



Estatua de Buda con
aislamiento antisísmico (Kamakura, Japón).

Estructuras de edificación con aislamiento antisísmico

**Lluís Jané
Alex H. Barbat**

Monografía Nº 13, Junio 1992

**Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería
Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España**

Diseño de la cubierta de la colección: Jordi Pallí

Primera edición, Junio 1992

© Los Autores

Edita:

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

ISBN: 84-87867-14-6

INDICE

1. Origen y desarrollo del aislamiento antisísmico	
1.1. Introducción	1
1.2. Aspectos históricos	2
1.3. Realizaciones recientes	4
Referencias	13
2. Ecuaciones del movimiento	
2.1. Introducción	19
2.2. Modelización del terremoto	20
2.3. Formulación de las ecuaciones del movimiento	20
2.3.1. Modelos con la base fija	20
2.3.2. Modelos con aislamiento antisísmico	23
2.4. Resolución de las ecuaciones del movimiento	25
Referencias	26
3. Teoría lineal del aislamiento antisísmico de edificios	
3.1. Modelos con un grado de libertad	27
3.1.1. Modelo dinámico	27
3.1.2. Vibraciones libres no amortiguadas	28
3.1.3. Desacoplamiento modal	32
3.2. Consideraciones prácticas	37
3.3. Respuesta a movimientos del terreno armónicos de frecuencia dada	39
3.3.1. Resultados matemáticos previos	39
3.3.2. Estudio de la respuesta del modelo	41
Referencias	46

4. Respuesta de modelos con un grado de libertad a acciones sísmicas armónicas	
4.1. Introducción	47
4.2. Descripción del modelo	48
4.3. Historia de la respuesta en el tiempo	49
4.4. Influencia de la rigidez estructural	50
4.5. Influencia del amortiguamiento estructural	53
4.6. Influencia de la rigidez de los aparatos de apoyo	56
4.7. Influencia del amortiguamiento de los aparatos de apoyo	57
4.8. Influencia de la masa de la base	61
Referencias	63
5. Respuesta de sistemas con varios grados de libertad	
5.1. Introducción	65
5.2. Respuesta a acelerogramas sintéticos	66
5.3. Respuesta a acelerogramas reales	71
Referencias	75
6. Estructuras reales con aislamiento en la base	
6.1. Introducción	77
6.2. Centro de Investigación, Tokyo, Japón	77
6.3. Laboratorio de Vibraciones, Tokyo, Japón	81
6.4. Edificios experimentales, Universidad Tohoku, Sendai, Japón	84
6.5. Centro de Investigación Tecnológica, Yokohama, Japón	86
6.6. Foothill Communities Law & Justice Building, Estados Unidos	91
6.7. Edificios con aislamiento antisísmico	93
Referencias	100

Capítulo 1

ORIGEN Y DESARROLLO DEL AISLAMIENTO ANTISISMICO DE EDIFICIOS

1.1 INTRODUCCION

El 28 de Diciembre de 1908 un terremoto sacudió la región italiana de Reggio-Messina causando 160 000 muertes, principalmente por colapso de las estructuras de mampostería. A consecuencia de este hecho se formó una comisión encargada de dictaminar los métodos constructivos a emplear en la reconstrucción de las viviendas del área afectada⁽¹⁾. En sus conclusiones, la comisión indicó dos posibles vías: la primera consistía en separar los edificios de su cimentación mediante capas de arena o rodillos metálicos; la segunda proponía edificios con la base fija. La comisión se decantó finalmente por la segunda opción, exigiendo que el edificio cumpliera algunos requisitos especiales como el de resistir una carga horizontal equivalente al 8% de su peso. Obviamente el diseño antisísmico de estructuras ha evolucionado mucho desde entonces pero la idea básica continua siendo la misma y es la que viene recogida en todos los códigos constructivos⁽²⁾.

En el diseño antisísmico convencional de edificios con la base fija se acepta que el movimiento del terreno transmita energía a la estructura. Esta energía debe ser disipada a fin de evitar aceleraciones excesivas y corrimientos entre pisos que las columnas no pudieran resistir. La disipación se consigue mediante la plastificación de algunos elementos de la estructura, normalmente la entrega de las vigas a las columnas. Es pues paradójico que la protección del edificio se realice a costa de desperfectos en parte del mismo. La predicción de la respuesta plástica de la estructura es compleja debido a las dificultades del cálculo no lineal y a la degradación de los materiales bajo las cargas sísmicas. La localización de los puntos de plastificación es difícil, pudiendo afectar a elementos sometidos a esfuerzos otros

que los sísmicos con el consiguiente riesgo⁽³⁾. Las aceleraciones registradas son normalmente mayores que las del terreno y pueden afectar a los equipos contenidos en el edificio. Un ejemplo clásico es el de una central telefónica en el área de Sylmar (California) en que todo el material telefónico almacenado quedó destruído, siendo los daños en el edificio insignificantes⁽²⁾.

El aislamiento antisísmico de edificios retoma la primera idea propuesta por la comisión formada después del terremoto de Reggio-Messina. Ya por aquel entonces se hicieron propuestas en este sentido. En 1906 Jacob Bechtold, de Munich, Alemania, solicitaba una patente en Estados Unidos para "... un edificio a prueba de terremotos consistente en una base rígida que sustenta el edificio y unos cuerpos esféricos rígidos que soportan libremente la antes citada base"⁽⁴⁾. En 1909 un médico de Scarborough, Inglaterra, solicitaba una patente británica para "... un método de construcción para resistir la acción de los terremotos" consistente en capas de talco que aislasen el edificio de las perturbaciones del terreno⁽⁵⁾. En 1929, Robert Wladislas deMontalk, de Wellington, Nueva Zelanda, solicitó una patente para "... un procedimiento mediante el cual un colchón ... se sitúa y retiene entre la base del edificio y su cimentación, el colchón estando compuesto por un material que absorba o minimice los choques y que, por lo tanto, proteja al edificio"⁽⁶⁾. Estas son tres muestras de los centenares de sistemas de aislamiento antisísmico propuestos antes de 1960.

El fin del aislamiento antisísmico es sostener el edificio mientras el terreno se mueve debajo. Un aislamiento perfecto sería aquel que, sin resistencia al corte, separase la estructura del suelo. Aunque esto no se ha conseguido todavía y probablemente nunca se conseguirá, en los últimos años se han desarrollado aparatos de apoyo cuyo comportamiento se aproxima al anteriormente descrito, lo que hace del aislamiento de edificios una realidad en la práctica.

1.2 ASPECTOS HISTORICOS

Frank Lloyd Wright fue probablemente la primera persona en aplicar en la práctica el concepto de aislamiento antisísmico. El terreno en que debía construirse el Hotel Imperial de Tokyo estaba formado por una capa de suelo resistente de 2.5 metros de espesor sobre una arcilla blanda. Wright tomó la decisión de prolongar la cimentación únicamente en el suelo resistente a fin de que el edificio "flotase" en la arcilla⁽⁷⁾. El edificio soportó de manera excelente el devastador terremoto de 1923. Reitherman, en su artículo "La leyenda sísmica del Hotel Imperial" describe como únicamente se registraron desperfectos en las estatuas del jardín⁽⁸⁾.

El caso del Hotel Imperial de Tokyo fue excepcional por las particulares características del terreno en que se sustentaba. Era por tanto necesario el desarrollo de técnicas que pudiesen ser aplicadas con independencia de las características geológicas. En los años 20 y 30 se propuso la construcción de edificios con la planta baja flexible^(9,10,11). Esta técnica consistía en dar menor rigidez a las columnas del primer nivel que a las columnas superiores a fin de que, en caso de movimiento sísmico, las deformaciones se concentrasen en la planta baja. Al ser los desplazamientos

relativos en las columnas de la planta baja de varios centímetros, la estructura corría el riesgo de colapsar. Posteriormente se propuso una técnica derivada de la anterior, denominada planta baja elastoplástica⁽¹²⁾, consistente en diseñar las columnas de la planta baja de modo que se formase una rótula plástica que absorbiese parte de la energía sísmica. Con la formación de la rótula la carga crítica de pandeo de las columnas se reducía sustancialmente. Además los desplazamientos relativos de las columnas eran importantes siendo el colapso de la estructura muy probable. Aunque el concepto de planta baja flexible no se plantea actualmente, es preciso señalar que muchos edificios modernos se comportan de este modo. Frecuentemente, por razones estéticas, se diseña la planta baja con techos de altura mayor que la habitual⁽¹³⁾. Estos edificios, cuando se ven sometidos a acciones sísmicas, se comportan como edificios con la planta baja flexible. Recientemente se ha planteado un diseño estructural cuyo objetivo es concentrar la energía sísmica absorbida por el edificio en el primer piso. Este diseño, llamado "*Super Dynamic Absorption Structuring Method*", consiste en una combinación de elementos rígidos y flexibles en el primer piso. La función de los primeros es absorber energía mientras que los elementos flexibles permiten recuperar las deformaciones. Este sistema está siendo desarrollado por la Shimizu Corporation de Japón en colaboración con el Profesor H. Akiyama⁽¹⁴⁾.

Una primera aproximación al aislamiento antisísmico ideal son los aparatos de apoyo compuestos por rodillos metálicos. Con ellos se pretende sostener el edificio impidiendo la transmisión de energía. Dado que el movimiento sísmico puede producirse en cualquier dirección, los soportes metálicos deben ser cilindros colocados perpendicularmente o, en su defecto, esferas. Han sido numerosos los dispositivos propuestos y algunos han sido patentados y ensayados^(15,16,17,18,19,20). Los rodillos metálicos tienen un rozamiento muy bajo haciéndose necesaria la colocación de amortiguadores que impidan el desplazamiento cuando el edificio se ve sometido al empuje del viento. Al carecer los aparatos de apoyo de fuerzas restitutivas, los corrimientos de la base respecto al terreno después del movimiento sísmico son permanentes. Los rodillos metálicos instalados bajo los puentes sufren diariamente movimientos debidos a la contracción y dilatación del tablero. A diferencia de éstos, los instalados bajo las edificaciones como aislamiento antisísmico pueden permanecer inactivos durante largo tiempo. Cuando dos cuerpos de metálicos se mantienen presionados el uno contra el otro durante un largo período de tiempo existe el riesgo de que se produzca la soldadura en frío de los materiales, quedando el aparato de apoyo inutilizado. A pesar de los inconvenientes reseñados, los aparatos de apoyo metálicos continúan siendo estudiados como, por ejemplo, en el edificio experimental construido en Sebastopol, Crimea⁽²¹⁾. La estructura está separada de la cimentación mediante unos cuerpos de acero en forma de elipsoide de revolución. Cuando el edificio se desplaza a causa del movimiento del terreno, la particular forma de los soportes lo fuerza a volver a su posición de origen. El edificio cuenta con siete pisos y se comporta como un oscilador de período 3 segundos, lo que le confiere una considerable protección frente a los terremotos de mayor intensidad en la región, de período predominante 0.5 segundos.

Los elastómeros fueron utilizados por primera vez en el aislamiento antisísmico en una escuela elemental de Scopje, Yugoslavia⁽²²⁾. El edificio cuenta con tres pisos y terminó de construirse en 1969. Cuando se proyectó este edificio, la tecnología de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado en puentes no estaba tan desarrollada como en nuestros días. Por este motivo, los aparatos de apoyo utilizados fueron bloques de caucho natural sin ningún refuerzo que se abombaban bajo el peso del edificio. Al ser la rigidez vertical de éstos la misma que la horizontal, el edificio se balanceaba sobre los aparatos de apoyo. Con la intercalación de las placas de acero en el neopreno, los aparatos de apoyo ganaron en rigidez vertical sin perder su baja rigidez horizontal. Es pues improbable que los elastómeros sin refuerzo vuelvan a utilizarse como aparatos de apoyo.

1.3 REALIZACIONES RECIENTES

El aislamiento antisísmico con aparatos de apoyo de neopreno zunchado es el más sencillo y difundido en el mundo. El neopreno zunchado (*Laminated Rubber Bearing* en la literatura anglosajona) está compuesto por capas alternas de neopreno y acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización (figura 1.1). Se consigue de este modo que los aparatos de apoyo sean flexibles en dirección horizontal pero rígidos en dirección vertical. Dada su baja rigidez horizontal, la colocación de estos aparatos de apoyo reduce la frecuencia fundamental del sistema alejándola de las frecuencias de vibración más sensibles a la aceleración sísmica y protegiendo de este modo al edificio⁽²³⁾. La figura 1.2 muestra esquemáticamente la disposición de los aparatos de apoyo. En la figura 1.3 se comparan los comportamientos dinámicos de un edificio convencional y un edificio con aislamiento antisísmico.

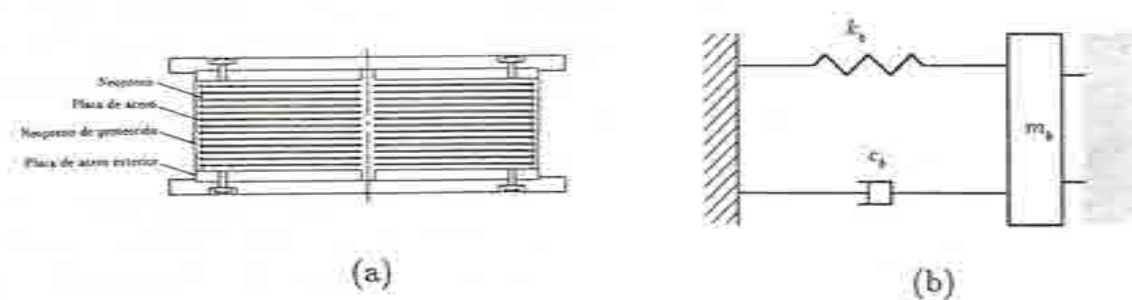


Figura 1.1 Aparato de apoyo de neopreno zunchado. (a) esquema; (b) modelización.

En los sistemas instalados hasta la fecha, la reducción de la frecuencia fundamental es insuficiente para evitar todos los picos del espectro de Fourier del terremoto. Por lo tanto, el sistema siempre está sometido a la excitación sísmica lo que hace necesario



Figura 1.2 Representación esquemática de la disposición de los aparatos de apoyo.



Figura 1.3 Comparación entre los comportamientos dinámicos de un edificio convencional y de un edificio con aislamiento antisísmico.

un cierto amortiguamiento que mantenga los desplazamientos de la base dentro de unos límites aceptables⁽³⁾. En los elastómeros denominados de alto amortiguamiento, la disipación de energía es inherente al propio material. Si se utiliza otro tipo de elastómero es necesaria la colocación de mecanismos específicos de amortiguamiento.

Los aparatos de apoyo de neopreno zunchado son muy similares a los utilizados en los puentes. La experiencia de que se dispone en la utilización de estos últimos permite confiar en su durabilidad y resistencia en todo tipo de ambientes, incluso en caso de incendio⁽²⁴⁾.

En 1972 el *Centre National de la Recherche Scientifique* de Marsella (Francia) inició sus investigaciones con el fin de proteger edificios utilizando aparatos de apoyo de neopreno zunchado. En 1977 finalizó en Saint Martin de Castillon la construcción de tres edificios usando esta técnica y un cuarto fue concluido en 1982⁽²⁵⁾. Durante este mismo período se edificó una escuela secundaria para 600 alumnos en Lambesc, cerca de Marsella, utilizando como aislamiento 152 aparatos de apoyo de neopreno zunchado, con un diámetro de 300 mm y una altura de 50 mm. Con la adopción del aislamiento antisísmico, el proyecto de la escuela pudo superar los requerimientos del nuevo código constructivo vigente en la región sin un sustancial aumento de presupuesto⁽²⁶⁾.

En los últimos años se ha desarrollado una intensa labor investigadora encaminada a mejorar las cualidades de los aparatos de apoyo. Algunos de los resultados teóricos obtenidos han sido publicados en las Conclusiones de una conferencia celebrada en 1982 dedicada a este tema, recogiendo estudios sobre el diseño y estabilidad del neopreno zunchado^(27,28) y los principios básicos del aislamiento antisísmico utilizando este tipo de aparato de apoyo⁽²⁹⁾. En la referencia 30 puede encontrarse una recopilación de las propiedades del neopreno que influyen en el aislamiento antisísmico.

Las investigaciones en el *Earthquake Engineering Research Center* de la Universidad de California en Berkeley se iniciaron en 1976. El primer programa, en colaboración con la británica *Malaysian Rubber Producers Research Association* (MRPRA) consistió en una serie de ensayos en la mesa vibrante⁽³¹⁾. Los ensayos continuaron posteriormente incorporando sistemas de seguridad en caso de sollicitaciones excesivas⁽³²⁾. Este sistema se sometió también a un terremoto generado artificialmente mediante explosivos⁽³³⁾. Se ha estudiado la posibilidad de proteger mediante aislamiento antisísmico grandes equipos en las centrales de producción eléctrica⁽³⁴⁾. Se ha estudiado también el comportamiento de instalaciones secundarias del edificio^(35,36). En la actualidad prosigue en el *Earthquake Engineering Research Center* el estudio experimental de las propiedades de los elastómeros comparándose los resultados con los obtenidos con procedimientos numéricos de simulación⁽³⁷⁾. Se está llevando a cabo un extenso programa de ensayos de distintos tipos de elastómeros^(38,39). Se ha diseñado un modelo físico capaz de predecir los efectos de la carga vertical en la rigidez horizontal y en la disipación de energía así como la reducción de la altura con la deformación al corte⁽⁴⁰⁾.

El aislamiento antisísmico de estructuras se aplica en Nueva Zelanda desde 1973.

