatro, con el cambio de la fase de martensita a la austenita. Este efecto se presenta también con el límite de fluencia y con la resistividad. El amortiguamiento, superior que el del acero, incluso para temperaturas cercanas a la de activación, crece considerablemente, debido a los grandes ciclos de histéresis involucrados en los procesos de carga y descarga.

Estos materiales se han aplicado en control de deflexiones, regresando una estructura deformada por efecto de las cargas a su posición previa a la aplicación de las fuerzas. Pueden emplearse con fines de control de la propagación de grietas en el campo del

control de daño, o bien, cuando se incorporan en tendones estructurales, las aleaciones con memoria son capaces de modificar las fuerzas inducidas, la rigidez o el amortiguamiento

La fase cristalina que se presenta a bajas temperaturas es la martensita, cuyo comportamiento cíclico es similar al que exhibe el acero estructural. La curva tensión – deformación que se genera cuando la temperatura ambiente es la que corresponde a la fase martensítica es la que se muestra en la figura 3.10

Cuando la temperatura ambiente es mayor que la correspondiente a la temperatura de transición a la fase austenítica se presenta un efecto de “superelasticidad”, cuyo comportamiento se muestran en la figura 3.11, en la que se observa el efecto histerético y la ausencia de una deformación residual. Este comportamiento se debe a un comportamiento elástico de la fase de austenita, que se transforma en una rama horizontal después de alcanzar una tensión límite, a partir de la cual comienza la transformación de la austenita a la martensita. Una vez que se alcanza la fase de martensita se incrementa nuevamente la rigidez. Al retirar la carga completamente se regresa al estado sin deformar.

A temperaturas más elevadas, la aleación con memoria de forma muestra un comportamiento elástico sin histéresis, sin embargo las características que son de utilidad en el control de vibraciones de una estructura son, el comportamiento histerético de la fase martensítica y el “superelástico”. De esta forma se cuenta con una elevada rigidez inicial durante la etapa elástica, una rigidez baja para niveles de deformación intermedios en los que puede disiparse una gran cantidad de energía y una gran rigidez para mayores desplazamientos junto con una alta disipación de energía. Además se cuenta con la propiedad de auto centrado al no existir deformaciones residuales. Si se tratan adecuadamente, este tipo de aleaciones se vuelven poco sensibles a los cambios de temperatura ambiente y muestran excelente resistencia a la fatiga y a la corrosión.

Las ecuaciones constitutivas para estas aleaciones pueden modelarse mediante la siguientes expresiones debidas a Ozdemir:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + |\dot{\epsilon}| \left(\frac{\sigma - \sigma_b}{\sigma_d} \right)^n$$

$$\dot{\sigma}_b = \alpha E |\dot{\epsilon}| \left(\frac{\sigma - \sigma_b}{\sigma_d} \right)^n$$

donde: α es la constante que define la pendiente de la curva $\sigma - \epsilon$ en el intervalo inelástico, σ_b es la tensión de referencia, σ_d es una constante del material y n es un entero impar. La pendiente de la curva se obtiene dividiendo la primera ecuación por $\dot{\epsilon}$, a partir de la cual se observa que la pendiente es constante durante las etapas de carga y descarga lineal, es decir, cuando: $(\sigma - \sigma_b) / \sigma_d \ll 1.0$.

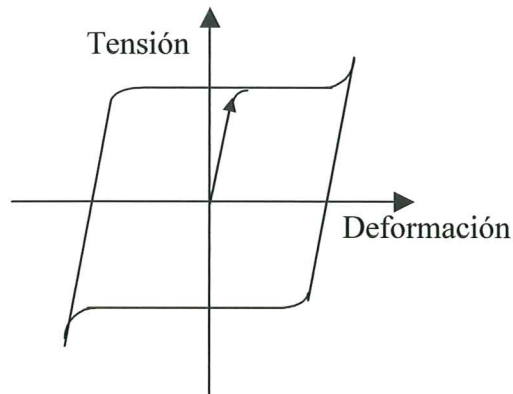


Figura 3.10 Representación esquemática de un ciclo de histéresis, para una aleación con memoria de forma en su fase martensítica

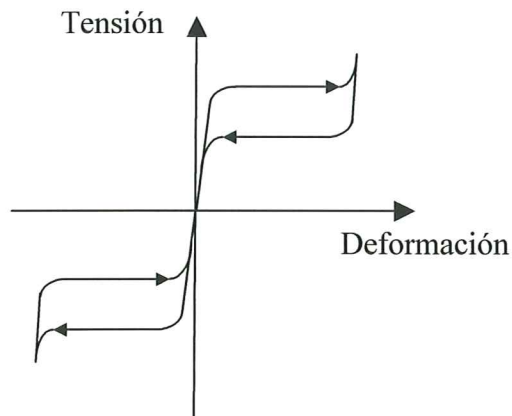


Figura 3.11 Representación esquemática de un ciclo de histéresis “superelástico”, característico de la etapa austenítica

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E \left[1 - \text{sgn}(\dot{\varepsilon}) \left(\frac{\sigma - \sigma_b}{\sigma_d} \right)^n \right]$$

Si se modifica la segunda ecuación que propone Ozdemir (Graesser y Cozzarelli, 1991), se pueden describir varios aspectos del comportamiento de un SMA:

$$\frac{\sigma_b}{E} = \alpha \left[\left(\varepsilon - \frac{\sigma}{E} \right) + f_T |\varepsilon|^c \text{erf}(a\varepsilon) u(-\varepsilon \dot{\varepsilon}) \right]$$

donde f_T , a y c son constantes del material, $u(x)$ es la función escalón y $\text{erf}(x)$ es la función error que se define con:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-y^2} dy$$

El segundo término que se adiciona al modelo de Ozdemir tiene como propósito representar la rama descendente de los ciclos de histéresis en los materiales con memoria de forma. El modelo propuesto por Graesser y Cozzarelli permite predecir la capacidad de absorción de energía de aleaciones de Nitinol dentro de los intervalos de deformación y las velocidades de deformación empleados en las pruebas. El Nitinol alcanza deformaciones del 7%, mientras que el acero no logra alcanzar el 2% de deformación sin presentar deformaciones permanentes. En pruebas desarrolladas por Witting y Cozzarelli (1992), se observa una fuerte dependencia en el comportamiento del Nitinol con respecto a las características del sismo, lo que se explica por la pérdida de rigidez de la aleación durante grandes deformaciones, causando una disminución de la frecuencia de la estructura. Por ello resulta efectivo en aquellos sismos que concentren la energía en bajas frecuencias, mientras que en sismos con frecuencias elevadas, el empleo de este tipo de disipadores no reduce la respuesta, a diferencia de los disipadores viscoelásticos que resultaron más eficientes en pruebas experimentales realizadas bajo condiciones semejantes. Algunas otras limitaciones de estas aleaciones son los problemas de fatiga en pocos ciclos si no se les trata adecuadamente, la disipación de calor, y los requerimientos de energía.

3.10 Fluidos controlables

La característica esencial de los fluidos controlables es su habilidad para transformarse, en cuestión de milisegundos, de un fluido lineal viscoso a un semisólido con resistencia a la fluencia controlable cuando se le expone a un campo eléctrico o magnético. Hay dos clases de fluidos viables para el control estructural: los fluidos electroreológicos ER y los fluidos magnetoreológicos MR.

3.10.1 Fluidos electroreológicos (ER)

Los materiales electroreológicos se caracterizan por su habilidad de modificar en forma dramática su resistencia cuando se les somete a un campo eléctrico. Los ER consisten de una base fluida, usualmente algún líquido aislante de baja viscosidad, mezclado con partículas no conductoras de tamaño de 1 a 10 μm de diámetro. Al aplicarles un campo eléctrico, las partículas polarizan y solidifican la mezcla con un cambio drástico en su comportamiento reológico. El interés en ellos se deriva en su habilidad para proporcionar en forma simple y rápida una interfase entre el control electrónico y el sistema mecánico. Su capacidad para trabajar como válvulas rápidas, sin necesidad del uso de partes móviles que pongan en riesgo la confiabilidad del sistema semiactivo, representa una de sus grandes ventajas. Además ofrecen gran capacidad y flexibilidad para alterar la respuesta de una estructura cuando se enfrentan a condiciones cambiantes o inesperadas. La resistencia a la fluencia por cortante para los ER modernos es del orden de 10 kPa para cargas estáticas, y de 1 kPa para cargas dinámicas. En la actualidad se patentan alrededor de 20 nuevos materiales electroreológicos al año. Algunos materiales (anhydrous) pueden operar a altas y bajas temperaturas con resistencias a cortante elevadas y con bajos requerimientos de potencia. Requieren, sin

embargo, la comprensión adecuada de su comportamiento no lineal para fines de implementar su diseño. Uno de los problemas principales para su aplicación es su fiabilidad.