En los primeros estudios se apreció que el amortiguamiento que proporcionaban los elastómeros disponibles en Oceanía era insuficiente. Por este motivo se desarrolló un nuevo concepto de aparato de apoyo consistente en colocar un núcleo de plomo en el neopreno zunchado^(41,42). El núcleo de plomo incrementa significativamente el amortiguamiento, desde el 3% del amortiguamiento crítico del elastómero hasta el 15%. Este tipo de aparatos de apoyo se denomina internacionalmente "Nueva Zelanda" (figura 1.4). La flexibilidad horizontal del neopreno zunchado permite los desplazamientos de la base mientras que el núcleo de plomo es un mecanismo de disipación de energía. El comportamiento mecánico de este sistema es equivalente al de un amortiguador no lineal^(41,43,44). Se han realizado estudios teóricos del comportamiento del sistema de aislamiento neocelandés^(45,46) así como ensayos en la mesa vibrante⁽⁴³⁾.

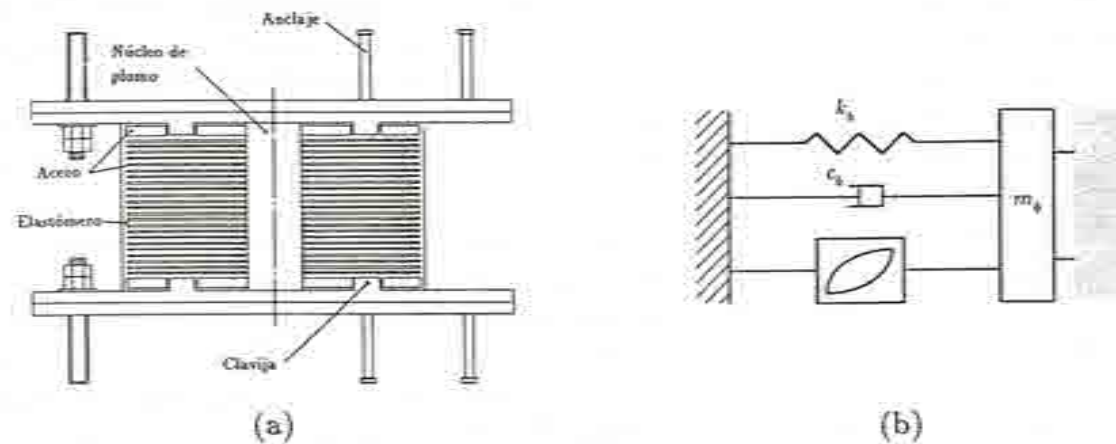


Figura 1.4 Aparato de apoyo neocelandés. (a) esquema; (b) modelización.

Los aparatos de apoyo con núcleo de plomo han sido utilizados en el aislamiento antisísmico de varios edificios. Un ejemplo es el *William Clayton Building*, en Wellington, Nueva Zelanda⁽⁴⁷⁾. Actualmente las investigaciones continúan en Nueva Zelanda a cargo del Departamento de Investigación Científica e Industrial y de las Universidades de Auckland y Canterbury. Los fabricantes poseedores de la patente (*Skellup Rubber Manufacturing Co., Ltd.*) están desarrollando aparatos de apoyo de alta estabilidad⁽⁴⁸⁾ consistentes en placas de acero separadas por discos de neopreno situados en las esquinas (figura 1.5). La rigidez horizontal es, por lo tanto, muy baja manteniéndose la estabilidad del sistema⁽³⁾. Este tipo de aparatos de apoyo permite reducir la frecuencia fundamental del edificio, ampliando la protección antisísmica ofrecida. En Japón se están llevando a cabo investigaciones en este mismo sentido^(49,50).

Un edificio de 12 plantas construido en Auckland, Nueva Zelanda ha sido protegido frente a terremotos mediante la técnica de pilotes con camisa, conceptualmente parecida a la de planta baja flexible, expuesta en el apartado anterior⁽⁵¹⁾. La cimentación del edificio está compuesta por pilotes de 12 m recubiertos por una camisa

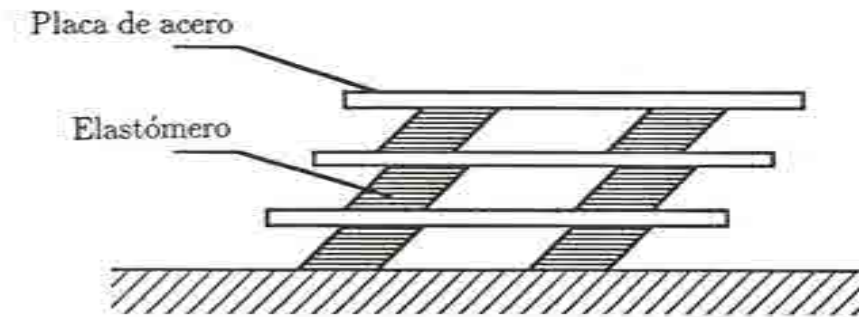


Figura 1.5 Aparato de apoyo de alta estabilidad.

que permite un cierto movimiento lateral (150 mm en este caso). Se consigue de este modo un período de vibración de 4 segundos. La resistencia lateral se consideró insuficiente para resistir el empuje del viento sobre el edificio y por este motivo se incorporaron sistemas de disipación de energía, reduciéndose el período a 2 segundos. La cimentación con pilotes es una solución costosa pero, si las condiciones geotécnicas del terreno la requieren, la técnica de los pilotes con camisa puede ser un medio económico de protección antisísmica.

El primer edificio con aislamiento antisísmico en Japón fue terminado en 1986 y en la actualidad son aproximadamente 58 los edificios que incorporan aparatos de apoyo en la base, en la mayoría de los casos de neopreno zunchado con o sin núcleo de plomo⁽⁵²⁾. Varias razones influyen en el desarrollo de la técnica de aislamiento antisísmico en Japón: la alta sismicidad del país hace preferibles los diseños antisísmicos que garantizan una protección durante toda la vida de la estructura frente a los diseños tradicionales en los que ciertos desperfectos son inevitables; las altas inversiones (25 millones de dólares) dedicadas a la investigación y desarrollo del aislamiento antisísmico; el gran interés demostrado por las grandes compañías constructoras japonesas; y el relativamente rápido proceso burocrático de aprobación de proyectos⁽³¹⁾. En el Capítulo 6 se presentan algunas realizaciones de las al menos 15 compañías japonesas que investigan en este campo.

Se han propuesto aparatos de apoyo en los cuales la protección se debe a un mecanismo deslizante (figura 1.6). En estos aparatos de apoyo, denominados de fricción pura, las fuerzas horizontales de rozamiento se oponen al movimiento y disipan energía⁽²³⁾. Al carecer de fuerzas restitutivas, los desplazamientos remanentes son inevitables. Se han llevado a cabo varios estudios del comportamiento de los aparatos de apoyo de fricción pura^(53,54). Recientemente se ha desarrollado un considerable esfuerzo en el *National Center for Earthquake Engineering Research* en Buffalo (Nueva York) sobre la utilización del teflon en este tipo de aparatos^(55,56).

Los corrimientos que se producen en los aparatos de apoyo de fricción pura no son recuperables. Para evitar este inconveniente, el aparato de apoyo original ha sido

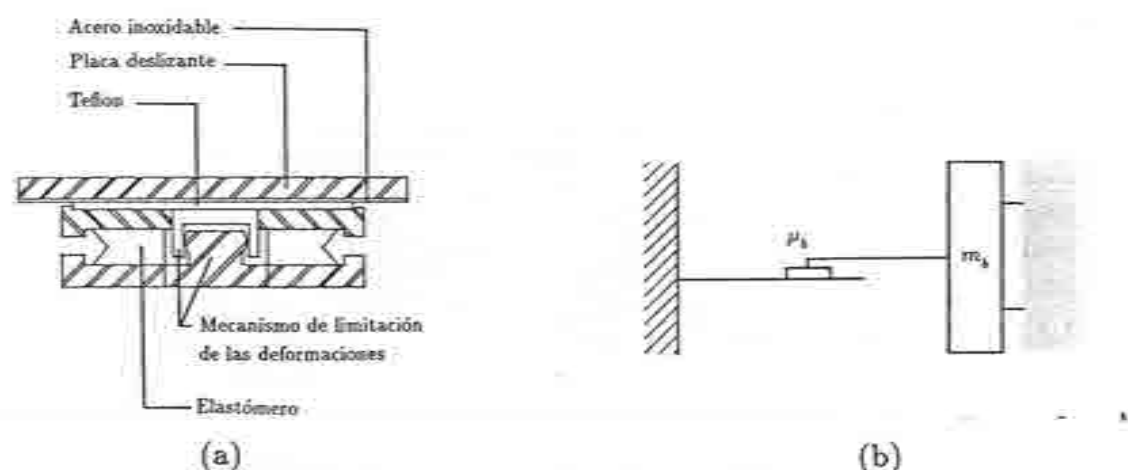


Figura 1.6 Aparato de apoyo de fricción pura. (a) esquema; (b) modelización.

modificado. La modificación consiste en dar una forma curva a las placas en contacto, reduciendo las dimensiones de una de ellas. De este modo se consigue que, después del desplazamiento provocado por la acción sísmica, el edificio oscile hasta encontrar su posición de equilibrio, coincidente con la posición inicial^(57,58,59). Al aparato de apoyo diseñado de este modo se denomina pendular con rozamiento.

En China se ha desarrollado una técnica constructiva consistente en separar la estructura de su cimentación mediante granos de arena de diámetros comprendidos entre 1 y 1.2 mm⁽⁶⁰⁾. El objetivo perseguido es que el edificio sometido a acciones sísmicas deslice sobre el terreno y, de este modo, no le sea transmitida la energía del sismo. La elección de la arena como material de separación obedece a que se pretende que este método constructivo pueda ser aplicado en edificaciones de bajo presupuesto. Li Li describe la construcción de cuatro edificios experimentales, uno de los cuales es una residencia de cuatro pisos para el Observatorio de Grandes Movimientos Sísmicos de Pekín⁽⁶¹⁾.

El aislamiento antisísmico ofrece la interesante posibilidad de reducir las cargas sísmicas en centrales nucleares, pudiéndose limitar la protección al reactor o hacerse extensiva a toda la central^(62,63,64,65,66). Este hecho permite estandarizar el diseño de centrales nucleares y, por tanto, reducir costes. La compañía *Electricité de France* ha desarrollado un tipo de aparato de apoyo destinado al aislamiento antisísmico de las centrales nucleares construidas por la firma francesa Framatome⁽⁶⁷⁾. A estos aparatos se les designa EDF, siglas de la compañía que los diseñó y consisten en dos placas en contacto, la superior anclada a la estructura y la inferior vulcanizada a un soporte de neopreno zunchado (figura 1.7). Cuando el sistema se ve sometido a movimientos del terreno de baja intensidad, el aparato de apoyo se comporta como un aparato de apoyo de neopreno zunchado. Si el terremoto es de gran magnitud, las placas deslizan entre sí actuando como mecanismo de seguridad. Los costes de construcción de este tipo de aislamiento son muy altos pero se justifican por el ahorro que supone el no tener que rediseñar ni reforzar la central que deba construirse en

una zona de alta sismicidad⁽²⁾. Este sistema ha sido implementado en una central nuclear en Sudáfrica. En Francia, dos centrales incorporan los aparatos de apoyo EDF pero sin el mecanismo de deslizamiento. La protección se debe exclusivamente a la parte elastomérica del sistema⁽⁵⁵⁾.

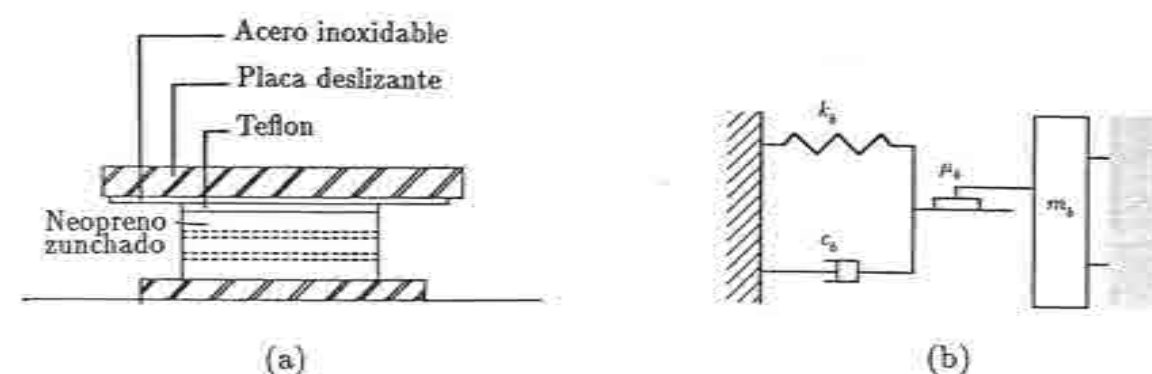


Figura 1.7 Aparato de apoyo EDF. (a) esquema; (b) modelización.

Uno de los aparatos de apoyo propuesto más recientemente es el denominado elástico-friccionante, desarrollado por Mostaghel^(68,69,70). Este aparato de apoyo consta de varias placas de teflon en contacto entre sí, con la posibilidad de deslizarse, y un núcleo de neopreno⁽²³⁾ (figura 1.8). El neopreno proporciona la elasticidad necesaria al sistema para recobrar la posición inicial después del sismo mientras que la energía se disipa por rozamiento entre las placas. Se han llevado a cabo numerosos estudios teóricos que han permitido la redacción de guías de diseño^(71,72).

Como el elástico-friccionante, también otros sistemas separan las funciones de transmisión de carga y aportación de fuerza restitutiva. Estos sistemas son el Sistema de Barrera frente a Terremotos⁽⁷³⁾, el Alexisison^(25,74), el TASS^(75,76) y el Sistema de Protección Wabo-Fyfe⁽⁷⁷⁾. El Sistema de Barrera frente a Terremotos consiste en placas de acero y teflon en contacto sometidas a altas presiones (aproximadamente 562.5 kg/cm²) a fin de reducir el rozamiento. La fuerza restitutiva y la disipación de la energía corren a cargo de mecanismos deslizantes de alto rozamiento y barras de acero que se flexibilizan bajo las cargas sísmicas. El Alexisison utiliza aparatos de apoyo de neopreno confinado para transmitir las cargas y piezas de neopreno para devolver el edificio a su posición original después del movimiento sísmico. El TASS transmite el peso del edificio a través de aparatos de apoyo de neopreno-teflon y obtiene la fuerza restitutiva de la deformación de piezas de neopreno con sus extremos fijados a la base y la cimentación. En el apartado 6.5 se presenta el ejemplo de un edificio que incorpora este sistema de aislamiento. El Sistema Wabo-Fyfe se compone de aparatos de apoyo de fricción pura tipo disco⁽⁷⁸⁾ y de un mecanismo de control especialmente diseñado que proporciona la fuerza de restitución del edificio a su posición original al tiempo que disipa energía. Este sistema ha sido propuesto para el aislamiento

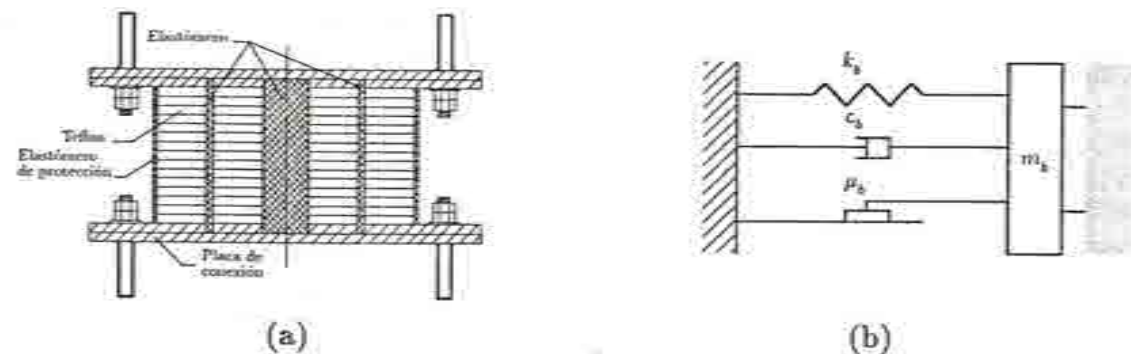


Figura 1.8 Aparato de apoyo elástico-friccionante. (a) esquema; (b) modelización.

antisísmico de puentes.

Se ha propuesto un aparato de apoyo, denominado aparato de apoyo con doble sistema de fricción, que combina las prestaciones del elástico-friccionante y del EDF⁽⁷⁹⁾. El mecanismo propuesto es similar a un aparato de apoyo elástico-friccionante con la diferencia de que el contacto con la estructura se realiza a través de placas deslizantes (figura 1.9). De este modo, bajo cargas sísmicas pequeñas, el sistema se comporta como el elástico-friccionante. Cuando las solicitaciones aumentan, se produce el deslizamiento de las placas superiores, desacoplándose la estructura del movimiento del terreno. El corrimiento entre las placas deslizantes no se recupera siendo este hecho negativo pero, dado que el rozamiento de éstas solo permite el deslizamiento bajo solicitaciones muy importantes, el corrimiento debe considerarse como un mal menor. La presencia de las placas deslizantes es un sistema de desconexión frente a sismos de gran magnitud.

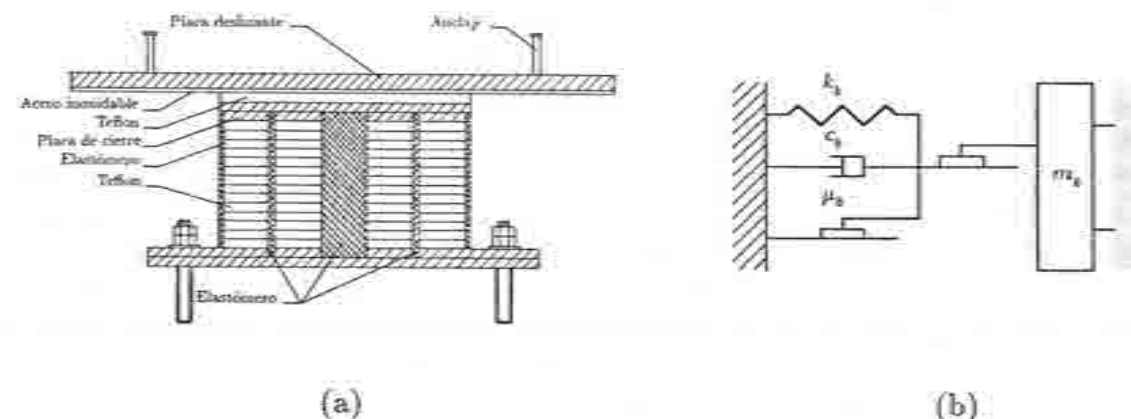


Figura 1.9 Aparato de apoyo con doble sistema de fricción. (a) esquema; (b) modelización.

El momento volcador ejercido por las acciones sísmicas y el empuje del viento sobre el edificio descarga los aparatos de apoyo. La descarga puede llegar a traducirse en despegue de la base y para evitarlo se limita la altura del edificio. Se han llevado a cabo estudios experimentales de este fenómeno^(80,81) que han podido ser comparados con la normativa de aislamiento de edificios propuesta por el *Seismology Committee of the Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC)*⁽⁸²⁾. Así mismo se están desarrollando mecanismos capaces de resistir las fuerzas de despegue⁽⁸³⁾.

Continúan las investigaciones en el campo de los procedimientos numéricos de simulación. Los últimos programas aparecidos⁽⁸⁴⁾ simulan el comportamiento del edificio en tres dimensiones, teniendo en cuenta la torsión de la estructura sometida a terremotos bidireccionales, permiten simular aparatos de apoyo elastoméricos y deslizantes y se tiene en cuenta el comportamiento no lineal del segundo caso. La estructura se supone elástica.

Aunque el concepto de aislamiento antisísmico fue desarrollado en principio para proteger edificios de nueva planta, es posible extender su utilización al campo de la rehabilitación de edificios antiguos⁽²⁾. La adecuación de edificaciones ya existentes a las nuevas normativas sísmicas puede comportar reformas estructurales costosas que incluso hagan económicamente preferible la demolición. En el caso de edificios de interés histórico-artístico, el aislamiento en la base permite evitar los desperfectos ocasionados por la construcción de paredes de carga, estructuras de sostenimiento u otro tipo de refuerzos. Estudios realizados sobre la rehabilitación de edificios utilizando el concepto de aislamiento antisísmico han demostrado la rentabilidad económica de esta técnica⁽⁸⁵⁾. En Estados Unidos se ha aplicado con éxito en la rehabilitación de el *Salt Lake City and County Building* (1894) y el *Masonic Hall* (1912), ambos en Salt Lake City, Utah^(25,85). Está en fase de estudio la rehabilitación de la *Mackay School of Mines* (1908) de Reno, Nevada⁽⁸⁶⁾.

Los aparatos de apoyo se están utilizando con éxito en el aislamiento de suelos que sostienen equipos informáticos. En este caso no se protege el edificio sino únicamente su valioso contenido⁽⁵²⁾.

El aislamiento antisísmico es posiblemente la innovación más importante en el mundo de la Ingeniería Civil desde que los ordenadores revolucionaron el cálculo estructural⁽²⁵⁾. En los capítulos sucesivos se estudia, desde el punto de vista analítico (Capítulo 3) y mediante la simulación por ordenador (Capítulos 4 y 5), el comportamiento de edificios con aparatos de apoyo de neopreno zunchado en la base. El Capítulo 6 recoge ejemplos de aplicaciones prácticas.

REFERENCIAS

1. ***, *Relazione della commissione reale incaricata de designare le zone piu adatte per la ricostruzione degli abitati colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o da altri precedenti* ..., Tipografia della Reale Accademie dei Lincei, Roma, 1909.
2. J. M. Kelly, "Aseismic base isolation: review and bibliography", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(3), 1986.

3. J. Stanton y C. Roeder, "Advantages and Limitations of Seismic Isolation", *Earthquake Spectra*, Earthquake Research Institute, El Cerrito, California, 7(2), 301-323, 1991.
4. J. Bechtold, *Earthquake Proof Building*, U.S. Patent No. 845.046, 1907.
5. J.A. Calantarients, *Improvements in and Connected with Buildings and Other Works and Apparances to Resist the Action of Earthquake and the Like*, Paper No. 325371, Engineering Library, Stanford University, Stanford, California, 1909.
6. R. W. deMontalk, *Shock Absorbing or Minimizing Means for Buildings*, U.S. Patent No. 1.847.820 (Patente neocelandesa concedida en 1929), 1932.
7. F. Lloyd Wright, *An Autobiography: Frank Lloyd Wright*, Horizon Press, New York, 1977.
8. R. K. Reitherman, " The Seismic Legend of the Imperial Hotel", *AIA Journal*, 69, No. 7, 1980.
9. R. R. Martel, "The Effects of Earthquake on Buildings with a Flexible First Story", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 19(3), 167-178, 1929.
10. E. J. Bednarski, "Discussion of Flexible 'First-Story' Construction for Earthquake Resistance", *Transactions A.S.C.E.*, 100, 657-660, 1935.
11. N. B. Green, "Flexible 'First-Story' Construction for Earthquake Resistance", *Transactions A.S.C.E.*, 100(1906), 644-674, 1935.
12. M. Fintel y R. F. Khan, "Shock Absorbing Soft Story Concept for Multistory Earthquake Structures", *Journal of the American Concrete Institute*, 66-29, 318-390, 1969.
13. C. Arnold, "Soft First Stories: Truths & Myths", *8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 5, 943-950, 1984.
14. ***, "Base Isolation and Vibration Control Systems" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Shimizu Corporation, 137-148, 18-23 Agosto 1991.
15. O. Ryuiti, "Experiment on Earthquake Construction using Roller Type Damper", *Journal of Architectural Institute of Japan*, 32, 1941.
16. O. Ryuiti, "A Note on the Seismofree Foundation", *Journal of Architectural Institute of Japan*, 42, 1951.
17. O. Ryuiti, "A Study of the Seismofree Building Structures", *Journal of Architectural Institute of Japan*, 43, 1952.
18. O. Ryuiti, "Practical Study of Seismofree Foundation", *Journal of Architectural Institute of Japan*, 47, 1956.
19. M. S. Caspe, "Earthquake Isolation of Multi-Story Concrete Structures", *Journal of the American Concrete Institute*, 923-933, 11, 1970.
20. M. S. Caspe, "Base Isolation from Earthquake Hazards, an Idea Whose Time Has Come!", *8th Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 5, 1031-1038, 1984.
21. V. V. Nazin, "Buildings on Gravitational Seismoisolation System in Sebastopol", *6th Symposium on Earthquake Engineering*, University of Roorkee, India, 1, 356-368, 1978.
22. R. Siegenthaler, "Earthquake-Proof Building Supporting Structure with Shock Absorbing Damping Elements", *Schweizerische Bauzeitung*, 20, 1970.
23. Fa-Gung Fan, G. Ahmadi e I. G. Tadjbakhsh, "Base Isolation of a Multi-Story Building under a Harmonic Ground Motion. A Comparison of Performances of Various Systems", *Technical Report NCEER-88-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, Mayo 1988.

24. C. J. Derham y A. P. Plunkett, "Fire Resistance of Steel-Laminated Rubber Bearings", *Natural Rubber Technology*, 7(2), 1976.
25. I. G. Bucke y R. L. Mayes, "Seismic Isolation: History, Applications, and Performance — A World View", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 161-202, Mayo 1990.
26. G. C. Delfosse, "Wood Framed Individual Houses on Seismic Isolators", *Proceedings of the International Conference on Natural Rubber for Earthquake Protection of Buildings and Vibration Isolation*, 104-111, Kuala Lumpur, Malasia, 1982.
27. A. G. Thomas, "The Design of Laminated Bearings I", *Proceedings of the International Conference on Natural Rubber for Earthquake Protection of Buildings and Vibration Isolation*, Kuala Lumpur, Malasia, Editado por C. J. Derham, 229-243, 1982.
28. C. J. Derham, "The Design of Laminated Bearings II", *Proceedings of the International Conference on Natural Rubber for Earthquake Protection of Buildings and Vibration Isolation*, Kuala Lumpur, Malasia, Editado por C. J. Derham, 1982.
29. C. J. Derham, "Basic Principles of Base Isolation", *Proceedings of the International Conference on Natural Rubber for Earthquake Protection of Buildings and Vibration Isolation*, Kuala Lumpur, Malasia, Editado por C. J. Derham, 247-256, 1982.
30. A. Kadir, "Rubber Properties Important in the Design of Bearings", *Proceedings of the International Conference on Natural Rubber for Earthquake Protection of Buildings and Vibration Isolation*, Kuala Lumpur, Malasia, Editado por C. J. Derham, 211-227, 1982.
31. J. M. Kelly, "Base Isolation: Origins and Development", *Bulletin of the Earthquake Engineering Research Center*, 12(1), Enero 1991.
32. J. M. Kelly y K. E. Beucke, "A Friction Damped Base Isolation System with Fail Safe Characteristics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 33-56, 1983.
33. J. M. Kelly, "Testing of a Natural Base Isolation System by an Explosively Simulated Earthquake", *Report No. UCB/EERC-80/25*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1980.
34. J. M. Kelly, "The Use of Base Isolation and Energy-Absorbing Restrainers for the Seismic Protection of a Large Power Plant Component", *EPRI-NP-2918, Project 810-8*, Electric Power Research Institute, 1983.
35. J. M. Kelly, "Recent Developments in Aseismic Base Isolation", *Symposium on Base Isolation of Structures*, ASCE, Philadelphia, 1983.
36. J. M. Kelly y H. C. Tsai, "Seismic Response of Light Internal Equipment in Base Isolated Structures", *Report No. UCB/EERC-84/17*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1984.
37. J. M. Kelly e I. D. Aiken, "Recent Developments in Testing Base Isolation Systems", *Proceedings, 7th ASCE Structures Congress*, American Society of Civil Engineers, San Francisco, California, 1989.
38. F.F. Tajirian, J. M. Kelly e I. D. Aiken, "Seismic Isolation for Advanced Nuclear Power Stations", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 371-402, Mayo 1990.
39. F. F. Tajirian, J. M. Kelly, I. D. Aiken y W. Veljovich, "Elastomeric Bearings for Three-Dimensional Seismic Isolation", *ASME PVP Conference*, Nashville, Tennessee, Junio 1990.
40. C. G. Koh y J. M. Kelly, "Effects of Axial Load on Elastomeric Isolation Bearings", *Report No. UCB/EERC-86/12*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1986.

41. W. H. Robinson y A. G. Tucker, "A Lead-Rubber Shear Damper", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 10(3), 151-153, 1977.
42. W. H. Robinson y A. G. Tucker, "Test Results for Lead-Rubber Bearings for W. M. Clayton Building, Toe Toe Bridge and Waiotukupuna Bridge", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 14(1), 21-33, 1983.
43. J. M. Kelly y S. B. Hodder, "Experimental Study of Lead and Elastomeric Dampers for Base Isolation Systems in Laminated Neoprene Bearings", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 15, 53-67, 1982.
44. R. J. Skinner, J. M. Kelly y A. J. Heine, "Hysterical Dampers for Earthquake-Resistant Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3, 287-296, 1975.
45. D. M. Lee e I. C. Medland, "Estimation of Base Isolated Structures Response", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11, 234-244, 1978.
46. D. M. Lee e I. C. Medland, "Base Isolation - An Historical Development, and the Influence of High Mode Responses", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11(4), 219-233, 1978.
47. L. M. Megget, "Analysis and Design of Base-Isolated Reinforced Concrete Frame Building", *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11(4), 245-254, Diciembre 1978.
48. G. R. McKay, H. E. Chapman y D. K. Kirkcaldie, "Seismic Isolation: New Zealand Applications", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 203-222, Mayo 1990.
49. ***, "Rubber Technology for Seismic Isolation" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Bridgestone Corporation, 45-56, 18-23 Agosto 1991.
50. ***, "Current State of Research and Development on Base Isolation, Structural Control and Vibration Isolation" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Takenaka Corporation, 169-180, 18-23 Agosto 1991.
51. P. R. Boardman, B. J. Wood y A. J. Carr, "Union House - A Cross Braced Structure with Energy Dissipators", *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 16(2), 83-97, Junio 1983.
52. ***, "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, 18-23 Agosto 1991.
53. N. Mostaghel y J. Tanbakuchi, "Response of Sliding Structures to Earthquake Support Motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 729-748, 1983.
54. G. Ahmadi y N. Mostaghel, "On Dynamics of a Structure with a Frictional Foundation", *Journal de Mécanique Théorique et Appliquée*, 3, 271-285, 1984.
55. A. Mokha, M. C. Constantinou y A. M. Reinhorn, "Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling", *Technical Report NCEER-88-0038*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 1988.
56. M. C. Constantinou, A. S. Mokha y A. M. Reinhorn, "Experimental and Analytical Study of a Combined Sliding Disc Bearing and Helical Steel Spring Isolation System", *Technical Report NCEER-90-0019*, National Center for Earthquake Engineering

- Research, State University of New York, Buffalo, 1990.
57. A. S. Mokha, M. C. Constantinou y A. M. Reinhorn, "Experimental Study and Analytical Prediction of Earthquake Response of a Sliding Isolation System with a Spherical Surface", *Technical Report NCEER-90-0020*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 1990.
58. V. A. Zayas, S. S. Low y S. A. Mahin, "The FPS Earthquake Resisting System: Experimental Report", *Report No. UCB/EERC-87/01*, 16, 839-854, 1988.
59. V. A. Zayas, S. S. Low y S. A. Mahin, "A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 317-334, Mayo 1990.
60. Li Li, "Base Isolation Measures in Aseismic Structures", *Proceedings US-PRC Bilateral Workshop on Earthquake Engineering*, Harbin, China, 1982.
61. Li Li, "Base Isolation Measure for Aseismic Buildings in China", *8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, 6, 791-798, 1984.
62. F. F. Tajirian, J. M. Kelly e I. D. Aiken, "Seismic Isolation for Advanced Power Stations", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), Mayo 1990.
63. E. Rodwell, C. S. Ehrman, Y. Maeno, G. B. Sigal y G. J. Womack, "Electric Power Research Institute Contribution to International Utility Industry Seismic Isolation Development Program", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), Mayo 1990.
64. ***, "Demonstration Test of Seismic Isolation System for Fast Breeder Reactors", en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, 1-20, 18-23 Agosto 1991.
65. ***, "Study on Seismic Base Isolation for Light Water Reactor Plants", en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, 21-32, 18-23 Agosto 1991.
66. ***, "Development of Energy Absorbing Type Dampers and Study on Application to the Piping System in Nuclear Power Plant" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, 33-44, 18-23 Agosto 1991.
67. J. Jolivet y M. H. Richili, "Aseismic Foundation System for Nuclear Power Stations", *Proceedings 4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, San Francisco, California, K(9/2), 1977.
68. N. Mostaghel, "Resilient-Friction Base Isolator", *Report No. UTEC 84-097*, University of Utah, 1984.
69. N. Mostaghel, M. Hejazi y M. Khodaverdian, "Response of Structures Supported on Resilient-Friction Base Isolator", *Proceeding 3th U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Charleston, South Carolina, 1993-2003, Agosto 1986.
70. N. Mostaghel y M. Khodaverdian, "Dynamics of Resilient-Friction Base Isolator (R-FBI)", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, 379-390, 1987.
71. N. Mostaghel y M. Khodaverdian, "Seismic Response of Structures Supported on R-FBI System", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 839-854, 1988.
72. N. Mostaghel y J. M. Kelly, "Design Procedures for R-FBI Bearings", *Report No.*

- UCB/EERC-87/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987.
73. M. S. Caspe y A. M. Reinhorn, "The Earthquake Barrier. A Solution for Adding Ductility to Otherwise Brittle Buildings", *Proceedings of ATC-17 Seminar on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, San Francisco, California, 331-342, 1986.
 74. A. S. Ikononou, "Alexisismon Isolation Engineering for Nuclear Power Plants", *Nuclear Engineering and Design*, 85, 201-216, 1985.
 75. I. Nagashima, S. Kawamura, K. Kitazawa y M. Hisano, "Study on a Base Isolation System", *Proceedings 3th Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Princeton University, Junio 1987.
 76. ***, "Development on Base Isolation & Response Control System" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Taisei Corporation, 157-168, 18-23 Agosto 1991.
 77. ***, "Wabo-Fyfe Earthquake Protection System", Watson Bowman Acme Corporation, Amherst, New York, 1981.
 78. ***, "Wabo-Fyfe High Load Structural Bearing", Watson Bowman Acme Corporation, Amherst, New York, 1983.
 79. L. Su, G. Ahmadi e I. G. Tadjbakhsh, "A Comparative Study of Base Isolation Systems", *Report No. MIE-150*, Clarkson University, Agosto 1987.
 80. M. C. Griffith, J. M. Kelly, V. A. Coveney y C. G. Koh, "Experimental Evaluation of Seismic Isolation of Medium-Rise Structures Subject to Uplift", *Report No. UCB/EERC-88/02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988.
 81. M. C. Griffith, J. M. Kelly y I. D. Aiken, "Experimental Evaluation of Seismic Isolation of a Nine-Story Braced Steel Frame Subject to Uplift", *Report No. UCB/EERC-88/05*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988.
 82. M. C. Griffith, I. D. Aiken y J. M. Kelly, "Comparison of Earthquake Simulator Test Results with SEAONC Tentative Seismic Isolation Design Requirements", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 403-418, Mayo 1990.
 83. M. C. Griffith, I. D. Aiken y J. M. Kelly, "Displacement Control and Uplift Restrain for Base-Isolated Structures", *Journal of Structural Engineering*, 116(4), American Society of Civil Engineers, 1990.
 84. S. Nagaraiaiah, "3D-BASIS: A Computer Program for Nonlinear Dynamic Analysis of Base Isolated Structures", *Bulletin of the National Center for Earthquake Engineering Research*, State University of New York, Buffalo, 5(4), Octubre 1991.
 85. J. M. Kelly, "The Economic Feasibility of Seismic Rehabilitation of Buildings by Base Isolation", *Report No. UCB/EERC-83/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Enero 1983.
 86. D. Way y J. Howard, "Seismic Rehabilitation of the Mackay School of Mines, Phase III, with Base Isolation", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 297-308, Mayo 1990.