Históricamente los líquidos y los sólidos han sido tratados en forma diferente, con leyes físicas distintas para describir su comportamiento. Los sólidos lineales se describen con la ley de Hooke, donde los cuerpos deformados regresan a su geometría original cuando las cargas o tensiones se eliminan. Los fluidos lineales fueron caracterizados con la ley de Newton de la viscosidad y no recobran su forma al eliminar las acciones. Hay algunos materiales que no se ajustan al comportamiento de estos extremos clásicos; los materiales electroreológicos son un ejemplo. Los ER han sido modelados razonablemente bien como fluidos plásticos de Bingham, dado que una vez que se alcanza la tensión de fluencia máxima se observa una relación newtoniana entre el tnsión cortante y la tasa de deformación por cortante.

Los intentos por desarrollar un modelo matemático se han complicado por el hecho de que el material se comporta como diferentes modelos idealizados dependiendo de la magnitud del campo eléctrico y de la amplitud de la deformación. Para niveles de deformación previa a la fluencia el comportamiento de los ER es esencialmente viscoelástico lineal. La deformación de fluencia decrece con el campo eléctrico y la tensión de fluencia se incrementa con el cuadrado del campo eléctrico. La tensión aplicada es resistida por dos mecanismos, una componente viscosa con comportamiento lineal respecto a la tasa de las deformaciones por cortante ($\dot{\gamma}$), y otra componente que depende del tensión de fluencia del material (τ_y), y que puede representarse mediante un modelo de Bingham, propuesto por Stanway y por Gavin y Hanson (Soong y Dargush, 1997):

$$\tau = \tau_y(E) \operatorname{sgn}(\dot{\gamma}) + \eta \dot{\gamma}$$

donde η es la viscosidad del fluido y E es el campo eléctrico. Con base en este modelo constitutivo se propone la siguiente expresión, que relaciona la fuerza (F) generada por un amortiguador ER y la velocidad \dot{x} :

$$F = f_c \operatorname{sgn}(\dot{x}) + c_0 \dot{x} + f_0$$

donde c_0 es el coeficiente de amortiguamiento, f_c es la fuerza de fricción relacionada con la tensión de fluencia y f_0 toma en cuenta la media (distinta de cero) que se observa en las fuerzas que se han medido experimentalmente, debido a la presencia de un acumulador en el dispositivo. De esta forma el modelo de Bingham consiste de un elemento de Coulomb en paralelo con un elemento viscoso. Otros modelos proponen un modelo de Bingham en serie con un modelo de sólido lineal. También se ha propuesto el uso de un modelo de Bouc – Wen, desarrollado por Wen (1976), con el cual se obtiene la siguiente relación:

$$F = \alpha z + c_0 (\dot{x} - \dot{y}) + k_0 (x - y) + k_1 (x - x_0)$$

$$\dot{z} = -\gamma |\dot{x} - \dot{y}| z |z|^{n-1} - \beta (\dot{x} - \dot{y}) |z|^n + A (\dot{x} - \dot{y})$$

los parámetros β , γ , A y n , definen los ciclos de histéresis del modelo de Bouc – Wen para el elemento en fluencia.

Kawashima et al (1994) estudiaron la aplicabilidad de un amortiguador ER de tipo cilíndrico (figura 3.12), apropiado para desarrollar fuerzas importantes de amortiguamiento. La fuerza de amortiguamiento total (figura 3.13) se debe a la contribución de la fuerza viscosa (F_v) desarrollada por el flujo del fluido a través del orificio y de los efectos electroreológicos (F_{ER}), que se determinan con las expresiones siguientes:

$$F_v = \frac{12 L A^2 \eta \dot{x}}{B H^3}$$

$$F_{ER} = \frac{3 L A \tau_y}{H}$$

donde:

$$A = \text{área de presión del pistón} = \frac{\pi}{4} (D^2 - D_s^2)$$

\dot{x} = velocidad del pistón

L = longitud de los electrodos

H = distancia de los electrodos

B = ancho de los electrodos = $\pi(D + H)$

η = viscosidad del fluido electroreológico

τ_y = tensión cortante desarrollada por los efectos electroreológicos y que es función del campo eléctrico aplicado (E)

Dado que la tensión cortante τ_y es función del campo eléctrico aplicado, cuando $E = 0$, $\tau_y = 0$, y cuando E es máxima, se obtiene el valor máximo de τ_y

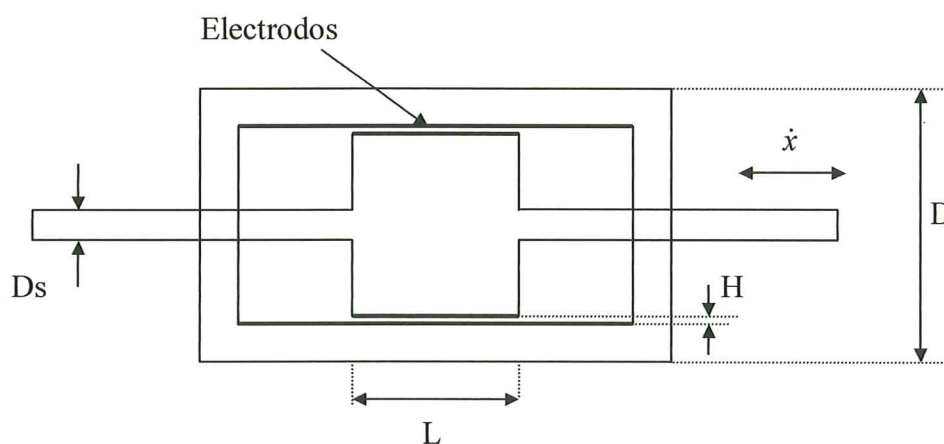


Figura 3.12 Amortiguador ER cilíndrico (Kawashima et al, 1994)

Si se asume que D es mucho mayor que D_s y que H , la fuerza total de amortiguamiento por unidad de longitud del electrodo (L), puede escribirse:

$$\frac{F}{L} = \frac{3\pi D^3 \eta}{4H^3} + \frac{3\pi D^2 \tau_y}{4H}$$

De acuerdo con la expresión anterior la fuerza del amortiguador se incrementa cuando se aumenta el tamaño del dispositivo (D) y la longitud del electrodo (L), mientras que se reduce cuando se incrementa la separación entre los electrodos (H). Entre más grande sea el dispositivo, la fuerza debida a la viscosidad adquiere más importancia relativa. Si se considera un amortiguador de 30 cm de diámetro, 50 cm de longitud de electrodos, 0.2 cm de separación entre electrodos, $\tau_{y_{\max}} = 1470$ Pa ($E=30$ kV/cm) y $\eta = 0.15$ Pa-s (valores típicos de fluidos electrorológicos), la fuerza máxima que puede desarrollar el amortiguador es de 200 N aproximadamente, lo que indica que pueden construirse dispositivos de tamaño conveniente para su aplicación en el control sísmico de una estructura.

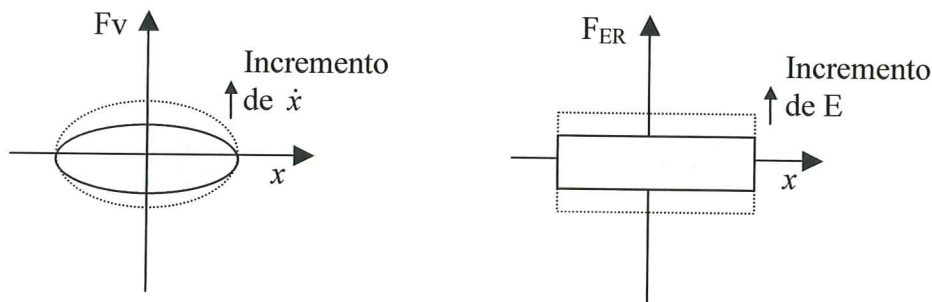


Figura 3.13 Fuerzas desarrolladas por un amortiguador ER (Kawashima et al, 1994)

3.10.2 Fluidos magnetoreológicos (MR)

Los materiales magnetoreológicos se caracterizan por su habilidad de modificar en forma dramática su resistencia cuando se les somete a un campo magnético. Los fluidos MR son suspensiones no coloidales de partículas paramagnéticas, de tamaño micrométrico, magnéticamente polarizables, dispersas en un medio como aceite de mineral o silicón. Cuando se aplica un campo magnético al fluido, se forman cadenas de partículas y el fluido se transforma en un semisólido y muestra un comportamiento viscoplástico, similar al de un ER. La transición al equilibrio reológico se alcanza en pocos milisegundos, permitiendo la construcción de dispositivos de gran ancho de banda.