Capítulo 2

ECUACIONES DEL MOVIMIENTO

2.1 INTRODUCCION

Como se vio en el capítulo anterior, varios aparatos de apoyo han sido propuestos para materializar el aislamiento antisísmico. Este trabajo se centra en el estudio del comportamiento de los edificios que utilizan aparatos de apoyo de neopreno zunchado, por ser éstos los más difundidos internacionalmente. Tres son las posibles vías de estudio:

- 1.- Estudio analítico.
- 2.- Estudio experimental.
- 3.- Estudio utilizando la simulación por ordenador.

La primera está muy limitada por la complejidad de las estructuras y acciones sísmicas a analizar. A pesar de ello, se puede aplicar en casos sencillos y extraer conclusiones, como en el estudio analítico de un modelo con un grado de libertad abordado en el Capítulo 3.

El estudio experimental es de gran utilidad en la valoración de las rendimiento de los sistemas de protección sísmica. De hecho, el desarrollo de las mesas vibrantes servo-controladas ha sido una importante ayuda en el perfeccionamiento de las técnicas de aislamiento antisísmico de edificios⁽¹⁾. El ensayo de modelos reducidos aporta una información muy valiosa pero no se tratará en esta monografía por quedar fuera de sus planteamientos.

El comportamiento de los edificios con aislamiento en la base se estudia mediante la simulación por ordenador de su respuesta frente a distintas acciones sísmicas. En este capítulo se deducen las ecuaciones del movimiento y se describe el procedimiento numérico de resolución utilizado. Se hace también referencia a los posibles métodos de modelización del terremoto.

2.2 MODELIZACION DEL TERREMOTO

La simulación por ordenador es una herramienta muy útil en el estudio del comportamiento de estructuras con aislamiento antisísmico en la base. Esta técnica requiere tanto la modelización del edificio como de las cargas actuantes, es decir, de la acción sísmica. Un acercamiento posible consiste en suponer el sismo como perfectamente sinusoidal. Aunque alejada de la realidad, esta hipótesis permite visualizar el comportamiento estructural dado que el acelerograma es sencillo y su frecuencia única. En el Capítulo 4 se recogen las respuestas simuladas utilizando aceleraciones sinusoidales.

Si los datos sísmológicos registrados en la zona se consideran suficientes, se pueden generar acelerogramas artificiales mediante modelos matemáticos basados en la teoría de los procesos estocásticos. En el Capítulo 5 se muestra la respuesta de un modelo con 10 grados de libertad sometido a acciones sísmicas aleatorias simuladas según lo expuesto en la referencia 2.

Es también interesante plantearse como se hubiese comportado el edificio frente a un terremoto registrado en el pasado. Algunos acelerogramas como la componente N-S del terremoto registrado en El Centro (EE.UU) en 1940 o las componentes E-O y N-S del terremoto de Hachinohe (Japón) en 1968, se toman internacionalmente como referencia, lo que permite comparar las prestaciones de los sistemas con independencia de la zona de edificación. En el Capítulo 5 se ha analizado la respuesta de un modelo con 10 grados de libertad sometido a acelerogramas reales.

Los resultados que se obtengan en la simulación por ordenador pueden ser muy distintos según la hipótesis realizada en la modelización del sismo: un acelerograma real o uno aleatorio pueden carecer de una frecuencia especialmente dañina para el edificio mientras que uno sinusoidal puede dar como posible una frecuencia improbable en la zona. Uno de los factores fundamentales en el desarrollo de la técnica de aislamiento antisísmico de edificios ha sido la capacidad de la Ingeniería Sísmica de estimar los futuros movimientos del terreno, en particular su frecuencia⁽¹⁾. Los avances de la Sismología han permitido generar acelerogramas específicos para una área determinada teniendo en cuenta la posición de las fallas, la geología regional y local y el período de retorno. Estos acelerogramas son fundamentales en el análisis de edificios con aislamiento antisísmico y de ellos depende la valoración que se haga de las cualidades del sistema.

2.3 FORMULACION DE LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO

2.3.1 Modelos con la base fija

Despreciando la deformación por esfuerzo axial de los pilares y suponiendo que la rigidez de los forjados es tal que permite aceptar como igual el desplazamiento horizontal de todos los puntos de una planta, se puede modelar el edificio como un edificio de cortante (figura 2.1).

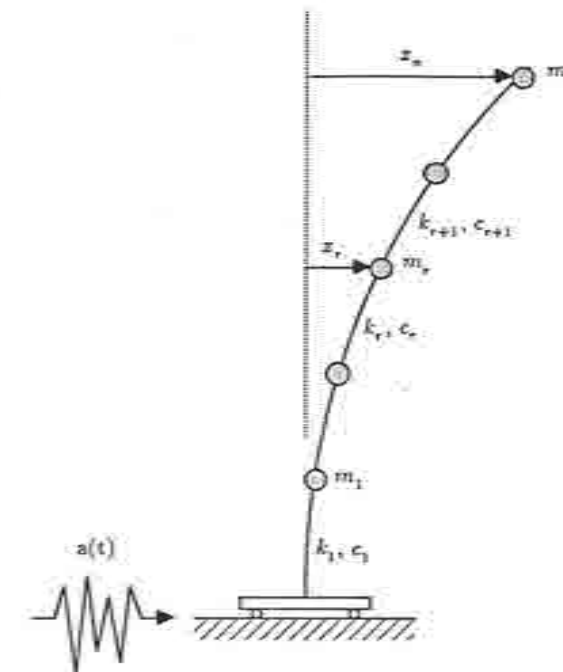


Figura 2.1 Modelo sísmico de edificio de cortante.

Se supone el modelo de la figura 2.1 afectado por una aceleración $a(t)$ de origen sísmico. El corrimiento de la i -ésima masa respecto al suelo se expresa mediante la función $x_i(t)$. El modelo dinámico en su conjunto estará en equilibrio si lo están cada una de las masas que lo componen. Sea m_r una masa distinta de la 1 y de la n . Aplicando la segunda ley de Newton:

$$m_r [\ddot{x}_r(t) + a(t)] + k_r [x_r(t) - x_{r-1}(t)] + k_{r+1} [x_r(t) - x_{r+1}(t)] + c_r [\dot{x}_r(t) - \dot{x}_{r-1}(t)] + c_{r+1} [\dot{x}_r(t) - \dot{x}_{r+1}(t)] = 0 \quad (2.1)$$

k_r representa la rigidez cortante del grupo de pilares r . Su expresión es

$$k_r = \frac{12EI_r}{h_r^3}$$

donde I_r es la suma de los momentos de inercia de los pilares situados entre las plantas r y $r-1$ y h_r es la altura de tales pilares. El amortiguamiento se supone viscoso, caracterizando c_r el amortiguamiento en el r -ésimo piso. Aplicando el mismo principio a la masa 1:

$$m_1 [\ddot{x}_1(t) + a(t)] + k_1 x_1(t) + k_2 [x_1(t) - x_2(t)] + c_1 \dot{x}_1(t) + c_2 [\dot{x}_1(t) - \dot{x}_2(t)] = 0 \quad (2.2)$$

Aplicando el mismo principio a la masa n :

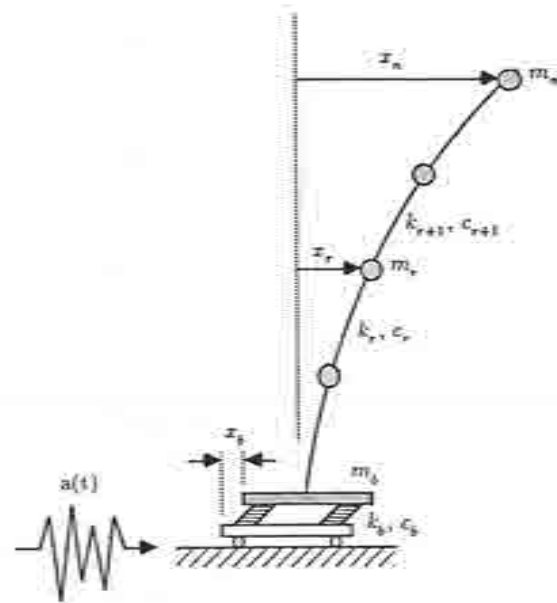


Figura 2.2 Modelo sísmico del edificio con aislamiento antisísmico.

$$M = \begin{bmatrix} \left[\sum_{i=1}^n m_i \right] & m_1 & m_2 & \dots & m_r & \dots & m_n \\ m_1 & m_1 & 0 & & & & \\ m_2 & 0 & m_2 & 0 & & & 0 \\ \vdots & & & \ddots & & & \\ m_r & & & & m_r & & \\ \vdots & & & & & \ddots & \\ m_n & & 0 & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_b & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & & & & & & \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & & & & & 0 \\ \vdots & 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & 0 & & & & \\ \vdots & & & & & & & & & \\ 0 & & & & 0 & -k_r & k_r + k_{r+1} & -k_{r+1} & 0 & \\ \vdots & & 0 & & & & & & & \\ 0 & & & & & & & & & k_n \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

$$C = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & C_C \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

donde

$$c_b = 2 \nu_b \sqrt{k_b \sum_{i=1}^n m_i} \quad (2.15)$$

siendo ν_b la fracción del amortiguamiento crítico de los aparatos de apoyo. C_C es la matriz de amortiguamiento ortogonal del edificio expresada mediante series de Caughey.

$$J^T = [1 \ 0 \ \dots \ 0 \ \dots \ 0] \quad (2.16)$$

$$X^T = [x_b \ x_1 \ x_2 \ \dots \ x_r \ \dots \ x_n] \quad (2.17)$$

Al escribirse las ecuaciones del movimiento del edificio con aislamiento antisísmico de la misma forma que las ecuaciones del movimiento del edificio con la base fija, es posible utilizar el mismo proceso numérico en la resolución de ambas, variando únicamente las matrices introducidas.

2.4 RESOLUCION DE LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO

Las matrices del sistema de ecuaciones 2.4 se definen según 2.6, 2.7 y 2.8 en el caso de edificios de base fija o bien según 2.12, 2.13 y 2.14 en el caso de edificios con aislamiento en la base. Una vez definidas, se procede a la resolución del sistema 2.4 integrándolo paso a paso. Se dice que la integración es paso a paso puesto que la respuesta no se obtiene como una función continua sino únicamente en una serie de tiempos predeterminados, equidistantes Δt . El algoritmo utilizado, el de Newmark^(9,10), sigue un esquema implícito. Quiere esto decir que el vector de corrimiento X_{i+1} , correspondiente al instante de tiempo t_{i+1} , se obtiene a partir de la ecuación diferencial para t_{i+1} . El resultado se obtendrá, por lo tanto, como solución de un sistema de ecuaciones algebraicas. En la referencia 8 puede encontrarse una descripción detallada del procedimiento utilizado.

El algoritmo requiere como datos las constantes β y γ . Dependiendo de los valores tomados y de la relación $\Delta t/T$ (donde T es el período) la respuesta puede estar amortiguada artificialmente en alguno de los modos de vibración mayores. Este fenómeno es positivo puesto que los modos elevados contienen errores numéricos inherentes a la propia discretización y se minimiza su contribución a la respuesta total⁽⁸⁾. Por lo tanto, con la adecuada selección de β , γ y Δt se pueden determinar cuántos de los primeros modos de vibración contribuyen significativamente a la respuesta total. En este trabajo se han tomado $\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$. Se ha verificado siempre la siguiente regla empírica en la elección de Δt :

$$\frac{\Delta t}{T_c} \leq 0.1$$

siendo T_c el período correspondiente al último modo que se desea contribuya significativamente a la respuesta total.

El procedimiento numérico utilizado calcula las historias en el tiempo de X , \dot{X} y \ddot{X} , calculándose posteriormente los resultados que se estimen necesarios, teniendo en cuenta el significado de X , que bien puede ser el de 2.5 o el de 2.17.

REFERENCIAS

1. I. G. Buckle y R. L. Mayes, "Seismic Isolation: History, Applications, and Performance—A World View", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, **6**(2), 161-202, Mayo 1990.
2. P. Ruiz y J. Penzien, "PSEQGN. Artificial Generation of Earthquake Accelerograms", *Report No. EERC 69-3*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Marzo 1969.
3. R. W. Clough y S. Mojtahedi, "Earthquake Response Analysis Considering Nonproportional Damping", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **4**, 489-496, 1976.
4. G. B. Warburton y S. R. Soni, "Errors in Response Calculation for Non-Classically Damped Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **5**, 365-376, 1977.
5. R. W. Clough y J. Penzien, *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., New York, 1975.
6. E. L. Wilson y J. Penzien, "Evaluation of Orthogonal Damping Matrices", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **4**, 5-10, 1972.
7. T. K. Caughey, "Classical Normal Modes in Damped Linear Systems", *Journal of Applied Mechanics*, **27**, 269-271, 1960.
8. J. Miquel Canet y A. H. Barbat, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Cálculo por Ordenador*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1988.
9. O. C. Zienkiewicz, "A New Look at the Newmark, Houbolt and other Time Stepping Formulas. A Weighted Residual Approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **5**, 413-418, 1978.
10. W. L. Wood, "A Further Look at Newmark, Houbolt and other Time Stepping Formulas", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **20**, 1009-1017, 1984.

Capítulo 3

TEORIA LINEAL DEL AISLAMIENTO ANTISISMICO DE EDIFICIOS

3.1 MODELOS CON UN GRADO DE LIBERTAD

3.1.1 Modelo dinámico

En este capítulo se aborda el estudio analítico de los edificios con aislamiento antisísmico en la base tomando como referencia el trabajo de James M. Kelly⁽¹⁾. El objetivo es obtener resultados que expliquen el comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico. De entre la variedad de aparatos de apoyo propuestos en la literatura de especialidad se ha escogido el neopreno zunchado por ser el más difundido. Este se modeliza del modo que puede verse en la figura 1.1, es decir, como la combinación de un resorte y un amortiguador. Es preciso señalar que el amortiguamiento es intrínseco en los elastómeros, en especial el designado como de "alto amortiguamiento"^(2,3,4). Si éste no se considera suficiente, pueden colocarse mecanismos en el sistema de aislamiento que aporten un amortiguamiento adicional. En este capítulo se considera el amortiguamiento en su conjunto, con independencia de su origen.

Se estudia un pórtico plano que descansa sobre su cimentación mediante aparatos de apoyo de neopreno zunchado (figura 3.1(a)). Se modeliza según se aprecia en la figura 3.1(b). Su deformada es función de los desplazamientos horizontales de las plantas. En este modelo las masas m_b y m_1 corresponden a la base y a la primera planta respectivamente. La rigidez k_b y el amortiguamiento c_b caracterizan los aparatos de apoyo. La rigidez k_1 corresponde a las columnas modelizadas en el pórtico de la figura 3.1(a). El amortiguamiento c_1 caracteriza la disipación de energía en la estructura.

El movimiento sísmico del terreno, caracterizado por su desplazamiento $d(t)$, su velocidad $v(t)$ y su aceleración $a(t)$, actúa sobre el cimiento, suponiéndose una propagación unidireccional. Las vibraciones del cimiento se transmiten a través de

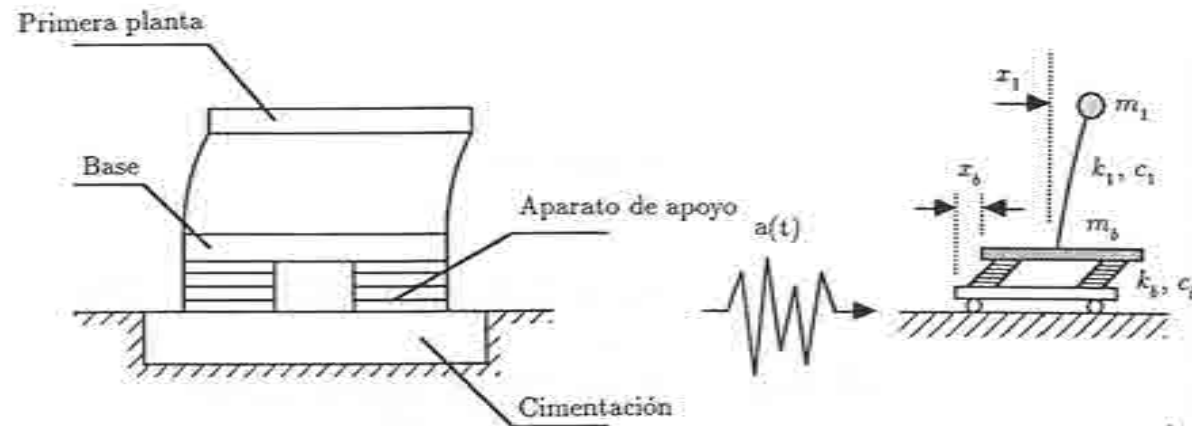


Figura 3.1 (a) Esquema del sistema considerado; (b) modelo dinámico.

los aparatos de apoyo, induciendo traslaciones tanto de la masa m_2 como de la masa m_1 . El corrimiento de la masa m_1 respecto a la base se expresa mediante $x_1(t)$ mientras que $x_2(t)$ es el corrimiento de la masa m_2 respecto al terreno (figura 3.1(b)). Particularizando las ecuaciones expuestas en el Capítulo 2 para un modelo con un grado de libertad se obtiene

$$m_1 [\ddot{x}_1(t) + \ddot{x}_2(t) + a(t)] + k_1 x_1(t) + c_1 \dot{x}_1(t) = 0 \quad (3.1)$$

$$m_2 [\ddot{x}_2(t) + a(t)] + m_1 [\ddot{x}_1(t) + \ddot{x}_2(t) + a(t)] + k_2 x_2(t) + c_2 \dot{x}_2(t) = 0 \quad (3.2)$$

Utilizando la notación matricial, las ecuaciones (3.1) y (3.2) se escriben de la siguiente forma compacta:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -MJ a(t) \quad (3.3)$$

donde

$$M = \begin{bmatrix} m_2 + m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 \end{bmatrix} \quad C = \begin{bmatrix} c_2 & 0 \\ 0 & c_1 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_2 & 0 \\ 0 & k_1 \end{bmatrix} \quad J = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} x_2 \\ x_1 \end{bmatrix}$$

3.1.2 Vibraciones libres no amortiguadas

Se supone ahora que el sistema no está amortiguado ($c_2 = c_1 = 0$) y que oscila libremente ($a(t) = 0$). La ecuación (3.3) se simplifica:

$$M\ddot{X} + KX = 0 \quad (3.4)$$

Este sistema de ecuaciones diferenciales tiene soluciones particulares del tipo

$$X(t) = A e^{i\omega t} \quad (3.5)$$

donde A es el vector que contiene las amplitudes de vibración y ω es la frecuencia circular del modelo. Sustituyendo (3.5) en (3.4) se obtiene

$$(K - \omega^2 M) A = 0 \quad (3.6)$$

Este sistema algebraico de dos ecuaciones lineales y homogéneas constituye un problema de autovalores. El sistema tiene soluciones de A distintas de la trivial solamente si el determinante de la matriz de coeficientes es nulo

$$|K - \omega^2 M| = \begin{vmatrix} k_2 - \omega^2(m_2 + m_1) & -\omega^2 m_1 \\ -\omega^2 m_1 & k_1 - \omega^2 m_1 \end{vmatrix} = 0 \quad (3.7)$$

Desarrollando el determinante se obtiene la siguiente ecuación de cuarto grado:

$$\omega^4 [(m_2 + m_1) m_1 - m_1^2] - \omega^2 [m_1 k_2 + (m_2 + m_1) k_1] + k_1 k_2 = 0 \quad (3.8)$$

que dividida por el producto $m_1(m_1 + m_2)$ toma la forma

$$\omega^4 (1 - \gamma) - \omega^2 \left(\frac{k_2}{m_1 + m_2} + \frac{k_1}{m_1} \right) + \frac{k_1}{m_1} \frac{k_2}{m_1 + m_2} = 0 \quad (3.9)$$

donde

$$\gamma = \frac{m_1}{m_1 + m_2}$$

Se define

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_1}{m_1}} \quad (3.10)$$

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_2}{m_2 + m_1}} \quad (3.11)$$

siendo ω_s la frecuencia fundamental de vibración de la estructura y ω_b la frecuencia natural del aparato de apoyo, $\omega_b = \frac{\pi}{2} \sim 2\pi \text{ rad/s}$ ^(5,6,7). Con estas definiciones, (3.9) se escribe

$$\omega^4 (1 - \gamma) - \omega^2 (\omega_b^2 + \omega_s^2) + \omega_b^2 \omega_s^2 = 0 \quad (3.12)$$

Sea

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \quad (3.13)$$

Dado que la rigidez de las columnas modelizadas k_1 será mucho mayor que la rigidez del aparato de apoyo k_b y según las ecuaciones (3.10) y (3.11), se deduce que el término ε será despreciable, del orden del 1%⁽¹⁾. Resolviendo (3.12)

$$\begin{aligned}\omega^2 &= \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2 \pm \sqrt{(\omega_b^2 + \omega_s^2)^2 - 4(1-\gamma)\omega_b^2\omega_s^2}}{2(1-\gamma)} \\ &= \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1-\gamma)} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4(1-\gamma)\omega_b^2\omega_s^2}{(\omega_b^2 + \omega_s^2)^2}} \right) \\ &= \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1-\gamma)} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4(1-\gamma)\varepsilon}{(1+\varepsilon)^2}} \right)\end{aligned}\quad (3.14)$$

Esta expresión puede simplificarse del siguiente modo

$$\begin{aligned}\omega^2 &\simeq \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1-\gamma)} \left(1 \pm \sqrt{1 - 4(1-\gamma)\varepsilon} \right) \\ &\simeq \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1-\gamma)} \left(1 \pm (1 - 2(1-\gamma)\varepsilon) \right)\end{aligned}\quad (3.15)$$

dado que ε es muy pequeño, se deduce que los autovalores son

$$\omega_1^2 \simeq \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1-\gamma)} 2(1-\gamma)\varepsilon \simeq \omega_b^2(1+\varepsilon) \simeq \omega_b^2 \quad (3.16)$$

$$\omega_2^2 \simeq \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1-\gamma)} (2 - 2\varepsilon(1-\gamma)) \simeq \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{1-\gamma} = \frac{\omega_s^2(1+\varepsilon)}{1-\gamma} \simeq \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} \quad (3.17)$$

ω_1 representa la frecuencia natural del aparato de apoyo modificada. ω_2 representa la frecuencia fundamental de la estructura modificada por la presencia de los aparatos de apoyo. ω_1 y ω_2 son las frecuencias propias del sistema con aislamiento antisísmico en la base que tienen asociados, respectivamente, los vectores propios φ_1 y φ_2 . Estos se deducen del sistema de ecuaciones (3.6)

$$(K - \omega_1^2 M)\varphi_1 = 0 \quad (K - \omega_2^2 M)\varphi_2 = 0$$

Utilizando la notación

$$\varphi_1^T = [\varphi_1^b \quad \varphi_1^s] \quad \varphi_2^T = [\varphi_2^b \quad \varphi_2^s]$$

se resuelve el sistema de ecuaciones. De este modo

$$[k_b - \omega_1^2(m_b + m_1)]\varphi_1^b - \omega_1^2 m_1 \varphi_1^s = 0 \quad (3.18, a)$$

$$[k_b - \omega_2^2(m_b + m_1)]\varphi_2^b - \omega_2^2 m_1 \varphi_2^s = 0 \quad (3.18, b)$$

Fijando $\varphi_1^b = 1$ se obtiene

$$\begin{aligned}\varphi_1^s &= \frac{k_b - \omega_1^2(m_b + m_1)}{\omega_1^2 m_1} \\ &= \frac{\omega_b^2 - \omega_1^2}{\gamma \omega_1^2}\end{aligned}\quad (3.19)$$

y tomando un valor aproximado de ω_1^2 según (3.16)

$$\begin{aligned}\varphi_1^s &\simeq \frac{\omega_b^2 - \omega_b^2(1+\varepsilon)}{\gamma \omega_b^2(1+\varepsilon)} \\ &= \frac{-\varepsilon}{\gamma(1+\varepsilon)} \\ &\simeq \frac{-\varepsilon}{\gamma}\end{aligned}\quad (3.20)$$

Fijando $\varphi_2^b = 1$ se obtiene

$$\begin{aligned}\varphi_2^s &= \frac{k_b - \omega_2^2(m_b + m_1)}{\omega_2^2 m_1} \\ &= \frac{\omega_b^2 - \omega_2^2}{\gamma \omega_2^2}\end{aligned}\quad (3.21)$$

y tomando un valor aproximado de ω_2^2 según (3.17)

$$\begin{aligned}\varphi_2^s &\simeq \frac{(1-\gamma)\omega_b^2 - \omega_s^2}{\gamma \omega_s^2} \\ &= \frac{\varepsilon(1-\gamma) - 1}{\gamma} \\ &\simeq \frac{-1}{\gamma}\end{aligned}\quad (3.22)$$

Por lo tanto

$$\varphi_1^T = \left[1 \quad \frac{-\varepsilon}{\gamma} \right] \quad (3.23)$$

$$\varphi_2^T = \left[1 \quad \frac{-1}{\gamma} \right] \quad (3.24)$$

Los vectores propios φ_1 y φ_2 se denominan modos de vibración y pueden verse representados en la figura 3.2.

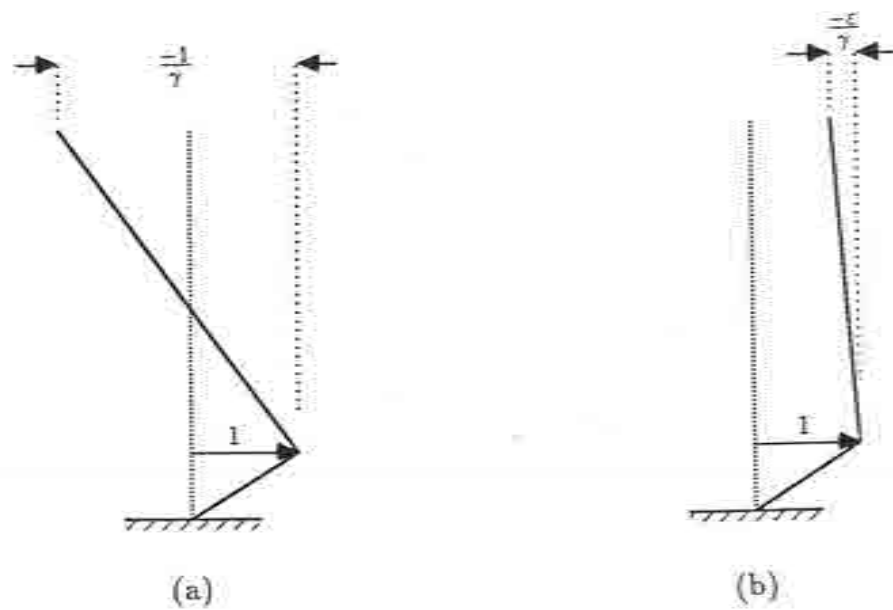


Figura 3.2 Modos de vibración del modelo. (a) φ_1 — primer modo de vibración; (b) φ_2 — segundo modo de vibración.

3.1.3 Desacoplamiento modal

Los vectores φ_1 y φ_2 forman una base completa y se pueden utilizar para describir el movimiento del modelo de edificio de cortante:

$$X(t) = \begin{bmatrix} x_b(t) \\ x_1(t) \end{bmatrix} = y_1(t)\varphi_1 + y_2(t)\varphi_2 \quad (3.25)$$

Tomando las componentes $x_b(t)$ y $x_1(t)$ por separado:

$$x_b(t) = y_1(t)\varphi_1^b + y_2(t)\varphi_2^b = y_1(t) + y_2(t) \quad (3.26)$$

$$x_1(t) = y_1(t)\varphi_1^s + y_2(t)\varphi_2^s = \frac{-\epsilon}{\gamma}y_1(t) - \frac{y_2(t)}{\gamma} \quad (3.27)$$

Se considera ahora el amortiguamiento, como expresión de la disipación de energía en la estructura. Entrando en la ecuación (3.3) con (3.25) se obtiene

$$M(\ddot{y}_1(t)\varphi_1 + \ddot{y}_2(t)\varphi_2) + C(\dot{y}_1(t)\varphi_1 + \dot{y}_2(t)\varphi_2) + K(y_1(t)\varphi_1 + y_2(t)\varphi_2) = -MJ a(t) \quad (3.28)$$

Los vectores φ_1 y φ_2 pueden disponerse dentro de una matriz ϕ que recibe el nombre de matriz modal:

$$\phi = [\varphi_1 \varphi_2]$$

Los vectores propios son ortogonales respecto a las matrices de masa y de rigidez^(8,9)

$$\phi^T M \phi = M^* \quad (3.29)$$

donde M^* es una matriz diagonal

$$\phi^T K \phi = K^* \quad (3.30)$$

donde K^* es una matriz diagonal. Premultiplicando (3.28) por φ_1^T se obtiene

$$\ddot{y}_1(t)\varphi_1^T M \varphi_1 + \dot{y}_1(t)\varphi_1^T C \varphi_1 + y_1(t)\varphi_1^T K \varphi_1 = -\varphi_1^T M J a(t) \quad (3.31)$$

Premultiplicando (3.28) por φ_2^T se obtiene

$$\ddot{y}_2(t)\varphi_2^T M \varphi_2 + \dot{y}_2(t)\varphi_2^T C \varphi_2 + y_2(t)\varphi_2^T K \varphi_2 = -\varphi_2^T M J a(t) \quad (3.32)$$

Se supone que el amortiguamiento es suficientemente pequeño para que la matriz C sea ortogonal:

$$\varphi_1^T C \varphi_2 = \varphi_2^T C \varphi_1 = 0$$

De acuerdo con esta simplificación y dividiendo por $\varphi_1^T M \varphi_1$, la ecuación (3.31) se pone en la forma

$$\ddot{y}_1(t) + \frac{\varphi_1^T C \varphi_1}{\varphi_1^T M \varphi_1} \dot{y}_1(t) + \frac{\varphi_1^T K \varphi_1}{\varphi_1^T M \varphi_1} y_1(t) = -\frac{\varphi_1^T M J}{\varphi_1^T M \varphi_1} a(t) \quad (3.33)$$

Se define

$$L_1 = \frac{\varphi_1^T M J}{\varphi_1^T M \varphi_1} \quad (3.34)$$

$$2\omega_1 \nu_1 = \frac{\varphi_1^T C \varphi_1}{\varphi_1^T M \varphi_1} \quad (3.35)$$

En base a los resultados (3.16) y (3.23) y a las definiciones de M y C , se calcula la expresión (3.35) que permite deducir un valor aproximado de ν_1

$$\varphi_1^T C \varphi_1 = \begin{bmatrix} 1 & -\epsilon/\gamma \\ & c_b & 0 \\ & 0 & c_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ -\epsilon/\gamma \end{bmatrix} = c_b + \frac{c_1 \epsilon^2}{\gamma^2} \quad (3.36)$$

$$\varphi_1^T M \varphi_1 = \begin{bmatrix} 1 & -\epsilon/\gamma \\ & m_b + m_1 & m_1 \\ & m_1 & m_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ -\epsilon/\gamma \end{bmatrix} = m_b + m_1 - \frac{2\epsilon m_1}{\gamma} + \frac{\epsilon^2 m_1}{\gamma^2} \quad (3.37)$$

de donde se deduce que

$$\nu_1 = \frac{c_b}{2\omega_1(m_b + m_1)} \frac{1 + \frac{c_1 \epsilon^2}{c_b \gamma^2}}{1 - 2\epsilon + \frac{\epsilon^2}{\gamma}} \quad (3.38)$$

despreciando los terminos de orden ε^2

$$\nu_1 \simeq \frac{c_b}{2\omega_1(m_b + m_1)} \frac{1}{1 - 2\varepsilon} \quad (3.39)$$

y utilizando el desarrollo en serie de Taylor

$$\begin{aligned} \nu_1 &\simeq \frac{c_b}{2\omega_1(m_b + m_1)} (1 + 2\varepsilon + 4\varepsilon^2 + \dots) \\ &\simeq \frac{c_b}{2\omega_1(m_b + m_1)} \end{aligned} \quad (3.40)$$

Se define

$$\nu_b = \frac{c_b}{2\omega_b(m_b + m_1)} \quad (3.41)$$

ν_b es la fracción del amortiguamiento crítico de los aparatos de apoyo, del orden del 10%. En base al valor aproximado de ω_1^2 expuesto en (3.16)

$$\nu_1 \simeq \frac{c_b}{2\omega_b(m_b + m_1)} = \nu_b \quad (3.42)$$

De (3.42) se deduce que ν_1 es del mismo orden de magnitud que ν_b . De otra parte

$$(K - \omega_1^2 M) \varphi_1 = 0$$

Desarrollando esta expresión:

$$K \varphi_1 = \omega_1^2 M \varphi_1$$

que premultiplicada por φ_1^T toma la forma

$$\varphi_1^T K \varphi_1 = \omega_1^2 \varphi_1^T M \varphi_1$$

pudiéndose escribir

$$\omega_1^2 = \frac{\varphi_1^T K \varphi_1}{\varphi_1^T M \varphi_1} \quad (3.43)$$

Utilizando este resultado y las definiciones (3.34) y (3.35), (3.33) se expresa

$$\ddot{y}_1(t) + 2\omega_1 \nu_1 \dot{y}_1(t) + \omega_1^2 y_1(t) = -L_1 a(t) \quad (3.44)$$

Dividiendo (3.32) por $\varphi_2^T M \varphi_2$ se obtiene

$$\ddot{y}_2(t) + \frac{\varphi_2^T C \varphi_2}{\varphi_2^T M \varphi_2} \dot{y}_2(t) + \frac{\varphi_2^T K \varphi_2}{\varphi_2^T M \varphi_2} y_2(t) = -\frac{\varphi_2^T M J}{\varphi_2^T M \varphi_2} a(t) \quad (3.45)$$

Se define

$$L_2 = \frac{\varphi_2^T M J}{\varphi_2^T M \varphi_2} \quad (3.46)$$

$$2\omega_2 \nu_2 = \frac{\varphi_2^T C \varphi_2}{\varphi_2^T M \varphi_2} \quad (3.47)$$

El desarrollo de (3.47) permite obtener una expresión de ν_b

$$\varphi_2^T C \varphi_2 = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ \gamma \end{bmatrix} = c_b + \frac{c_1}{\gamma^2} \quad (3.48)$$

$$\varphi_2^T M \varphi_2 = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_b + m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ \gamma \end{bmatrix} = m_b + m_1 - \frac{2m_1}{\gamma} + \frac{m_1}{\gamma^2} \quad (3.49)$$

de donde se deduce que

$$\begin{aligned} \nu_2 &= \frac{1}{2\omega_2} \frac{c_b + \frac{c_1}{\gamma^2}}{m_b + m_1 - \frac{2m_1}{\gamma} + \frac{m_1}{\gamma^2}} \\ &= \frac{1}{2\omega_2} \frac{c_b + \frac{c_1}{\gamma^2}}{\frac{m_1}{\gamma^2} - \frac{m_1}{\gamma}} \\ &= \frac{1}{2\omega_2 m_1} \frac{c_b \gamma^2 + c_1}{1 - \gamma} \end{aligned} \quad (3.50)$$

Utilizando el valor aproximado de ω_2^2 expuesto en (3.17)

$$\nu_2 \simeq \frac{1}{2\omega_s m_1} \frac{c_b \gamma^2 + c_1}{\sqrt{1 - \gamma}} \quad (3.51)$$

Se define

$$\nu_s = \frac{c_1}{2\omega_s m_1} \quad (3.52)$$

ν_s es la fracción del amortiguamiento crítico de la estructura, del orden del 2%.

$$\begin{aligned}
 \nu_2 &\simeq \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left[\nu_s + \frac{c_b \gamma^2}{2\omega_s m_1} \right] \\
 &= \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left[\nu_s + \frac{c_b \gamma}{2\omega_s (m_b + m_1)} \right] \\
 &= \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left[\nu_s + \frac{c_b \gamma \sqrt{\varepsilon}}{2\omega_b (m_b + m_1)} \right] \\
 &= \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left[\nu_s + \gamma \nu_b \sqrt{\varepsilon} \right]
 \end{aligned} \quad (3.53)$$

El resultado (3.53) muestra que al amortiguamiento estructural se le añade el amortiguamiento de los aparatos de apoyo, afectado por el coeficiente $\gamma \sqrt{\varepsilon}$. El producto $\gamma \nu_b \sqrt{\varepsilon}$ puede ser una aportación importante al término ν_s , lo que muestra que un alto amortiguamiento en los aparatos de apoyo puede contribuir significativamente al amortiguamiento del segundo modo de vibración. Este hecho es positivo puesto que, según se desprende de la figura 3.2(b), la vibración según el segundo modo es muy desfavorable.