Los materiales magnetoreológicos MR, son menos conocidos que los ER ya que han sido estudiados más recientemente. Los MR ofrecen algunas ventajas sobre los ER ya que tienen una elevada resistencia de fluencia y un comportamiento histerético estable en un intervalo amplio de temperaturas. El MR puede controlarse con un voltaje

reducido (12 a 24 Voltios), y una fuente de poder de sólo 1-2 Amperes. Las diferencias importantes entre los fluidos MR y los ER son:

- Los MR tienen una resistencia de fluencia inducida que es de 20 a 50 veces mayor que la de los ER.
- Los MR son menos sensibles a los contaminantes y temperaturas extremas.
- La corriente requerida en los ER es en miliAmperes y la de los MR en Amperes, aunque ambos materiales usan la misma potencia.
- Los dispositivos que se requieren para contener los fluidos MR son más pequeños que los necesarios para los ER.
- Los MR no son sensibles a impurezas debidas a los procesos de manufactura o uso.

En la tabla 3.3 se comparan las propiedades de ambos tipos de fluidos

Propiedad	Fluido ER	Fluido MR
Resistencia de fluencia (kPa)	2 a 5	50 – 100
Viscosidad (Pa – s)	0.2 a 0.3	0.2 a 0.3
Temperatura de operación (°C)	+10 a +90	-40 a +150
Densidad de corriente (mA / cm ²)	2 a 15	con magnetos permanentes
Gravedad específica	1 – 2.5	3 – 4
Materiales ancilares	Cualquiera	hierro / acero

Tabla 3.3 Propiedades típicas de fluidos electroreológicos y magnetoreológicos

Aún cuando falta un mayor desarrollo teórico y experimental, los estudios de simulación realizados hasta la fecha muestran que los MR son capaces de reducir la respuesta de estructuras sujetas a movimientos sísmicos simulados. Muchos autores consideran que en un futuro próximo, los fluidos controlables serán una alternativa importante para la protección de estructuras.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ANÁLISIS

Dado que la mayor parte de los aisladores y disipadores de energía trabajan en un régimen no lineal, es recomendable que el análisis del sistema puente aislador, considere los aspectos no lineales, de preferencia mediante el uso de acelerogramas naturales que sean representativos del peligro sísmico en el lugar de emplazamiento del puente. A pesar de la capacidad actual de los ordenadores y de la disponibilidad de programas de análisis no lineales en el mercado, se reconoce que el tiempo que se requiere para realizar este tipo de análisis y el nivel de conocimientos que debe tener el ingeniero de proyecto que es responsable de su aplicación, son dos limitaciones para el uso extensivo del análisis no lineal en la práctica profesional. Además se acepta que en muchos casos las características del sistema estructural y de su entorno, permiten utilizar métodos de análisis simplificados que conducen a resultados suficientemente precisos. Las normas permiten utilizar el método estático y el método dinámico modal. Para ello se emplea un procedimiento iterativo que permite definir la rigidez y amortiguamiento del sistema, con base en el concepto de estructura equivalente que fue desarrollado inicialmente por Shibata y Sozen (1976). Por supuesto, el método para obtener la respuesta no lineal a los acelerogramas puede aplicarse en cualquier caso y es el único aceptable si se desea un aislamiento parcial del puente.

Es necesario tener en cuenta que existen diversas condiciones que deben satisfacerse para que los resultados de un modelo simplificado sean representativos de la realidad, por lo que deben conocerse las limitaciones del modelo y saber cuales son los requisitos bajo los cuales puede aplicarse. El método de análisis más conveniente depende de diferentes factores como son: el tipo de terreno, la presencia de fallas activas cercanas, el tipo del dispositivo aislador – disipador, de las características estructurales del puente, de la importancia de la estructura, de los niveles de amortiguamiento, entre otros.

4.1 ESTRUCTURA EQUIVALENTE

En general las normas permiten efectuar el análisis mediante métodos lineales equivalentes en el caso de dispositivos con relaciones constitutivas bilineales, con el propósito fundamental de evitar modelos inelásticos complejos. Sin embargo debe considerarse que las simplificaciones propuestas en los códigos no están totalmente

fundamentadas y se basan en las comparaciones con algunos puentes regulares. El procedimiento se basa en sustituir las propiedades del sistema real por una estructura con una rigidez efectiva k_{ef} y una relación de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} , que aproximan la respuesta inelástica máxima de los puentes con aislamiento. Con este método se reemplaza cada elemento no lineal por un elemento lineal, cuya rigidez y amortiguamiento representan la variación de la rigidez y la capacidad de disipación de energía del elemento original para la respuesta máxima, pero no para la historia de carga completa, lo cual puede no ser representativo para estados límite distintos a los de seguridad. Las expresiones que se utilizan para la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente son de carácter empírico y son más o menos precisas para estimar los desplazamientos, o las fuerzas que transmiten los dispositivos a las pilas, pero no para ambos casos.

Este proceso es iterativo debido a que la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente dependen del nivel de desplazamiento (ductilidad), lo que lleva a procedimientos laboriosos, eliminando una de las justificaciones para su empleo, que consiste en proporcionar una herramienta expedita para el desarrollo de los proyectos. Este método es particularmente conveniente para su uso con el método del espectro de diseño a través del periodo secante y del amortiguamiento global del sistema, aunque tiene el inconveniente relativo a la forma de definir el amortiguamiento global a partir del amortiguamiento del aislador.

4.1.1 Rigidez efectiva

La rigidez efectiva (k_{ef}) de la estructura equivalente que se propone para simplificar el análisis no lineal del puente con aislamiento, es la rigidez secante correspondiente al desplazamiento último (figura 4.1). De acuerdo con las distintas especificaciones, la expresión que define la rigidez efectiva se obtiene a partir de consideraciones geométricas relativas a la curva idealizada fuerza – desplazamiento. Hwang y Sheng (1993) escriben la expresión de la rigidez efectiva que se propone en las normas,

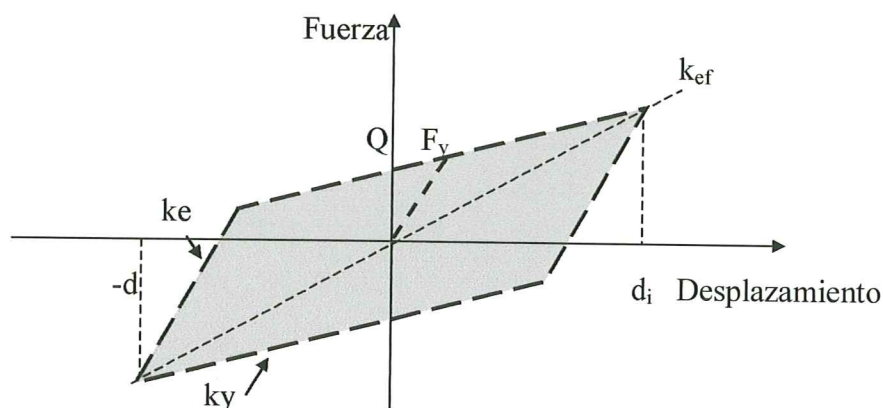


Figura 4.1 Rigidez efectiva de los aisladores

empleando los siguientes parámetros: la rigidez elástica (k_E), la ductilidad (μ), y la relación entre la rigidez inelástica y elástica (α),

$$k_{ef} = k_E \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Con base en una predicción óptima de la flexibilización de la estructura, Hwang et al (1994) proponen la siguiente expresión para determinar la rigidez efectiva:

$$k_{eq} = k_E \left\{ 1 + \ln \left[1 + 0.13(\mu - 1)^{1.137} \right] \right\}^{-2}$$

Posteriormente, Hwang et al (1996) proponen una expresión que resulta de una modificación de la ecuación derivada de la curva idealizada, que mejora la precisión para predecir la respuesta inelástica máxima de dispositivos con características bilineales:

$$k_{ef} = k_E \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \left(1 - 0.737 \frac{\mu - 1}{\mu^2} \right)^{-2}$$

La semejanza entre las rigideces obtenidas con las tres expresiones anteriores se muestra en la figura 4.2.

4.1.2 Amortiguamiento equivalente

El porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} del sistema de aislamiento se obtiene con la expresión:

$$\xi_{eq} = \frac{\text{area total}}{2\pi \sum k_{max} d_i^2}$$

donde el área total es la suma de las áreas de los ciclos de histéresis de todos los aisladores y k_{max} es la rigidez efectiva máxima que se obtenga para los ciclos de histéresis correspondientes al desplazamiento de diseño.

Aunque el amortiguamiento de la estructura equivalente se presenta como un porcentaje del amortiguamiento viscoso, en realidad se obtiene simplemente como la relación entre la energía disipada en un ciclo de deformación (área de histéresis del dispositivo) y la energía máxima de deformación en el dispositivo.

La limitación que se establece en algunas normas para aplicar el análisis con la estructura equivalente hasta valores del amortiguamiento de 30%, obedece a la precisión que puede obtenerse con la fórmula de linealización adoptada.

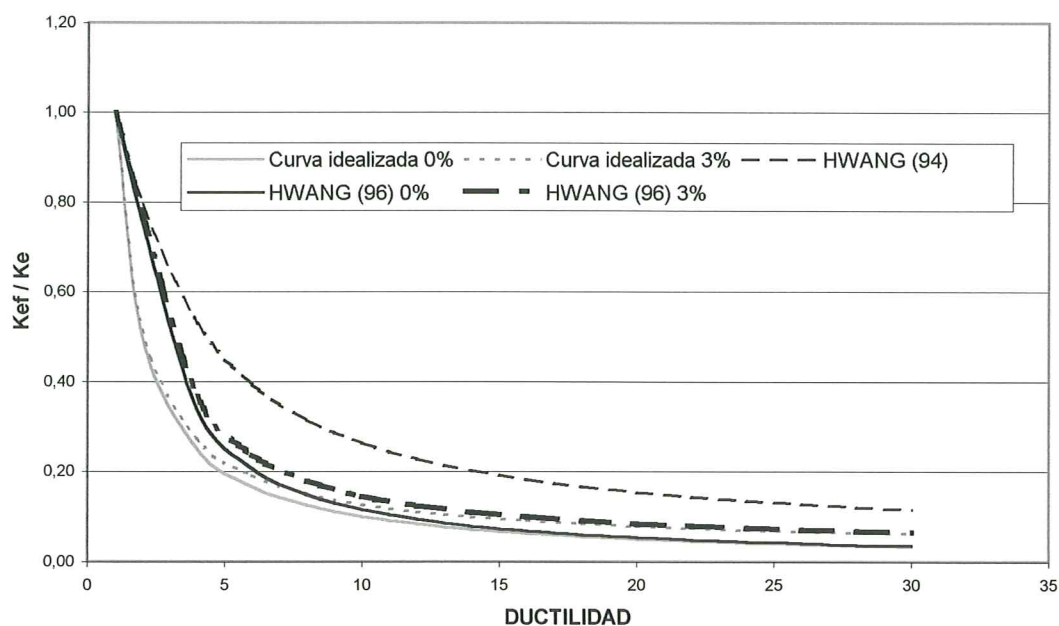


Figura 4.2 Relación entre la rigidez efectiva y la rigidez elástica de acuerdo con la curva idealizada y con Hwang (1994 y 1996)

Si se considera que todos los aisladores tienen las mismas características mecánicas y que el amortiguamiento total es la suma de la contribución del amortiguamiento histerético ξ_h y el amortiguamiento viscoso ξ_v (generalmente 5%), la relación de amortiguamiento viscoso equivalente que se obtiene a partir de la curva idealizada fuerza – desplazamiento puede escribirse (Hwang y Sheng, 1993):

$$\xi_{eq} = \frac{2(1-\alpha_i)\left(1-\frac{1}{\mu_i}\right)}{\pi[1+\alpha_i(\mu_i-1)]} + \xi_v$$

donde: α_i relación entre la rigidez inelástica y la rigidez elástica
 μ_i ductilidad definida como la relación entre el desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia

En la figura 4.3 se muestra la relación entre la ductilidad μ y la relación de amortiguamiento ξ_h definida por la expresión anterior, donde se observa que los valores máximos se presentan para ductilidades comprendidas entre 2 y 6, y que el amortiguamiento equivalente se reduce conforme se incrementa la deformación inelástica de los disipadores de energía, con excepción del caso en que $\alpha = 0$. A pesar de que esta conclusión no tiene fundamento, algunos autores consideran que los resultados que se obtienen con este procedimiento se aproximan razonablemente bien con los valores máximos de un análisis inelástico, en parte, debido al procedimiento iterativo que se propone para estimar los desplazamientos máximos del aislador (Hwang et al, 1994). Con el propósito de mejorar la propuesta obtenida a partir de la curva idealizada,

Hwang et al (1994 y 1996) proponen respectivamente las dos expresiones siguientes para estimar el amortiguamiento equivalente de los disipadores:

$$\xi_{eq} = 0.0587(\mu - 1)^{0.371}$$

y

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

En la figura 4.4 se muestra la relación entre el amortiguamiento equivalente y la ductilidad según las tres ecuaciones anteriores, en la que se observan diferencias importantes en las relaciones de amortiguamiento para todo el intervalo de ductilidades. A diferencia de la expresión obtenida de la curva idealizada, en las ecuaciones propuestas por Hwang el amortiguamiento equivalente sí aumenta conforme se incrementa la ductilidad.

Franchin et al (2001) determinaron a partir de 300 simulaciones los errores promedio entre las tres expresiones anteriores y los resultados de análisis no lineales, considerando valores de ductilidad (μ) entre 3 y 15, y la pendiente de la rama no lineal (α) entre 1 y 5%. En la tabla 4.1 se presentan los mayores errores obtenidos. Se observa que Hwang (1994) predice razonablemente bien los desplazamientos, pero produce errores inadmisibles para las fuerzas que los dispositivos transmiten a la subestructura. El amortiguamiento obtenido a partir de la curva idealizada, que corresponde a la propuesta por los códigos, produce errores máximos del 50% tanto para los desplazamientos como para las fuerzas, mientras que la expresión propuesta por Hwang(1996), conduce en general a resultados más precisos, inferiores al 20% en desplazamientos y menores al 40% en fuerzas.

El concepto de amortiguamiento equivalente que se obtiene de la curva idealizada fuerza – desplazamiento es independiente del coeficiente de fricción de los sistemas que trabajan por deslizamiento, así como de la fuerza de fluencia que define el comportamiento de los materiales elasto – plásticos. Por tal motivo, el concepto de amortiguamiento equivalente definido anteriormente no es representativo en estos casos y es necesario realizar un análisis en el tiempo. Lo mismo sucede cuando el dispositivo aislador carece de fuerza de auto centrado ya que los desplazamientos totales pueden subestimarse.

Expresión	Desplazamiento		Fuerza	
Curva idealizada	- 50%	- 10%	- 20%	+ 50%
Hwang (94)	- 5%	+ 10%	+ 70%	+ 170%
Hwang (96)	- 20%	0	+ 20%	+ 40%

Tabla 4.1 Errores máximos con respecto a un análisis no lineal producidos por las expresiones para determinar el amortiguamiento equivalente (+ significa sobreestimación y – subestimación de los valores)

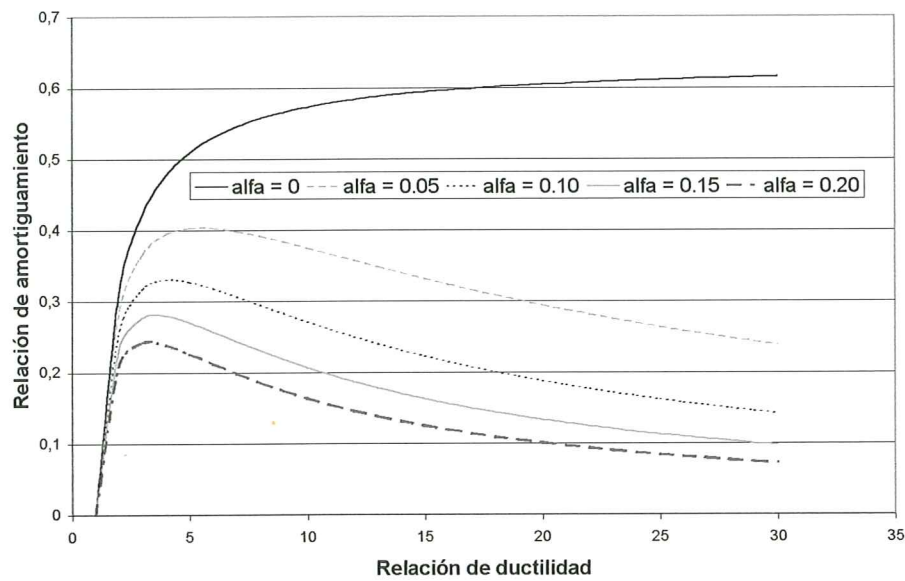


Figura 4.3 Relación entre la ductilidad debida al desplazamiento lateral del aislador y la relación de amortiguamiento equivalente a partir de la curva idealizada (adaptada de Hwang et al, 1994)