Mediante un razonamiento análogo al efectuado anteriormente para hallar la expresión (3.43), se puede escribir

$$\omega_2^2 = \frac{\varphi_2^T K \varphi_2}{\varphi_2^T M \varphi_2} \quad (3.54)$$

Utilizando este resultado y las definiciones (3.46) y (3.47), (3.45) se expresa del siguiente modo:

$$\ddot{y}_2(t) + 2\omega_2 \nu_2 \dot{y}_2(t) + \omega_2^2 y_2(t) = -L_2 a(t) \quad (3.55)$$

En base a las definiciones de M y J y a la expresión (3.23), se acomete el cálculo de L_1 :

$$\varphi_1^T M J = \begin{bmatrix} 1 & -\varepsilon \\ & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_b + m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} = m_b + m_1 - \frac{m_1 \varepsilon}{\gamma} \quad (3.56)$$

Utilizando los resultados (3.37) y (3.56) en la definición (3.34):

$$\begin{aligned}
 L_1 &= \frac{m_b + m_1 - \frac{\varepsilon m_1}{\gamma}}{m_b + m_1 - \frac{2\varepsilon m_1}{\gamma} + \frac{\varepsilon^2 m_1}{\gamma^2}} \\
 &= \frac{1 - \varepsilon}{1 - 2\varepsilon + \frac{\varepsilon^2}{\gamma}} \\
 &\simeq 1
 \end{aligned} \quad (3.57)$$

L_2 se calcula de una manera análoga:

$$\varphi_2^T M J = \begin{bmatrix} 1 & E \\ & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_b + m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} = m_b + m_1 + m_1 E \quad (3.58)$$

$$\varphi_2^T M \varphi_2 = \begin{bmatrix} 1 & E \\ & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_b + m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ E \end{bmatrix} = m_b + m_1 + 2m_1 E + m_1 E^2 \quad (3.59)$$

donde

$$E = \frac{-1}{\gamma} (1 - (1 - \gamma)\varepsilon)$$

Desarrollando estas expresiones

$$\varphi_2^T M J = (m_b + m_1)(1 - \gamma)\varepsilon \quad (3.60)$$

$$\varphi_2^T M \varphi_2 = m_b + m_1 - 2(m_b + m_1)(1 - (1 - \gamma)\varepsilon) + \frac{(m_b + m_1)^2}{m_1} (1 - (1 - \gamma)\varepsilon)^2 \quad (3.61)$$

despreciando el término de orden ε^2

$$\varphi_2^T M \varphi_2 = \frac{(m_b + m_1)^2}{m_1} (1 - \gamma) [1 - 2(1 - \gamma)\varepsilon] \quad (3.62)$$

Entrando con los resultados (3.60) y (3.62) en (3.46) y despreciando el término $2(1 - \gamma)\varepsilon$ de (3.62) se obtiene

$$L_2 \simeq \gamma \varepsilon \quad (3.63)$$

3.2 CONSIDERACIONES PRACTICAS

Los resultados obtenidos hasta este punto permiten hacer algunas consideraciones acerca del comportamiento del sistema. Supóngase que la frecuencia predominante del movimiento sísmico es mayor que 7 rad/s , lo que ocurre en la mayoría de los casos⁽¹⁰⁾. Dada su proximidad con las frecuencias fundamentales de vibración más habituales en estructuras de edificación, se hace aconsejable la colocación del aislamiento antisísmico en la base para alejar la frecuencia del primer modo de vibración de la estructura de la frecuencia predominante del movimiento del terreno. La estructura con la base fija tiene una frecuencia fundamental ω_s . El sistema con aislamiento en la base tiene dos frecuencias propias, ω_1 y ω_2 . Según se desprende de (3.16), la frecuencia fundamental ω_1 es similar a ω_b , del orden de $\pi \text{ rad/s}$. Es pues menor que ω_s y menor que la frecuencia predominante del sismo. Para tener un orden de magnitud se puede suponer $\gamma = 0.6$, $\omega_b = \pi \text{ rad/s}$ y $\omega_s = 40 \text{ rad/s}$. En este caso $\omega_1 = \pi \text{ rad/s}$, siendo un 92% menor que ω_s . Este distanciamiento es positivo al impedir que la frecuencia del primer modo de vibración de la estructura entre en resonancia con la frecuencia predominante del terremoto. Además, a la vista de la figura 3.2(a), se aprecia que la vibración según el primer modo comporta desplazamientos mayormente concentrados en el sistema de aislamiento, teniendo la estructura un movimiento prácticamente de sólido rígido.

La segunda frecuencia propia, ω_2 , es mayor que ω_s . Con los mismos datos tomados anteriormente a modo de ejemplo, $\omega_2 = 63 \text{ rad/s}$, un 58% mayor que ω_s . Este aumento puede ser suficiente para alejar la segunda frecuencia propia de las frecuencias más sensibles a las aceleraciones sísmicas esperadas en la zona. Sin

embargo, pudiera ser que la nueva frecuencia propia ω_2 fuese igualmente sensible a las excitaciones sísmicas. En la figura 3.2(b) se puede apreciar el riesgo que corre el edificio al vibrar en el segundo modo puesto que entraña una gran deformación de la estructura. Afortunadamente, como se verá a continuación, de los resultados analíticos se deduce que la influencia de este modo será mínima incluso en el caso en que los espectros de respuesta del terremoto muestren una respuesta importante a excitaciones de frecuencia ω_2 .

Si ω_b y ω_s están suficientemente separadas, el valor de ε puede ser muy pequeño. Para el ejemplo expuesto anteriormente, según (3.13), $\varepsilon = 0.00617$. Como se ha visto, γ es siempre menor que la unidad y en algunos casos puede reducir considerablemente el producto $L_2 = \gamma\varepsilon$. Se aprecia pues que el valor de L_2 es tan pequeño que la repercusión de la aceleración $a(t)$ en (3.55) será mínima. Esto significa que la contribución del segundo modo de vibración será muy reducida al ser casi nulo el valor de $y_2(t)$. Por lo tanto, aún en el caso de que la frecuencia predominante del terremoto coincida con ω_2 , el movimiento siguiendo φ_2 será pequeño, siendo ésta una de las principales características del aislamiento de edificios: se minimiza la respuesta a la aceleración sísmica no por absorción de energía sino por el cambio de la dinámica estructural⁽⁷⁾.

Se puede llegar al mismo resultado mediante otro razonamiento, que se expone a continuación. La aceleración sísmica puede ser tratada como una carga lateral proporcional al modo de vibración de sólido rígido, que es similar al primer modo de vibración (ver figura 3.2(a)). Dado que es una característica de un sistema lineal la ortogonalidad de los modos de vibración, todos los modos superiores al primero serán casi ortogonales a la aceleración sísmica al ser todos ellos ortogonales al primer modo. Por consiguiente, si hay energía en frecuencias propias distintas de la primera, ésta no puede ser transmitida al edificio. Una vez más se comprueba el efecto beneficioso del cambio en la dinámica estructural para evitar el movimiento según los modos de vibración que no sean el primero.

Se ha trabajado hasta ahora en base a un terremoto de frecuencia predominante mayor que 7 rad/s , alejada de ω_b y próxima a ω_s . Es éste el caso de la mayoría de los sismos más importantes, habiéndose demostrado la efectividad del aislamiento antisísmico en estos casos. De otra parte, existen terremotos con frecuencias predominantes excepcionalmente bajas. La proximidad de ω_1 a la frecuencia predominante del terremoto implica que el sistema entre en resonancia, haciendo que la estructura con aislamiento antisísmico se comporte muy desfavorablemente. La respuesta de la estructura es excesiva, limitada únicamente por el amortiguamiento. En este caso, la presencia de los aparatos de apoyo en la base es contraproducente. Es pues necesario realizar un estudio sismológico previo que determine las frecuencias predominantes en los terremotos futuros y en caso de estar próximas a las frecuencias naturales usuales en los aparatos de apoyo, desestimar la utilización del aislamiento antisísmico.

Como conclusión se puede decir que para la mayoría de terremotos, de frecuencias predominantes mayores que 7 rad/s , el aislamiento es una buena protección. Frente a

sismos de frecuencias predominantes próximas a la frecuencia natural de los aparatos de apoyo, el aislamiento es desaconsejable al amplificar la respuesta de la estructura.

3.3 RESPUESTA A MOVIMIENTOS DEL TERRENO ARMONICOS DE FRECUENCIA DADA

3.3.1 Resultados matemáticos previos

Se estudia la siguiente ecuación diferencial de segundo orden:

$$\ddot{y}(t) + 2\nu\omega\dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = C \sin \theta t \quad (3.64)$$

donde C es una constante. Su solución $y_g(t)$ puede escribirse

$$y_g(t) = y_h(t) + y_p(t) \quad (3.65)$$

donde $y_h(t)$ es la solución de su ecuación homogénea asociada y $y_p(t)$ es una solución particular. La ecuación homogénea asociada es

$$\ddot{y}(t) + 2\nu\omega\dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = 0 \quad (3.66)$$

que se resuelve mediante la sustitución

$$y(t) = e^{rt} \quad (3.67)$$

que proporciona la ecuación característica

$$r^2 + 2\nu\omega r + \omega^2 = 0 \quad (3.68)$$

cuyas raíces son

$$r_{1,2} = -\nu\omega \pm \omega\sqrt{\nu^2 - 1} \quad (3.69)$$

Se supone $\nu < 1$. Las raíces de la expresión (3.69) pasan a escribirse

$$r_{1,2} = -\nu\omega \pm i\omega_v \quad (3.70)$$

donde

$$\omega_v = \omega\sqrt{1 - \nu^2} \quad (3.71)$$

ω_v se denomina frecuencia de vibración amortiguada. La solución de la ecuación homogénea se escribe

$$y_h(t) = e^{-\nu\omega t} (b_1 \sin \omega_v t + b_2 \cos \omega_v t) \quad (3.72)$$

Las constantes b_1 y b_2 dependen de las condiciones iniciales del problema. La solución particular $y_p(t)$ será de la forma

$$y_p(t) = A \sin \theta t + B \cos \theta t \quad (3.73)$$

Sustituyendo (3.73) en (3.64) se deducen los valores A y B :

$$A = -C \frac{\theta^2 - \omega^2}{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\nu^2\theta^2\omega^2} \quad (3.74)$$

$$B = -C \frac{2\nu\theta\omega}{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\nu^2\theta^2\omega^2} \quad (3.75)$$

La solución general de la ecuación (3.64) es de la forma

$$y_g(t) = e^{-\nu\omega t} (b_1 \sin \omega_e t + b_2 \cos \omega_e t) + A \sin \theta t + B \cos \theta t \quad (3.76)$$

En los problemas de cálculo dinámico en que se utilizará este resultado, el valor ν es del orden del 10%. El peso de los términos afectados por $e^{-\nu\omega t}$ es mínimo, siendo de pequeño interés en el análisis dinámico. Despreciando estos términos, (3.76) se expresa

$$y_g(t) = y_p(t) = A \sin \theta t + B \cos \theta t \quad (3.77)$$

cuya primera derivada es

$$\dot{y}_g(t) = A\theta \cos \theta t - B\theta \sin \theta t \quad (3.78)$$

El planteamiento de la ecuación

$$\dot{y}_g(t_e) = 0 \quad (3.79)$$

permite determinar el instante t_e en el cual $y_g(t)$ toma un valor extremal. El resultado obtenido es

$$t_e = \frac{1}{\theta} \tan^{-1} \frac{A}{B} = \frac{1}{\theta} \tan^{-1} \left(\frac{\theta^2 - \omega^2}{2\nu\theta\omega} \right) \quad (3.80)$$

Entrando con el resultado (3.80) en (3.77) se obtiene el máximo valor absoluto de $y_g(t)$:

$$|y_g(t)|_{\max} = \left| \frac{C}{\sqrt{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\nu^2\theta^2\omega^2}} \right| \quad (3.81)$$

3.3.2 Estudio de la respuesta del modelo

Se procede al estudio de la respuesta del modelo sometido a aceleraciones sinusoidales de frecuencia dada. La respuesta del modelo se estudia a través de los desplazamientos relativos $x_b(t)$ y $x_1(t)$. Se recurre a los cocientes entre los máximos desplazamientos relativos, $|x_b(t)|_{\max}$ y $|x_1(t)|_{\max}$, y el movimiento del terreno máximo, d_{\max} , con el fin de valorar la amplitud de la respuesta estructural con independencia de la amplitud del acelerograma utilizado.

$$A_b = \frac{|x_b(t)|_{\max}}{d_{\max}} \quad (3.82)$$

$$A_s = \frac{|x_1(t)|_{\max}}{d_{\max}} \quad (3.83)$$

Se define la función del movimiento del terreno:

$$d(t) = d_{\max} \sin \theta t \quad (3.84)$$

Derivando dos veces respecto al tiempo

$$a(t) = -d_{\max} \theta^2 \sin \theta t \quad (3.85)$$

La ecuación (3.44) se escribe

$$\ddot{y}_1(t) + 2\omega_1\nu_1 \dot{y}_1(t) + \omega_1^2 y_1(t) = L_1 d_{\max} \theta^2 \sin \theta t \quad (3.86)$$

Aplicando el resultado (3.81) a (3.86) se deduce

$$|y_1(t)|_{\max} = \left| \frac{L_1 d_{\max} \theta^2}{\sqrt{(\omega_1^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_1^2 \theta^2 \omega_1^2}} \right| \quad (3.87)$$

La ecuación (3.55) se escribe

$$\ddot{y}_2(t) + 2\omega_2\nu_2 \dot{y}_2(t) + \omega_2^2 y_2(t) = L_2 d_{\max} \theta^2 \sin \theta t \quad (3.88)$$

aplicando el resultado (3.81) a (3.88) se deduce

$$|y_2(t)|_{\max} = \left| \frac{L_2 d_{\max} \theta^2}{\sqrt{(\omega_2^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_2^2 \theta^2 \omega_2^2}} \right| \quad (3.89)$$

La fórmula más sencilla y a la vez más usada para hallar la respuesta máxima es la que establece que ésta es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales máximas^(11,12,13). Es decir, según (3.26) y (3.27),

$$|x_b(t)|_{\max} = \sqrt{(\varphi_1^b y_1(t))^2 + (\varphi_2^b y_2(t))^2}$$

$$|x_1(t)|_{\max} = \sqrt{(\varphi_1^s y_1(t))^2 + (\varphi_2^s y_2(t))^2}$$

Recordando los modos de vibración propios del modelo cuyas expresiones se encuentran en (3.23) y (3.24), los resultados (3.87) y (3.89) permiten reescribir los estimadores A_b y A_s del siguiente modo:

$$A_b = \sqrt{\frac{L_1^2 \theta^4}{(\omega_1^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_1^2 \theta^2 \omega_1^2} + \frac{L_2^2 \theta^4}{(\omega_2^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_2^2 \theta^2 \omega_2^2}} \quad (3.90)$$

$$A_s = \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2 L_1^2 \theta^4}{(\omega_1^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_1^2 \theta^2 \omega_1^2} + \frac{1}{\gamma^2} \frac{L_2^2 \theta^4}{(\omega_2^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_2^2 \theta^2 \omega_2^2}} \quad (3.91)$$

Sustituyendo L_1 y L_2 por sus expresiones aproximadas (3.57) y (3.63)

$$A_b = \sqrt{\frac{\theta^4}{(\omega_1^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_1^2 \theta^2 \omega_1^2} + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2 \theta^4}{(\omega_2^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_2^2 \theta^2 \omega_2^2}} \quad (3.92)$$

$$A_s = \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2 \theta^4}{(\omega_1^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_1^2 \theta^2 \omega_1^2} + \frac{\varepsilon^2 \theta^4}{(\omega_2^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_2^2 \theta^2 \omega_2^2}} \quad (3.93)$$

A fin de poder comparar el comportamiento de la estructura con y sin aislamiento antisísmico, se estudia la respuesta de un modelo dinámico con un solo grado de libertad empleando como estimador el cociente

$$A = \frac{|x(t)|_{\max}}{d_{\max}} \quad (3.94)$$

donde $x(t)$ es el desplazamiento de la masa respecto a la cimentación. La ecuación que describe el movimiento es

$$\ddot{x}(t) + 2\nu_s \omega_s \dot{x}(t) + \omega_s^2 x(t) = -d_{\max} \theta^2 \sin \theta t \quad (3.95)$$

Aplicando el resultado (3.81) a la ecuación (3.95) se deduce

$$A = \frac{\theta^2}{\sqrt{(\omega_s^2 - \theta^2)^2 + 4\nu_s^2 \theta^2 \omega_s^2}} \quad (3.96)$$

Se procede a valorar el orden de magnitud de los estimadores A_b , A_s y A cuando la frecuencia θ de la excitación sinusoidal coincide con ciertas frecuencias singulares: ω_1 , ω_2 y ω_s . En las estimaciones que siguen es necesario recordar que tanto ε como las fracciones del amortiguamiento crítico ν_1 y ν_2 toman valores pequeños, del orden del 1%.