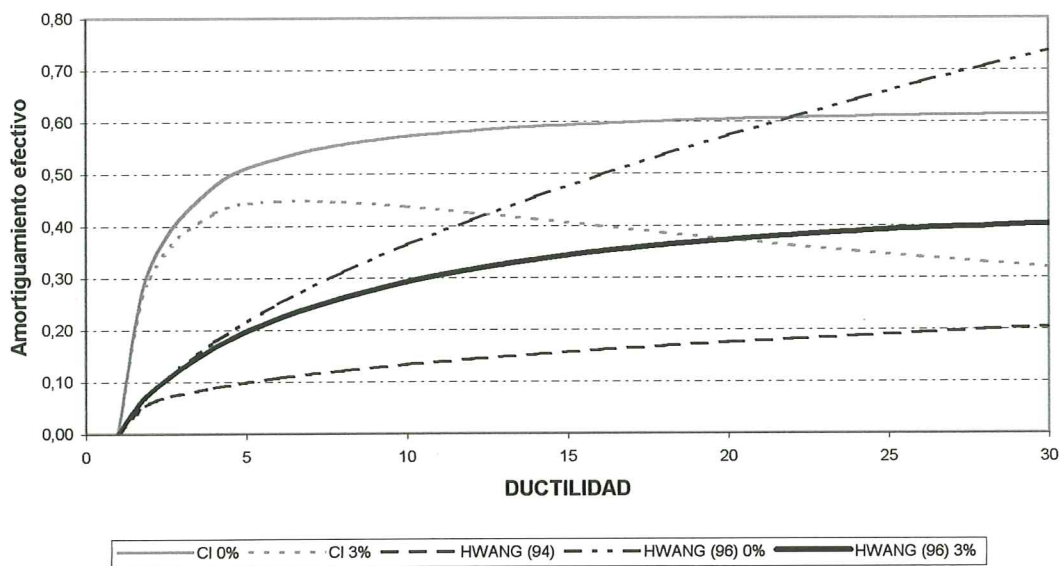


Figura 4.4 Amortiguamiento equivalente de acuerdo con la curva idealizada (CI) y con Hwang (1994 y 1996)

4.1.3 Amortiguamiento del puente aislado

Una vez definido el amortiguamiento equivalente de los dispositivos se debe estimar el amortiguamiento equivalente del sistema conjunto puente – aisladores, para determinar la fuerza lateral que deberá aplicarse al modelo. La forma en que interviene el

amortiguamiento de los otros componentes del puente, como pilas y estribos, o el amortiguamiento debido al movimiento del terreno, no está definido claramente en el método de la estructura equivalente y constituye una de sus debilidades. El argumento que puede justificar este procedimiento se basa en la posibilidad de despreciar la contribución de los otros elementos del puente, lo cual puede considerarse razonable siempre y cuando la rigidez de las pilas sea considerablemente mayor que la rigidez de los aisladores, y el efecto de interacción del suelo no sea significativo.

El código de la Asociación Japonesa de Carreteras (JRA, 1996), especifica la relación de amortiguamiento viscoso equivalente del sistema integrado puente – aisladores, al tomar en cuenta la influencia de la rigidez y del amortiguamiento de las pilas y de los estribos, así como la rigidez y amortiguamiento debido a los movimientos de traslación y rotación del terreno, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\xi_{puente} = \frac{\sum K_{efi} \cdot u_{Bi}^2 \cdot c_{hi}}{\sum K_{efi} \cdot u_{Bi}^2 \cdot c_i}$$

$$c_{hi} = \xi_{eqi} + \frac{\xi_{Pi}}{K_{Pi}} + \frac{\xi_{Fui}}{K_{Fui}} + \frac{\xi_{F\theta} H^2}{K_{F\theta}}$$

$$c_i = 1 + \frac{K_{efi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{efi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{efi} H^2}{K_{F\theta}}$$

donde:

ξ_{eqi}	relación de amortiguamiento del dispositivo i
ξ_{Pi}	relación de amortiguamiento de la pila o estribo i
ξ_{Fui}	relación de amortiguamiento asociado al movimiento de traslación de la fundación i
$\xi_{F\theta i}$	relación de amortiguamiento asociado con la rotación de la fundación i
K_{efi}	rigidez efectiva del dispositivo i
K_{Pi}	rigidez equivalente de la pila o estribo i
K_{Fui}	rigidez de traslación de la fundación i
$K_{F\theta i}$	rigidez rotacional de la fundación i
u_{Bi}	desplazamiento de diseño del dispositivo de aislamiento i
H	altura media desde la parte inferior de la pila hasta el centro de gravedad del tablero

Si se determinan las formas y frecuencias modales, la relación de amortiguamiento del puente para el modo i (ξ_i), puede obtenerse con:

$$\xi_i = \frac{\sum \phi_{ij}^T \cdot \xi_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i}$$

donde:

ϕ_{ij}	vector del modo i para el componente estructural j
ϕ_i	vector del modo i del puente

ξ_j	relación de amortiguamiento del componente estructural j
k_j	matriz de rigidez del componente estructural j
K	matriz de rigidez del puente

Los valores de la relación de amortiguamiento para los diferentes componentes estructurales se muestra en la tabla 4.2.

Componente estructural	Acero	Hormigón
Superestructura	0.02 a 0.03	0.03 a 0.05
Dispositivo de aislamiento	Amortiguamiento equivalente (ξ_{eq})	
Pilas / Columnas	0.03 a 0.05	0.05 a 0.1
Fundación	0.1 a 0.3	

Tabla 4.2 Relaciones de amortiguamiento recomendadas para los componentes estructurales (Kawashima y Unjoh, 1994)

Para determinar los coeficientes de la matriz de amortiguamiento en el método dinámico modal, es necesario definir una rigidez y una masa asociada al elemento. El problema surge para definir la masa asociada a cada uno de los modos de vibración. Franchin et al (2001) afirman que si se reconoce el carácter histerético de los factores de amortiguamiento equivalente ($c_h = 2\xi_{heq} k_{ef}$), se soluciona el problema de pasar de los factores individuales de los aisladores a los factores modales, sin necesidad de asignar una masa asociada a cada modo. Mediante el análisis de algunos puentes Franchin estudia las diferencias que se encuentran con respecto a un análisis no lineal. Cuando se emplean las expresiones de Hwang (1996) utilizando el amortiguamiento histerético (c_h), las diferencias son menores que en el caso de un sistema de un grado de libertad, quedando comprendidas entre 20 y 30%. Si se utilizan las expresiones de Hwang (1994) se obtienen errores inaceptables en las fuerzas, al igual que sucede en el caso de sistemas de un grado de libertad, mientras que con la ecuación proveniente de la curva idealizada que proponen los códigos se subestiman los desplazamientos y las fuerzas, con mayores errores en los desplazamientos, que resultaron del orden del 100% en uno de los puentes estudiados. El error se asocia a los fuertes contrastes de irregularidad en el puente, por lo que Franchin et al, sugieren que la sustitución de la estructura real por una estructura lineal equivalente se limite a los puentes regulares.

4.2 ANÁLISIS DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Consiste en representar la acción sísmica mediante fuerzas estáticas equivalentes, obtenidas a partir de la ordenada del espectro de diseño correspondiente al periodo fundamental de vibración. Dado que los desplazamientos laterales de una estructura aislada se concentran en los apoyos, el movimiento de la estructura sobre los aisladores se asemeja al de un cuerpo rígido y la respuesta puede aproximarse a la del primer modo de vibración. Con esta base el procedimiento de análisis es el mismo que se utiliza en puentes convencionales, en el que se representa el efecto del sismo mediante una fuerza estática equivalente (F), que puede obtenerse con:

$$F = C_s W$$

donde W es la carga muerta del tramo de superestructura soportada por los aisladores, y C_s representa el coeficiente sísmico correspondiente al espectro de diseño elástico, que deberá obtenerse a partir del amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) y la rigidez efectiva (k_{ef}) que se proponen en el modelo de la estructura equivalente.

En el método estático de análisis se permite estimar el periodo fundamental de la estructura (T), mediante la siguiente expresión:

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

y

$$\delta = \frac{\int w_i u_i^2}{\int w_i u_i}$$

- donde:
- w_i carga muerta por unidad de longitud (N/m) de la unidad de diseño sísmico “i” (superestructura y subestructura sobre la superficie del terreno).
 - u_i desplazamiento lateral (m) de la unidad estructural de diseño sísmico “i”, debido a la carga w_i aplicada en la dirección considerada.