Caso (a): $\theta = \omega_1$

Según las expresiones (3.92) y (3.93)

$$A_b = \sqrt{\frac{1}{4\nu_1^2} + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2 \omega_1^4}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)^2 + 4\nu_2^2 \omega_1^2 \omega_2^2}} \quad (3.97)$$

$$A_s = \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2}{4\nu_1^2} + \frac{\varepsilon^2 \omega_1^4}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)^2 + 4\nu_2^2 \omega_1^2 \omega_2^2}} \quad (3.98)$$

Se desprecia el segundo término de la expresión (3.97) al ser de orden ε^2 . Por el mismo motivo se prescinde del segundo término de la expresión (3.98). Después de estas simplificaciones, A_b y A_s se aproximan del siguiente modo:

$$A_b = \frac{1}{2\nu_1} \quad (3.99)$$

$$A_s = \frac{\varepsilon}{2\gamma\nu_1} \quad (3.100)$$

A_b es de orden $1/\varepsilon$. Al ser del mismo orden ε y ν_1 , A_s será de orden 1.

Con $\theta = \omega_1$, la expresión (3.96) se escribe

$$\begin{aligned} A &= \frac{\omega_1^2}{\sqrt{(\omega_s^2 - \omega_1^2)^2 + 4\nu_s^2 \omega_1^2 \omega_s^2}} \\ &\approx \frac{\omega_s^2}{\sqrt{(\omega_s^2 - \omega_s^2)^2 + 4\nu_s^2 \omega_s^2 \omega_s^2}} \\ &\approx \frac{\varepsilon}{\sqrt{(1 - \varepsilon)^2 + 4\nu_s^2 \varepsilon}} \end{aligned} \quad (3.101)$$

donde se aprecia que A es de orden ε .

Caso (b): $\theta = \omega_2$

Tomando $\theta = \omega_2$ en las ecuaciones (3.92) y (3.93), los estimadores A_b y A_s se escriben

$$A_b = \sqrt{\frac{\omega_2^4}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)^2 + 4\nu_1^2 \omega_2^2 \omega_1^2} + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2}{4\nu_2^2}} \quad (3.102)$$

$$A_s = \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2 \omega_2^4}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)^2 + 4\nu_1^2 \omega_2^2 \omega_1^2} + \frac{\varepsilon^2}{4\nu_2^2}} \quad (3.103)$$

Recordando las aproximaciones de ω_1 y ω_2 expuestas en (3.16) y (3.17), el primer término de la expresión A_b se puede escribir del siguiente modo:

$$\frac{\omega_2^4}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)^2 + 4\nu_1^2 \omega_1^2 \omega_2^2} \approx \frac{1}{((1-\gamma)\varepsilon - 1)^2 + 4\nu_1^2(1-\gamma)\varepsilon}$$

de donde se deduce que este cociente esta próximo a la unidad. Simplificando

$$\begin{aligned} A_b &\approx \sqrt{1 + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2}{4\nu_2^2}} \\ &\approx 1 + \frac{1}{8} \frac{\gamma^2 \varepsilon^2}{\nu_2^2} \end{aligned} \quad (3.104)$$

En lo que respecta a A_s

$$\begin{aligned} A_s &\approx \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2}{((1-\gamma)\varepsilon - 1)^2 + 4\nu_1^2(1-\gamma)\varepsilon} + \frac{\varepsilon^2}{4\nu_2^2}} \\ &\approx \sqrt{\frac{\varepsilon^2}{\gamma^2} + \frac{\varepsilon^2}{4\nu_2^2}} \\ &\approx \frac{\varepsilon}{2\nu_2} \end{aligned} \quad (3.105)$$

que muestra la proximidad de A_s a la unidad. Si $\theta = \omega_2$, el estimador A se expresa

$$\begin{aligned} A &= \frac{\omega_2^2}{\sqrt{(\omega_s^2 - \omega_2^2)^2 + 4\nu_s^2 \omega_s^2 \omega_2^2}} \\ &\approx \frac{1}{\sqrt{\gamma^2 + 4\nu_s^2(1-\gamma)}} \end{aligned} \quad (3.106)$$

de donde se deduce que A es de orden 1.

Caso (c): $\theta = \omega_s$

En base a las expresiones (3.92) y (3.93)

$$A_b = \sqrt{\frac{\omega_s^4}{(\omega_1^2 - \omega_s^2)^2 + 4\nu_1^2 \omega_s^2 \omega_1^2} + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2 \omega_s^4}{(\omega_2^2 - \omega_s^2)^2 + 4\nu_2^2 \omega_s^2 \omega_2^2}} \quad (3.107)$$

$$A_s = \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2 \omega_s^4}{(\omega_1^2 - \omega_s^2)^2 + 4\nu_1^2 \omega_s^2 \omega_1^2} + \frac{\varepsilon^2 \omega_s^4}{(\omega_2^2 - \omega_s^2)^2 + 4\nu_2^2 \omega_s^2 \omega_2^2}} \quad (3.108)$$

Recordando las aproximaciones (3.16) y (3.17), las expresiones (3.107) y (3.108) se escriben

$$A_b = \sqrt{\frac{1}{(\varepsilon - 1)^2 + 4\nu_1^2 \varepsilon} + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2}{\left(\frac{1}{1-\gamma} - 1\right)^2 + 4\nu_2^2 \left(\frac{1}{1-\gamma}\right)}} \quad (3.109)$$

$$A_s = \sqrt{\frac{1}{\gamma^2} \frac{\varepsilon^2}{(\varepsilon - 1)^2 + 4\nu_1^2 \varepsilon} + \frac{\varepsilon^2}{\left(\frac{1}{1-\gamma} - 1\right)^2 + 4\nu_2^2 \left(\frac{1}{1-\gamma}\right)}} \quad (3.110)$$

donde se aprecia que A_b es de orden 1 mientras que A_s es de orden ε . El estimador A del modelo sin aislamiento antisísmico se escribe

$$A = \frac{1}{2\nu_s} \quad (3.111)$$

De (3.111) se deduce que A es de orden $1/\varepsilon$. Este resultado refleja la resonancia del edificio sin aislamiento en la base con su frecuencia fundamental.

En la tabla 3.1 se recogen los resultados obtenidos. Obsérvense los dos casos en que el factor de amplificación es del orden de $1/\varepsilon$: uno corresponde a la resonancia del primer modo de vibración de la estructura sin aislamiento antisísmico con el movimiento del terreno. El otro corresponde a la resonancia del sistema con aislamiento antisísmico según el primer modo de vibración. Este resultado coincide con el peligro ya señalado de que la frecuencia predominante del sismo esté próxima a la frecuencia fundamental del edificio con aparatos de apoyo en la base. Este mal comportamiento del aislamiento antisísmico se evita mediante estudios sismológicos previos que adviertan de la posibilidad de terremotos con frecuencias predominantes próximas a las frecuencias naturales de los aparatos de apoyo.

Tabla 3.1- Ordenes de magnitud de la respuesta estructural.

θ	A	A_s	A_b
ω_1	$0(\varepsilon)$	$0(1)$	$0(1/\varepsilon)$
ω_2	$0(1)$	$0(1)$	$0(1)$
ω_s	$0(1/\varepsilon)$	$0(\varepsilon)$	$0(1)$

Por otra parte, la respuesta a la aceleración sinusoidal de frecuencia ω_s muestra la razón de ser del aislamiento de edificios: mientras el factor de amplificación de la estructura de base fija era de orden $1/\varepsilon$, la colocación de aparatos de apoyo de neopreno zunchado da un factor de amplificación A_s de orden ε , lo que muestra el pequeño desplazamiento relativo en la estructura, con unos desplazamientos en la base tolerables (factor de amplificación A_b de orden 1).

Los factores A_b y A_s en el caso de excitaciones sísmicas de frecuencia ω_2 son de orden 1. Deberían ser de orden $1/\varepsilon$ al entrar en resonancia con la segunda frecuencia propia pero, como se vio anteriormente, la casi ortogonalidad entre el modo de vibración de sólido rígido, que representa la aceleración, y los modos propios de vibración distintos del primero impide la transmisión al edificio de la energía del terremoto en frecuencias distintas de ω_1 .

REFERENCIAS

1. J. M. Kelly, "Base Isolation", Publicación del Curso "Theory, Testing and Implementation of Seismic Isolation Systems", Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 13-14 Octubre 1988.
2. J. M. Kelly, "Base Isolation: Origins and Development", *Bulletin of the Earthquake Engineering Research Center*, 12(1), Enero 1991.
3. J. Stanton y C. Roeder, "Advantages and Limitations of Seismic Isolation", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, 7(2), 301-323, 1991.
4. ***, "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, 18-23 Agosto 1991.
5. R. Guerand, J. P. Noel-Leronx, M. Livolant y A. P. Michalopoulos, "Seismic Isolation Using Sliding-Elastomer Bearing Pads", *Nuclear Engineering and Design*, 84, 363-377, 1985.
6. N. Mostaghel y M. Khodaverdian, "Dynamics of Resilient-Friction Base Isolator (R-FBI)", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, 379-390, 1987.
7. A. G. Tarics, D. Way y J. M. Kelly, "The Implementation of Base Isolation for the Foothill Communities Law and Justice Center", *Report to the National Science Foundation and the County of San Bernardino*, 1984.
8. K. J. Bathe y E. L. Wilson, "Solution Methods for Eigenvalue Problems in Structural Mechanics", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 6(2), 213-225, 1973.
9. K. J. Bathe y E. L. Wilson, *Numerical Methods in Finite Element Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1976.
10. M. C. Constantinou, I. G. Tadjbakhsh, "The Optimum Design of a Base Isolation System with Frictional Elements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, 203-214, 1989.
11. N. M. Newmark y E. Rosenblueth, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1971.
12. A. Giuffre, *Analisi Matriciale delle Strutture*, Masson Italia Editori, Milano, 1979.
13. L. Meirovitch, *Elements of Vibration Analysis*, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Tokyo, 1975.

Capítulo 4

RESPUESTA DE MODELOS CON UN GRADO DE LIBERTAD A ACCIONES SISMICAS ARMONICAS

4.1 INTRODUCCION

Se estudia en este capítulo el comportamiento dinámico de edificios con aislamiento antisísmico en función de las características de los aparatos de apoyo y de la estructura. Se comparan las respuestas de modelos con una única característica distinta. Las diferencias estarán relacionadas con la característica analizada, al ser ésta la única variación introducida. Se consigue de este modo poner de relieve la relación entre la característica analizada y la respuesta que se simula según lo expuesto en el Capítulo 2.

Una dificultad en el estudio comparativo de edificios con aislamiento antisísmico es la falta de un criterio en base al cual decidir cuando el sistema tiene un buen comportamiento. De hecho, son varios los criterios relacionados con las estructuras con aparatos de apoyo en la base. Hadjian y Tseng, por ejemplo, han recogido once distintos⁽¹⁾. Los criterios evaluados en este trabajo son el desplazamiento de la base, la aceleración en el punto más alto del edificio y el desplazamiento relativo entre ese punto y la base. El desplazamiento de la base es el parámetro fundamental en el diseño de las instalaciones que unen el edificio al terreno como, por ejemplo, las conducciones de agua y gas. La aceleración total es la principal causante de daños en los equipos contenidos en el edificio. Se mide en el piso más alto al ser éste el punto más desfavorable. El desplazamiento relativo entre la base y el punto más alto es proporcional a la tensión a la que están sometidas las columnas del edificio⁽²⁾.

Recordando lo expuesto en el Capítulo 2, el edificio se modeliza como un edificio de cortante, caracterizado por la masa de los pisos (incluida la base), la rigidez de las

columnas y el amortiguamiento. Los aparatos de apoyo se caracterizan por su rigidez y amortiguamiento. Las características analizadas son la rigidez y el amortiguamiento estructural, la rigidez y amortiguamiento de los aparatos de apoyo así como la relación entre la masa de la estructura y la base.

Como se vio en el apartado 2.2, los terremotos pueden ser modelizados de distintos modos. Una hipótesis simplificada, que se utiliza sólo a efectos de evaluar las características del sistema de aislamiento, consiste en suponer una aceleración sísmica armónica, de la forma

$$a(t) = A \sin \theta t$$

donde A es la amplitud y θ la frecuencia. En las simulaciones se ha tomado, salvo en el estudio de la influencia de la amplitud de la excitación sísmica, una amplitud $A = 0.5g = 4.905 \text{ m/s}^2$.

Las comparaciones realizadas en base a una única aceleración sinusoidal no permiten sacar conclusiones puesto que, en la realidad, las construcciones se ven afectadas por señales sísmicas de varias frecuencias. Por este motivo se varía la frecuencia de la aceleración sinusoidal a la que se somete el modelo. Asociando la frecuencia de excitación a los valores máximos de la respuesta en el tiempo se obtiene la respuesta espectral del modelo. A fin de estudiar la respuesta de estructuras sometidas a excitaciones armónicas con distintas frecuencias predominantes, se integró el procedimiento numérico expuesto en el apartado 2.4 en un bucle que varía la frecuencia θ de la aceleración introducida. En las simulaciones realizadas se han tomado frecuencias de excitación θ cada $\Delta\theta = 0.2 \text{ rad/s}$, desde $\theta = 1 \text{ rad/s}$ hasta $\theta = 60 \text{ rad/s}$. Se ha suprimido el registro de las historias de respuesta en el tiempo, reteniéndose únicamente los valores máximos que, asociados a la frecuencia θ de la aceleración que los generó, pasan a formar la respuesta espectral.

Al simular el terremoto como una aceleración sinusoidal, todas las frecuencias se consideran posibles. En la realidad, gracias a los estudios sismológicos, el rango de las frecuencias sísmicas de una zona puede reducirse considerablemente. Este hecho debe tenerse en cuenta en el análisis de los resultados: un modelo no debe ser rechazado por su mal comportamiento frente a una excitación sinusoidal de determinada frecuencia si terremotos con esa frecuencia predominante no son previsibles en la zona.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

La estructura se modeliza como un edificio de cortante con un grado de libertad. Dicho modelo se presenta en la figura 3.1. Los aparatos de apoyo se modelizan según lo expuesto en la figura 1.1. Salvo que se indique lo contrario, los parámetros toman los valores de la tabla 4.1. En todas las figuras recogidas en este capítulo, la curva de trazo continuo representa la respuesta del modelo cuyas características coinciden con las propuestas en la tabla 4.1.

La frecuencia fundamental del edificio es $\omega_s = 40 \text{ rad/s}$, correspondiente a una estructura rígida. La frecuencia natural $\omega_b = \pi \text{ rad/s}$ es habitual en los aparatos de

apoyo de neopreno zunchado. En el caso de las estructuras normales de Ingeniería Civil, la fracción del amortiguamiento crítico estructural toma valores comprendidos entre 0.02 y 0.20⁽³⁾. Salvo en el estudio específico de la influencia del amortiguamiento estructural se ha fijado $\nu_s = 0.05$, valor usual en edificios de hormigón armado. La fracción del amortiguamiento crítico de un aparato de apoyo de neopreno zunchado puede variar entre un 5% para tensiones altas y un 30% para tensiones bajas^(4,5). El valor empleado, salvo en el estudio específico de la influencia del amortiguamiento de los aparatos de apoyo, es del 10%.

Tabla 4.1- Valores de los parámetros.

m_1 (kg)	k_s (N/m)	ν_s (%)	m_b (kg)	k_b (N/m)	ν_b (%)
600 000	9.6×10^8	5	600 000	11 843 525	10

4.3 HISTORIA DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO

Como primera aproximación al comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico se simula la historia en el tiempo de la aceleración de m_1 , del desplazamiento relativo entre m_b y m_1 y del desplazamiento de m_b (figura 3.1). La aceleración sinusoidal a la que se someten los modelos es

$$a(t) = 0.5g \sin 10t$$

Su período es $T = 0.63 \text{ s}$. La duración de los registros es de 10 segundos, lo que cubre más de 15 ciclos, aproximándose la respuesta al estado estacionario.

La figura 4.1(a) reproduce la historia en el tiempo de la aceleración de la masa m_1 del modelo con aislamiento antisísmico. Como referencia se incluye la historia en el tiempo de la aceleración del modelo con la base fija. Como se aprecia, las variaciones son suaves en ambos casos. La máxima aceleración registrada en el edificio con aislamiento en la base es menor que la amplitud de la excitación sísmica: $0.22g$ frente a $0.5g$. Por el contrario, el edificio con la base fija amplifica ligeramente la respuesta, registrándose aceleraciones de $0.57g$. Por lo tanto, la colocación de los aparatos de apoyo reduce la respuesta del edificio en un 61%.

La figura 4.1(b) reproduce el desplazamiento relativo entre las masas m_1 y m_b . Como referencia, se representa el desplazamiento de la masa m_1 del edificio de base fija. En este caso, la presencia del aislamiento en la base consigue reducir la respuesta en un 63%.

Estas reducciones tan apreciables, tanto de las aceleraciones máximas como de los desplazamientos relativos máximos, se deben a que se ha simulado una excitación sísmica con una frecuencia predominante alejada de la frecuencia fundamental ω_1 . Este no es un caso particular puesto que, con la incorporación de los aparatos de apoyo, se alarga el período fundamental del edificio para alejarlo del período predominante de los terremotos previstos en la zona. Si las previsiones sismológicas

se cumplen, el aislamiento antisísmico evita la resonancia entre el primer modo de vibración y el movimiento del terreno.