Sin embargo, dado que la superestructura se comporta como un sólido rígido, el procedimiento resulta más simple que en los diseños tradicionales, en los que únicamente se requiere definir la intensidad de la carga estática equivalente $p_e(x)$ y aplicarla a la superestructura para determinar los desplazamientos y las fuerzas en los elementos,

$$p_e(x) = w(x)C_s$$

donde: $w(x)$ es la carga muerta debida a la superestructura del puente por unidad de longitud.

El coeficiente sísmico C_s es un coeficiente adimensional, que al multiplicarlo por g , representa el valor de la aceleración del espectro de respuesta elástico S_a . A partir de esta aceleración, se pueden aproximar los desplazamientos de los aisladores sísmicos (d_i), mediante:

$$S_a = C_s g = \omega^2 d_i$$

$$d_i = \frac{T_{ef}^2}{4\pi^2} C_s g$$

donde T_{ef} es el periodo de vibración y ω es la frecuencia. Al sustituir $g = 981 \text{ cm/s}^2$, d_i es aproximadamente igual a:

$$d_i = 25 C_s T_{ef}^2 \quad [cm]$$

Como C_s puede escribirse:

$$C_s = \frac{\omega^2 d_i}{g}$$

La fuerza estática equivalente también puede representarse como una función del desplazamiento de los aisladores sísmicos d_i :

$$F = \frac{W \omega^2}{g} d_i$$

El periodo efectivo también puede estimarse a partir de:

$$T_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum k_{ef}}}$$

g es la aceleración de la gravedad

$\sum k_{ef}$ es la suma de las rigideces lineales efectivas determinadas de acuerdo con el criterio de la estructura equivalente.

En el caso de un sistema de un solo grado de libertad, en el que se considera que el tablero actúa como un sólido rígido, y cada pila puede ser considerada como un sistema de un grado de libertad, la rigidez global del sistema pila disipador (k_g) se puede obtener a partir de la rigidez secante de la pila al nivel del desplazamiento de fluencia (k_{py}), conectada en serie con el aislador mediante:

$$k_g = \frac{1}{\frac{1}{k_{py}} + \frac{1}{k_{ef}}}$$

Si el amortiguamiento viscoso del dispositivo es lineal, el amortiguamiento global (ξ_g) es:

$$\xi_g = \frac{d_p \xi_p + d_m \xi_m}{d_p + d_m}$$

donde:

- d_p es el desplazamiento del sistema pila – fundación - suelo
- ξ_p es el amortiguamiento del sistema pila – fundación – suelo (5%)
- d_m es el desplazamiento del amortiguador correspondiente al nivel de desplazamiento esperado
- ξ_m es el amortiguamiento del disipador al nivel de desplazamiento esperado

Es importante señalar que el nivel de desplazamiento para obtener la rigidez y el amortiguamiento del dispositivo corresponde al nivel de desplazamiento esperado y no al máximo desplazamiento que puede admitir el dispositivo.

En caso de que el dispositivo cuente con un amortiguamiento de tipo histérico elasto – plástico, el amortiguamiento global, para una ductilidad μ , es:

$$\xi_g = \frac{2 \left(1 - \frac{1}{\mu} \right)}{\pi}$$

El modelo de un grado de libertad puede aplicarse cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- El criterio de diseño que se adopta pretende que los elementos estructurales del puente permanezcan en el régimen elástico (aislamiento total).
- El terreno de sustentación no es flexible ni se tiene conocimiento de la presencia de fallas activas cercanas
- El periodo de la estructura aislada no supera los 3.0 segundos y es considerablemente más flexible que el puente apoyado en una base fija.
- La masa efectiva de las pilas es considerablemente inferior a la del tablero y la excentricidad entre el centro de masa del tablero y el centro de rigideces de las pilas no produce efectos de torsión significativos.
- Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción, de las cargas verticales o de los efectos bidireccionales. Los dispositivos no presentan un comportamiento elasto - plástico perfecto y cuentan con un sistema de auto centrado.
- El modelo lineal de la estructura por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento deberá reflejar lo mas fielmente posible la distribución real de rigidez. La rigidez de pilas y estribos de hormigón armado podrán determinarse a partir de las secciones sin fisurar.

En el método estático no se hace ninguna referencia a la posibilidad de un incremento en los desplazamientos y fuerzas debido al efecto de torsión que se produce por la distribución irregular de la rigidez en planta o elevación.

4.3 ANÁLISIS DE SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Los criterios de análisis son los mismos que se proponen en las normas para los puentes tradicionales, con las siguientes observaciones:

- a) La rigidez de los aisladores que debe considerarse en el análisis es la rigidez efectiva (k_{ef}) correspondiente al desplazamiento de diseño (d_i), como se indica en la figura 4.1.
- b) El espectro de respuesta elástico es el mismo que se emplea para el análisis de sistemas de un solo grado de libertad y puede reducirse por efecto del amortiguamiento de los modos aislados. El amortiguamiento se obtendrá conforme con el criterio de la estructura equivalente. El 5% que se emplea tradicionalmente se mantiene para los otros modos.

El modelo de varios grados de libertad puede aplicarse en aquellos diseños en los que se busca mantener a los elementos estructurales en el régimen elástico (aislamiento total), que no se encuentren en suelos muy flexibles, y que cumplan con los requisitos que se describen para sistemas de un grado de libertad relativos al sistema de aislamiento.

Al igual que en el método del modo fundamental, la rigidez de pilas y estribos de hormigón armado podrán determinarse a partir de las secciones sin fisurar.

Para puentes simplemente apoyados se permite suponer que el tablero es infinitamente rígido y modelarlo como una sola masa. En el caso de puentes continuos es necesario analizar la estructura como un todo, con al menos dos masas concentradas en puntos intermedios en cada vano.

Si se adopta un modelo de masas concentradas, las pilas deberán representarse con el número suficiente de masas ubicadas a intervalos regulares a lo largo de su longitud. Si la altura de la pila es pequeña y su rigidez es considerablemente mayor que la rigidez secante de los dispositivos, se permitirá omitir su contribución en el análisis.

En el caso del análisis modal se debe considerar como mínimo el siguiente número de modos (n):

$$n = 2 n_p n_d$$

donde n_p es el número de pilas considerado en el modelo y n_d es el número de direcciones que se aplican en forma simultánea en el análisis.

Se recomienda que al modelar la estructura se tenga en cuenta todos los elementos y fuerzas adicionales que participan en la respuesta de un puente aislado, tales como: los aisladores – disipadores, las fuerzas de fricción en los apoyos, los conectores sísmicos y los elementos para la unión entre tableros adyacentes.

Se debe tener en cuenta los efectos de carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga, en los casos en que el sistema aislante se vea afectado por estos parámetros. En el caso de dispositivos que trabajan por fricción, se presenta el problema de modelar el comportamiento rígido plástico y la dificultad de definir un coeficiente de fricción. En vista de esta situación el análisis deberá efectuarse con los coeficientes de fricción mínimos y máximos y utilizar los valores más desfavorables para el diseño.

El procedimiento de análisis y los efectos de torsión se ajustarán a las especificaciones para puentes convencionales.

En el caso de puentes largos o de puentes que se construyan sobre terrenos con cambios bruscos de sus propiedades dinámicas, será necesario considerar los movimientos fuera de fase de los apoyos; en caso contrario podrá asumirse el mismo movimiento en todas las pilas y estribos.

4.4 ANÁLISIS EN EL TIEMPO

El procedimiento de análisis será el mismo que se establece para puentes convencionales, sin embargo, deben vigilarse dos aspectos principales: que las historias de aceleración que se utilicen se ajusten lo más posible a los espectros del sitio que proponen las normas para mantener el mismo nivel de riesgo, y que el modelo inelástico de la estructura y de los aisladores sea representativo de su comportamiento. Para ello se recomienda que:

- Se utilicen al menos tres pares de acelerogramas horizontales de eventos registrados. Se permite el uso de acelerogramas artificiales pero se da preferencia al uso de acelerogramas naturales. Los acelerogramas deberán ser escalados para los diferentes niveles de intensidad que recomienda la norma.
- Cada par de componentes horizontales se escalará de forma que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del espectro con 5% de amortiguamiento, no sea menor que 1.3 veces el espectro del sismo de diseño para el mismo amortiguamiento, y que no difiera en más del 10% en la banda de periodos comprendida entre 1.0 y 2.0 segundos.
- La duración de los acelerogramas debe ser congruente con las características del foco del sismo de proyecto, y en el caso de emplazamientos a distancias inferiores a 15 km de una falla activa importante, deberán incorporar fenómenos de campo cercano.
- La revisión de las deformaciones, desplazamientos y tensiones se hará con base en la media de los valores máximos del conjunto de acelerogramas que se emplean para cada nivel de intensidad.
- Deberán considerarse los efectos de fricción, carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga, en los casos en que el sistema aislante se vea afectado por estos parámetros.

- Las características de deformación de los elementos en los que se admite cierta plastificación (pilares), se aproximarán lo más fielmente posible al comportamiento post elástico real.

4.5 ELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS

Con base en las recomendaciones que se indican en las referencias citadas en este capítulo, así como en las especificaciones de los diferentes códigos relacionados con el diseño de puentes que incorporan dispositivos de aislamiento y disipación de energía, se elaboró la tabla 4.3, en la que se indican las diferentes condiciones bajo las cuales es conveniente utilizar alguno de los métodos de análisis comentados en las secciones previas.

Condición	Método estático	Dinámico modal	Historia en el tiempo
Terreno firme	✓	✓	✓
Terreno intermedio	✓	✓	✓
Terreno flexible		✓	✓
Falla activa cercana			✓
Sistema estructural no simétrico (a)		✓	✓
Hay cambios bruscos de rigidez o de masa (b)		✓	✓
Puentes curvos (c)		✓	✓
Puente esencial			✓
Puente ordinario	✓	✓	✓
Amortiguamiento < 30%	✓	✓	✓
Amortiguamiento > 30%			✓
Aislamiento total	✓	✓	✓
Aislamiento parcial			✓
Amortiguador histerético bilineal o viscoso lineal	✓	✓	✓
Otro amortiguador			✓

Tabla 4.3 Condiciones para la aplicación de los métodos de análisis

Notas:

- Para el análisis transversal del puente, se considera que el sistema estructural es simétrico cuando la excentricidad entre el centro de masa del tablero y el centro de rigideces de los apoyos es menor al 5% de la longitud del puente.
- Si el cambio de rigidez o de masa entre dos apoyos (exceptuando los estribos) es superior al 25 %, se considera que hay cambios bruscos en estas propiedades.

- (c) Para fines de la elección del método se considera que un puente es curvo, si el ángulo que forman las líneas que unen el centro del puente con el apoyo extremo y la que une los dos apoyos extremos, es superior a 30°

La tabla es simplemente una guía que resume las principales condiciones de aplicabilidad ya que para elegir el método más apropiado, deberá considerarse el conjunto de condiciones de cada caso, así como el impacto que puede tener alguna de las características en el comportamiento general del puente. En muchas situaciones será necesario aplicar más de uno de los métodos. Aunque el análisis en el tiempo realizado con acelerogramas registrados en temblores reales, considerando los aspectos no lineales, es considerado el método más preciso y que puede ser aplicable en todos los casos, los métodos simplificados ofrecen alternativas que proporcionan resultados suficientemente precisos con las siguientes ventajas: es muy útil para las etapas de prediseño, se consiguen ahorros de tiempo, constituyen una herramienta racional que favorece la aplicación práctica de los sistemas de aislamiento y disipación de energía. Por supuesto que la decisión final deberá tomarse con base en el nivel de comportamiento no lineal esperado, la complejidad del sistema y de la etapa de diseño.

REFERENCIAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (1991) "Guide Specifications for Seismic Isolation Design", Washington, D.C.

American Association of State Highway and Transportation Officials (1999) "Guide Specifications for Seismic Isolation Design". 2nd edition, Washington, D.C.

ATC-32, (1996), "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations", Applied Technology Council, Redwood City, California.

Autostrade, (1991), "Istruzioni per la progettazione antisismica dei ponti con l'impiego di dispositivi isolatori/dissipatori", Prevenzione antisismica di manufatti della rete Autostrade S.P.A.

Buckle, I.G., (2000), "Passive Control of Structures for Seismic Loads", Proceedings of the 12th Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, CD No. 2825

Buckle, I., Nagarajaiah, S y Ferrell, K., (2002), "Stability of Elastomeric Isolation Bearings: Experimental Study", Journal of Structural Engineering, Vol 128, No. 1, pp 3-11.

Caltrans, (1999), "Seismic Design Criteria", version 1.1, California Department of Transportation, Sacramento, California.

Chaiseri, P., Fujino, Y., Pacheco, B.M. y Sun, L.M. (1989), "Interaction of Tuned Liquid Damper and Structure: Theory, Experimental Verification and Application", Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, Vol. 6, No. 2, pp. 273-282.

Chang, K.C., Lai, M.L., Soong, T.T., Hao, D.S. y Yeh, Y.C., (1993), "Seismic Behavior and Design Guidelines for Steel Frame Structures with Added Viscoelastic Dampers, NCEER 93-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Clark, P.W., Aiken, I.D., Nakashima, M., Miyazaki, M. Y M idorikawa, M., (1999), "New Design Technologies. The 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu) Earthquake as a Trigger for Implementing New Seismic Design Technologies in Japan", Lessons Learned Over Time, Learning from Earthquakes, Vol. III, Earthquake Engineering Research Institute.

Constantinou, M.C., Symans, M.D., Tsopeles, P. Y Taylor, D.P., (1993), "Fluid Viscous Dampers in Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation", Proceedings of the ATC-17-1 on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control, Vol 2, pp 581-591.

Dargush, G.F. y Soong, T.T., (1995), "Behavior of Metallic Plate Dampers in Seismic Passive Energy Dissipation Systems", Earthquake Spectra, Vol 11, No. 4, pp 545-568.

Earthquake Protection Systems, Inc., (2001), "Benicia – Martinez Bridge", <http://www.earthquakeprotection.com/bridges.html>

Eurocódigo, (1998), "Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 2: Puentes", UNE-ENV 1998-2.

Franchin, P., Monti, G. y Pinto, P.E., (2001), "On the Accuracy of Simplified Methods for the Analysis of Isolated Bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, pp 363-382.

Fujino, Y., Sun, L., Pacheco, B.M. y Chaiseri, P., (1992), "Tuned Liquid Damper (TLD) for Suppressing Horizontal Motion of Structures", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 118, No. 10, pp. 2017-2030.

Fujino, Y., (2000), "Vibration and Control of Long Span Bridges", Advances in Structural Dynamics, Vol 1, pp. 55-66, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

Graesser, E.J. y Cozzarelli, F.A., (1991), "Shape Memory Alloys as New Materials for Aseismic Isolation", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 2590-2608.

Hwang, J.S. y Sheng, L.H., (1993), "Effective Stiffness and Equivalent Damping on Base Isolated Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 10, pp 3094-3101.

Hwang, J.S., Sheng, L.H. y Gates, J.H., (1994), "Practical Analysis of Bridges on Isolation Bearings with Bi-Linear Hysteresis Characteristics", Earthquake Spectra, Vol 10, No. 4, pp 705-727.

Hwang, J.S., Lin, C.Y., Ku, S.W. y Kau, W.J., (1996), "Analysis Accuracy Implied by Equivalent Linear Models of Bridge Isolation", Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

International Conference of Buildings Officials (1991), "Earthquake Regulations for Seismic Isolated Structures", Uniform Building Code, Capítulo 23, Whittier, California.

Jara, M. y Casas J.R., (2002), "Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica", Monografías de Ingeniería Sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE IS-48, 2002, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Japan Road Association, (1996), "1996 Seismic Design Specifications of Highway Bridges".

Jarret, (1999), "Amortisseurs et Ressorts à Compression Hydrostatique D'Élastomère", Domange – Jarret, Asnieres, Francia.

Kasai, K., Munshi, J.A., Lai, M.L. y Maison, B.F. (1993), "Viscoelastic Damper Hysteretic Model: Theory, Experiment and Application", Proceedings of the ATC-17-1 on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control, Vol 2, pp 521-532.

Kawashima, K. y Unjoh, S., (1994), "Menshin Design of Highway Bridges in Japan", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCEER-94-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Búffalo.

Kawashima, K., Unjoh, S., Suzuki, S. y Endoh, S., (1994), "Application of Electro – Rheological Fluid for Variable Damper", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCEER-94-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Búffalo.

Kawashima K., (2000), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", Proceedings of the 12 World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

Koh, C.G., Mahatma, S. y Wang, C.M., (1994), "Theoretical and Experimental Studies on Rectangular Liquid Dampers Under Arbitrary Excitations", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp. 17-31.

Makris, N. y Constantinou, M.C., (1991), "Fractional Derivative Maxwell Model for Viscous Dampers", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 9, pp. 2708-2724.

Mayes, R.L., Buckle, I.G., Kelly, T.E. y Jones, L.R., (1992), "AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 118, No 1, pp 284-304.

Mayes, R.L., (1994), "Seismic Isolation of Bridges in the U.S.A.", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges", National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-94-0009, State University of New York at Buffalo, pp 33-42.

Naeim, F. Y Kelly, J.M., (1999), "Design of Seismic Isolated Structures", John Wiley & Sons, Nueva York, EEUU.

Nagarajaiah, S y Ferrell, K., (1999), "Stability of Elastomeric Seismic Isolation Bearings", Journal of Structural Engineering, Vol 125, No. 9, pp 946-954.

New Zealand Ministry of Works and Development, (1983), "Design of Lead – Rubber Bridge Bearings", Civil Division Publication 818/A, Wellington, New Zealand.

Papalou, A. y Masri, S.F., (1996), "Response of Impact Dampers with Granular Materials Under Random Excitation", *Journal of Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 25, No. 3, pp 253-268.

Peckan, G., Mander, J.B. y Chen, S.S., (1995), "The Seismic Response of a 1:3 Scale Model R.C. Structure with Elastomeric Spring Dampers", *Earthquake Spectra*, Vol 11, No. 2, pp. 249–267.

Priestley, M.J., Seible, F. Y Calvi, G.M., (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", Wiley Interscience, John Wiley & Sons, Nueva York, EEUU.

Quenette, R., (1996) "Application of Seismic and Wind – Induced Vibration Isolation Systems on Bridge Structures", Jarret, Ansieres, Francia.

Shibata, A. y Sozen, M., (1976), "Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 102, No. 6, pp.235-247

Shioi, Y., Yoshida, Y. y Takahashi, K., (1994), "Seismic Design of Continuous Steel – Box – Girder Bridge with Rubber Bearings for Trans – Tokyo Bay Highway Project", *Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges*, Technical Report NCEER-94-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Skinner, R.I., Robinson, W.H. y Mc Verry, G.H., (1993), "An Introduction to Seismic Isolation", John Wiley & Sons.

Soong, T.T y Constantinou, M.C. (1994), "Passive an Active Structural Control in Civil Engineering", Springer Verlag Wien – New York.

Soong, T.T., (1994) "Introduction to Active Control", Chapter XIII, *Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering*, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 271-274.

Soong, T.T y Dargush, G.F. (1997), "Passive Energy Dissipation Systems in Stuctural Engineering", John Wiley & Sons

Soong, T.T. y Spencer, J. R., (2000), "Active, Semi Active and Hybrid Control of Structures", *Proceedings of the 12th Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, CD No. 2834.

Sun, L.M., Fujino, Y., Pacheco, B.M. y Isobe, M., (1989), " Nonlinear Waves and Dynamic Pressures in Rectangular Tuned Liquid Dampers: Simulation and Experimental Verification", *Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE*, Vol. 6, pp. 251-262.

Sun, L.M., Fujino, Y., Pacheco, B.M. y Chaiser, P. (1992), " Modelling of Tuned Liquid Damper (TLD)", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, pp 41-44 y 1883-1894.

- Sun, L.M., Fujino, Y., Chaiser, P. y Pacheco, B.M., (1995), "The Properties of Tuned Liquid Dampers Using a TMD Analogy", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 967-976.
- Tatsumi, M. y Hata, K., (1998), "Vibration Control of the Main Towers of the Akashi-Kaikyo Bridge's Superstructure", *IABSE Symposium, Long-Span and High-Rise Structures*, Kobe.
- Taylor, D.O. y Constantinou, M.C., (2000), "Fluid Dampers for Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation", <http://www.taylordevices.com/dampers.htm>
- Tsai, K. C., Chen, H.W., Hong, C.P. y Su, Y.F., (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic Resistant Construction", *Earthquake Spectra*, Vol 9, No. 3, pp 505-528.
- Tsopelas, P. y Constantinou, M.C., (1994), "NCEER – Taisei Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of a System Consisting of Sliding Bearings and Fluid Restoring Force/Damping Devices", *Technical Report NCEER-94-0014*, State University of New York at Buffalo.
- Tsopelas, P. y Constantinou, M.C., (1996), "Experimental Study of FPS System in Bridge Seismic Isolation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 25, No. 1, pp 65-78.
- Villaverde, R.: (1994), "Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages", *Proceedings of the First World Conference on Structural Control*, Vol 1, pp 113 – 122), San Francisco, California.
- Warburton, G.B., (1982), "Optimal Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp. 197-217.
- Wen, Y.K., (1976), "Method of Random Vibration of Hysteretic Systems", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE* Vol. 102, No. 2, pp. 249-263.
- Witting, P.R. y Cozzarelli, F.A., (1992), "Shape Memory Structural Dampers: Material Properties, Design and Seismic Testing", *Technical Report NCEER-92-0013*, State University of New York at Buffalo.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994

- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995
- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña*, J.A. Canas, J.J. Egozcue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997

- IS-24 *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 *Stochastic dynamics of hysteretic structures*, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998
- IS-26 *Análisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994*, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, ISBN: 84-89925-11-9, 91pp., 1998
- IS-27 *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, E. Maldonado, J.A. Canas, J.R. Casas, L.G. Pujades, ISBN: 84-89925-23-2, 107pp., 1998
- IS-28 *Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes*, E. Maldonado, J.A. Canas y J.R. Casas, ISBN: 84-89925-16-X, 97pp., 1998
- IS-29 *Metodologias para o cálculo sísmico não-linear de barragens de betão*, R. Faria ISBN: 84-89925-25-9, 113pp., 1998
- IS-30 *Acciones para el diseño sísmico de estructuras*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-27-5, 122pp., 1998
- IS-31 *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão*, R. Faria, ISBN: 84-89925-28-3, 88pp., 1998
- IS-32 *Vulnerabilidad sísmica de hospitales. Fundamentos para ingenieros y arquitectos*, O.D. Cardona, ISBN:84-89925-33-X, 165pp., 1999
- IS-33 *Modelación estocástica de la acción sísmica*, J. E. Hurtado, ISBN:84-8925-34-8, 93pp., 1999
- IS-34 *Earthquake simulator testing of a steel model seismically protected with friction energy dissipators*, D. Foti and J. Canas, ISBN: 84-89925-40-2, 110pp., 1999
- IS-35 *Plasticidad y fractura en estructuras aporricadas*, J. Flórez López, ISBN: 84-89925-46-1, 90pp., 1999
- IS-36 *Estimación de efectos locales con movimientos sísmicos y microtemblores*, V. Giraldo, A. Alfaro, L. G. Pujades, J. A. Canas, ISBN: 84-89925-54-2, 83pp., 1999

- IS-37 *Modelo numérico de elastómeros multi-fase y su aplicación al análisis de estructuras con aislamiento sísmico*, O. Salomón, S. Oller y A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-54-2, 239pp., 1999
- IS-38 *Dinámica de estructuras. Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica*, J.E. Hurtado, ISBN:84-89925-59-3,177pp., 2000
- IS-39 *Utilización de los conjuntos difusos en modelos de vulnerabilidad sísmica*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius y J.A. Canas, ISBN:84-89925-61-5, 89pp, 2000
- IS-40 *Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en " Conjuntos Difusos "*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius, J. A.Canas, ISBN: 84-89925-64-X, 110pp, 2000
- IS-41 *Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte*, C. Gómez Soberón, A. Barbat, S. Oller, ISBN: 84-89925-64-X, 168pp, 2000
- IS-42 *Fuerzas sísmicas en los Países Bolivarianos*, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-74-7, 101pp., 2000
- IS-43 *Espectros de input de energía de aplicación en el proyecto sismorresistente estructuras en regiones de sismicidad moderada*, A. Benavent-Climent, L.G. Pujades, F. López-Almansa, ISBN: 84-89925-86-0, 85 pp., 2001
- IS-44 *Capacidad límite última de disipación de energía de estructuras de hormigón Armado sometidas a acciones sísmicas*, A. Benavent- Climent, F. López-Almansa, L. G. Pujades, ISBN: 84-89925-88-7, 2001
- IS-45 *Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico. Programa de ordenador CEINCI3*, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-87-9, 107pp., 2001
- IS-46 *Estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada con aberturas*, J. J. Alvarez, S.M. Alcocer, ISBN: 84-89925-90-9, 119pp., 2002
- IS-47 *Seismic vulnerability of bridges using simplified models*, C. Gómez Soberón, S. Oller, A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-96-8, 135pp., 2002

IS-48 *Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica*,
M. Jara, J. R. Casas, ISBN: 84-95999-01-3, 120pp., 2002

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.