La reducción de la respuesta en aceleraciones y en desplazamientos relativos se hace a costa de desplazamientos en la base, que se deben limitar. La figura 4.1(c) muestra la historia en el tiempo del desplazamiento de la base. Se distingue un máximo, para $t = 0.45$ s, de 20.3 cm. Los desplazamientos en la base afectan a las instalaciones que unen el edificio al suelo, condicionando su diseño.

4.4 INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ ESTRUCTURAL

Se estudia en este apartado la influencia de la rigidez estructural. El modelo analizado es el de la figura 3.1. Se han obtenido resultados para $k_s = 6 \times 10^7$ N/m, $k_s = 3.75 \times 10^8$ N/m y $k_s = 9.6 \times 10^8$ N/m. Sus respectivas frecuencias fundamentales son $\omega_s = 10$ rad/s, $\omega_s = 25$ rad/s y $\omega_s = 40$ rad/s.

A fin de que el amortiguamiento no encubra los cambios en la dinámica estructural, se han simulado las respuestas de modelos con $\nu_b = \nu_1 = 0$. La figura 4.2 recoge los espectros de respuesta en aceleraciones para los tres modelos analizados, de rigideces estructurales distintas. Cada uno de los espectros presenta dos picos. El de mayor amplitud se produce en los tres casos, para $\theta \approx 3$ rad/s. Según (3.16), $\omega_1 \approx \pi$ rad/s. Por lo tanto, el pico de mayor amplitud refleja la resonancia entre el primer modo de vibración y el movimiento del terreno. Según (3.16), la frecuencia fundamental del edificio con aislamiento antisísmico depende esencialmente de ω_b . Al compartir los tres modelos las mismas características de los aparatos de apoyo, los picos de resonancia coinciden en el mismo valor de θ , con independencia de la rigidez estructural. Este resultado muestra que se puede alejar ω_1 de la frecuencia predominante del terremoto previsto en la zona mediante la acertada elección de la rigidez de los aparatos de apoyo. Aunque existen excepciones, la aceleración fundamental de los terremotos es normalmente superior a los 7 rad/s.⁽⁶⁾ Por lo tanto, los aparatos de apoyo habituales, de frecuencia natural ω_b próxima a π , cumplen su cometido.

Cada uno de los espectros de respuesta presenta un segundo pico, de menor amplitud. Si $\omega_s = 10$ rad/s, el pico se produce para $\theta \approx 14.5$ rad/s mientras que, para $\omega_s = 25$ rad/s y $\omega_s = 40$ rad/s los picos se producen para $\theta \approx 35.5$ rad/s y $\theta \approx 56.5$ rad/s respectivamente. Son éstos los picos de resonancia según el segundo modo de vibración, en coincidencia con el resultado (3.17).

Se toman ahora los valores de ν_b y ν_1 propuestos en la tabla 4.1. La figura 4.3(a) recoge los nuevos espectros de respuesta en aceleraciones. En comparación con la figura 4.2, se ha reducido la amplitud de la respuesta haciéndose los picos de resonancia entre el segundo modo de vibración y el movimiento del terreno casi inapreciables.

La figura 4.3(b) muestra los espectros de respuesta en desplazamientos relativos. Se aprecia que la respuesta es menor cuanto más rígida es la estructura. Este resultado repercute en el diseño estructural: los edificios que pretendan ser aislados frente a terremotos deben ser tan rígidos como sea posible. Obsérvese la sustancial

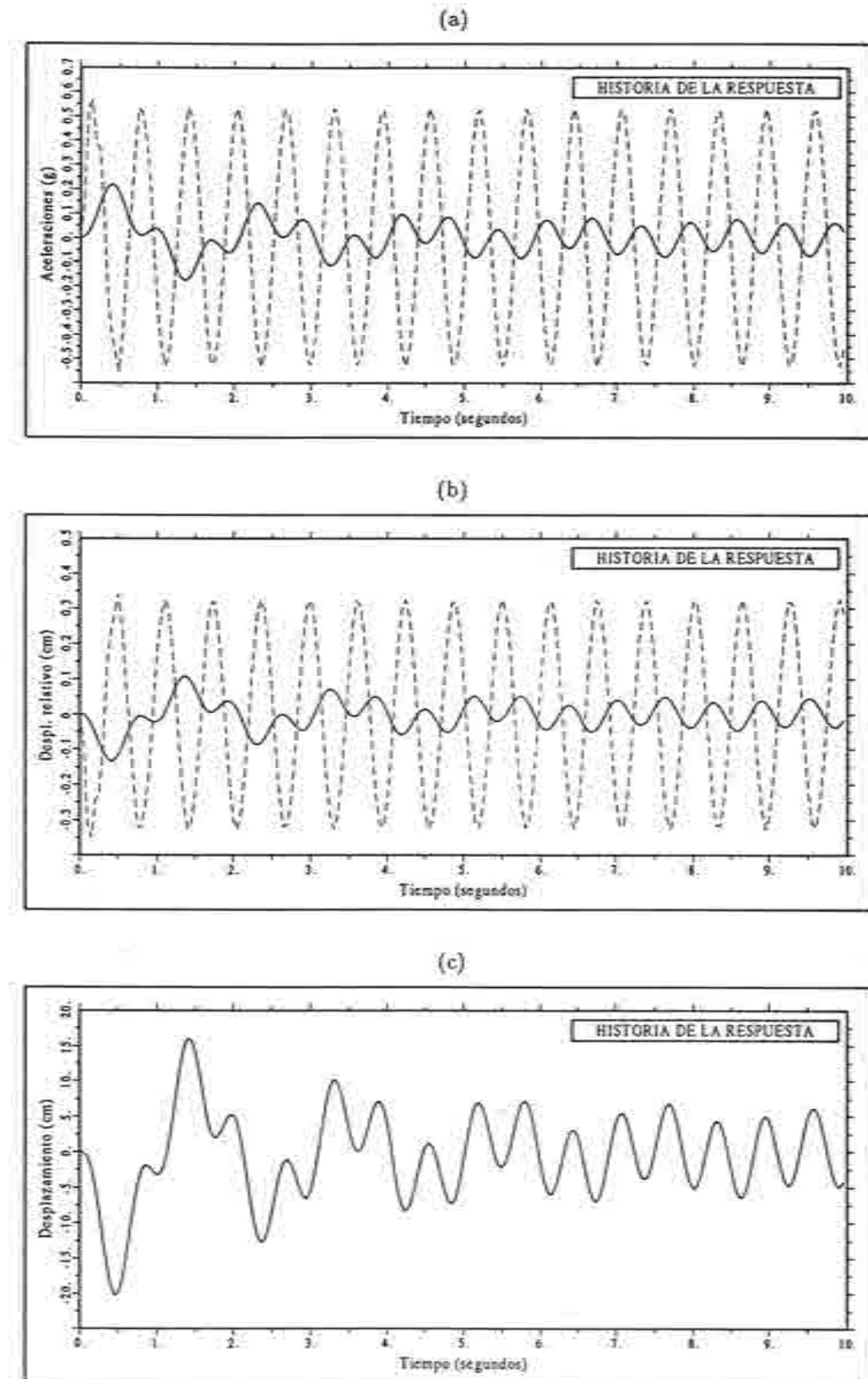


Figura 4.1 Historia de la respuesta. Trazo continuo: edificio con aislamiento en la base. Trazo discontinuo: edificio con la base fija.

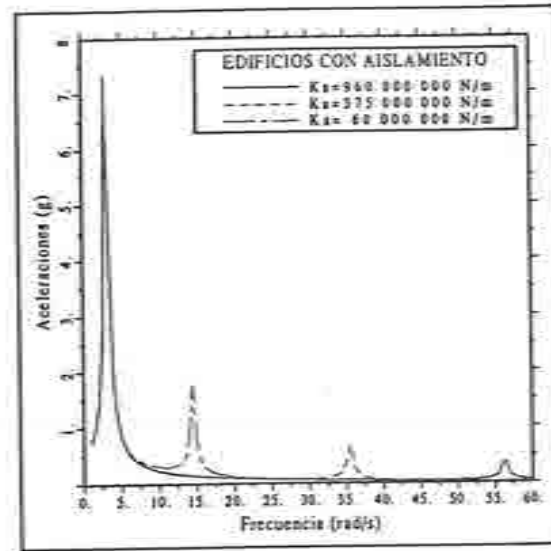


Figura 4.2 Influencia de la rigidez estructural. Espectros de respuesta en aceleraciones con los amortiguamientos de los aparatos de apoyo y de la estructura nulos.

reducción de los desplazamientos relativos que se consigue con el aumento de la rigidez estructural: si $k_s = 6 \times 10^7 \text{ N/m}$ el desplazamiento relativo máximo es de 26 cm mientras que, si $k_s = 9.6 \times 10^8 \text{ N/m}$, el máximo desplazamiento relativo es de 1.5 cm. No ocurre lo mismo con las aceleraciones. Como se aprecia en la figura 4.3(a), la reducción que se consigue al rigidizar la estructura es mínima. Se deduce pues que la rigidización del edificio es especialmente útil en la reducción de los desplazamientos relativos, con el consiguiente efecto beneficioso sobre las columnas que sostienen los pisos.

En las figuras 4.4(a) y 4.4(b) se presenta la respuesta del edificio con aislamiento antisísmico en comparación con la respuesta del edificio con la base fija. Las características son las de la tabla 4.1. Para frecuencias de excitación próximas a $\pi \text{ rad/s}$, la respuesta del edificio con aparatos de apoyo es mayor que la respuesta del edificio de base fija. En este caso, la incorporación del aislamiento en la base es desfavorable. Para $\theta > 5.5 \text{ rad/s}$, el comportamiento del edificio con aislamiento antisísmico es mejor que el del edificio de base fija. Extrapolando este resultado, si los estudios sismológicos de la zona permiten descartar sismos de frecuencia predominante próxima a la frecuencia fundamental del edificio con aislamiento en la base, la incorporación de los aparatos de apoyo es positiva.

La figura 4.5 reproduce el espectro de respuesta en desplazamientos de la base para $k_s = 9.6 \times 10^8 \text{ N/m}$. Los espectros de respuesta en desplazamientos de la base para $k_s = 3.75 \times 10^8 \text{ N/m}$ y $k_s = 6 \times 10^7 \text{ N/m}$ coinciden con el expuesto en 4.5. Se deduce que la rigidez estructural no influye en el desplazamiento de la base. El edificio con aislamiento en la base se comporta, en lo que al desplazamiento en la base se refiere, como un sólido rígido sustentado por los aparatos de apoyo.

A la luz de los resultados recogidos en este apartado se puede afirmar que

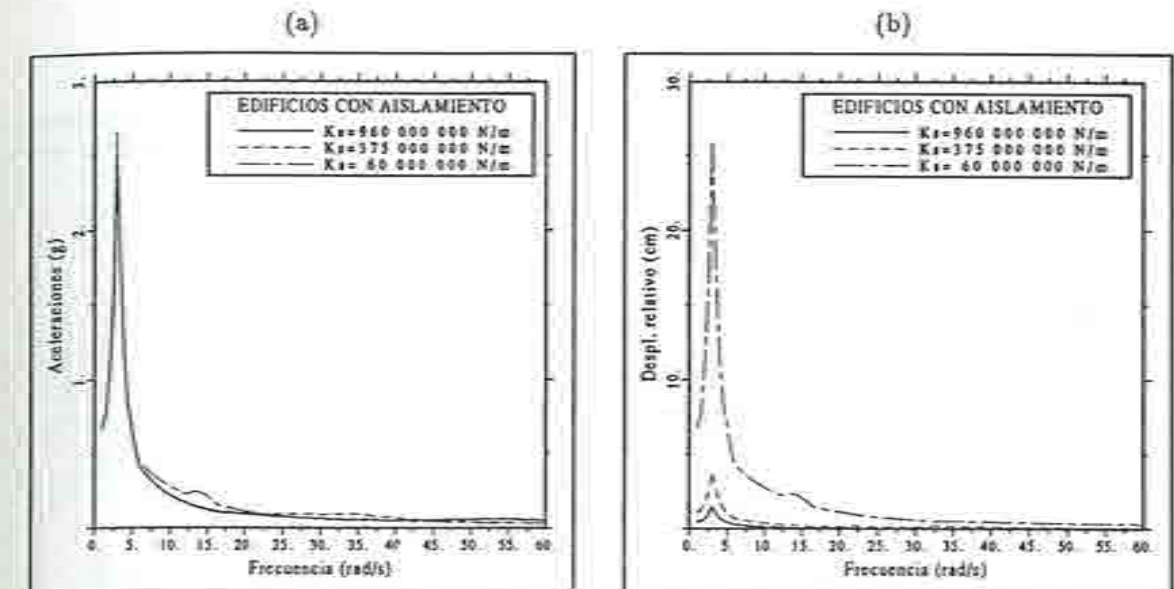


Figura 4.3 Influencia de la rigidez estructural. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos.

el aumento de la rigidez estructural es positivo al reducir sustancialmente los desplazamientos relativos en la estructura.

4.5 INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

Se estudia en este apartado la influencia del amortiguamiento estructural. El modelo analizado es el de la figura 3.1 y, salvo la fracción del amortiguamiento crítico ν_1 , los parámetros son los de la tabla 4.1. Se han generado resultados para $\nu_1 = 0.02$, $\nu_1 = 0.05$ y $\nu_1 = 0.20$.

Las figuras 4.6(a) y 4.6(b) muestran, respectivamente, los espectros de respuesta en aceleraciones y en desplazamientos relativos de edificios con la base fija. Se hace patente la importancia del amortiguamiento estructural en el control de la respuesta cuando la estructura carece de aislamiento. No ocurre lo mismo cuando el edificio sí dispone de aparatos de apoyo en la base. Las figuras 4.7(a) y 4.7(b) recogen, respectivamente, los espectros de respuesta en aceleraciones y en desplazamientos relativos de edificios con aislamiento antisísmico. Las diferencias son inapreciables, salvo unas mínimas variaciones frente a frecuencias de excitación próximas a 56.5 rad/s .

En lo que concierne a los desplazamientos de la base, los espectros de respuesta obtenidos para los tres valores de ν_1 coincidieron con el espectro que aparece en la figura 4.5, mostrando la nula influencia del amortiguamiento estructural. Se deduce que el comportamiento de edificios con aislamiento antisísmico es prácticamente insensible al amortiguamiento estructural.

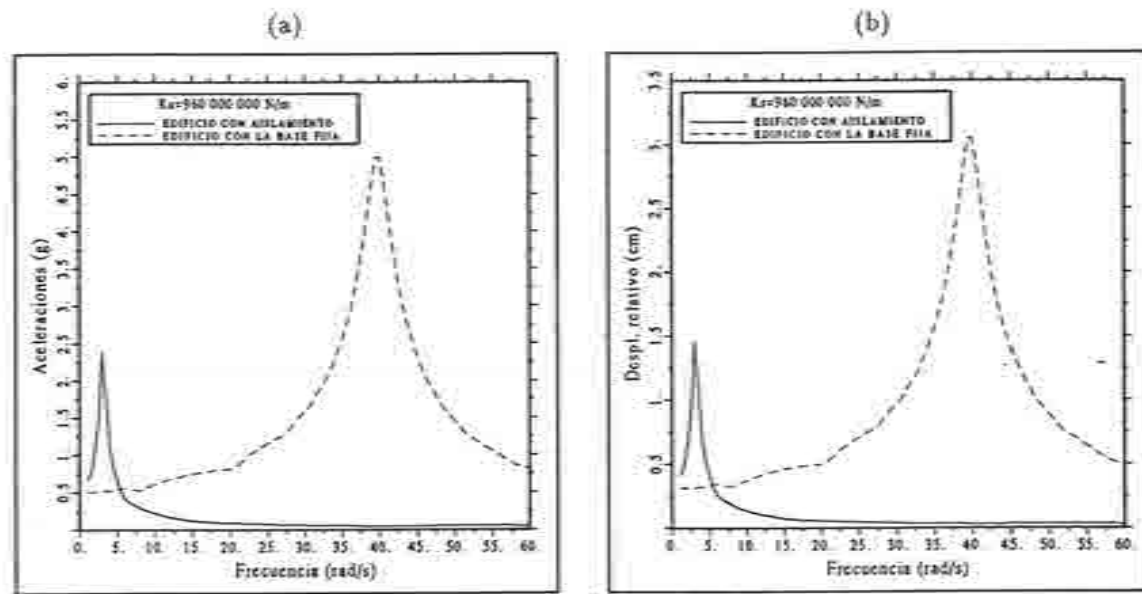


Figura 4.4 Influencia de la rigidez estructural. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos.

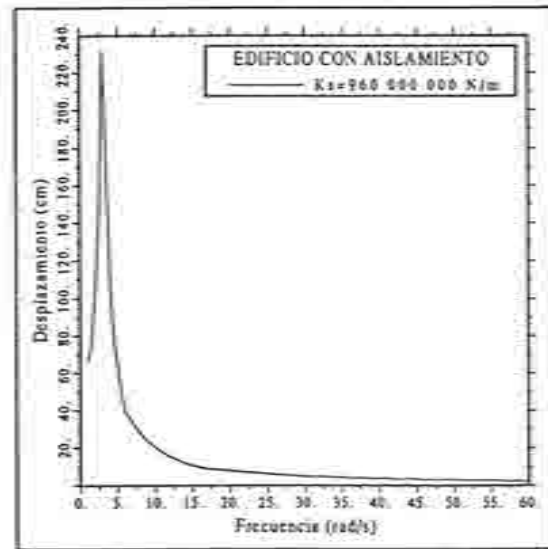


Figura 4.5 Influencia de la rigidez estructural. Espectro de respuesta en desplazamientos de la base.

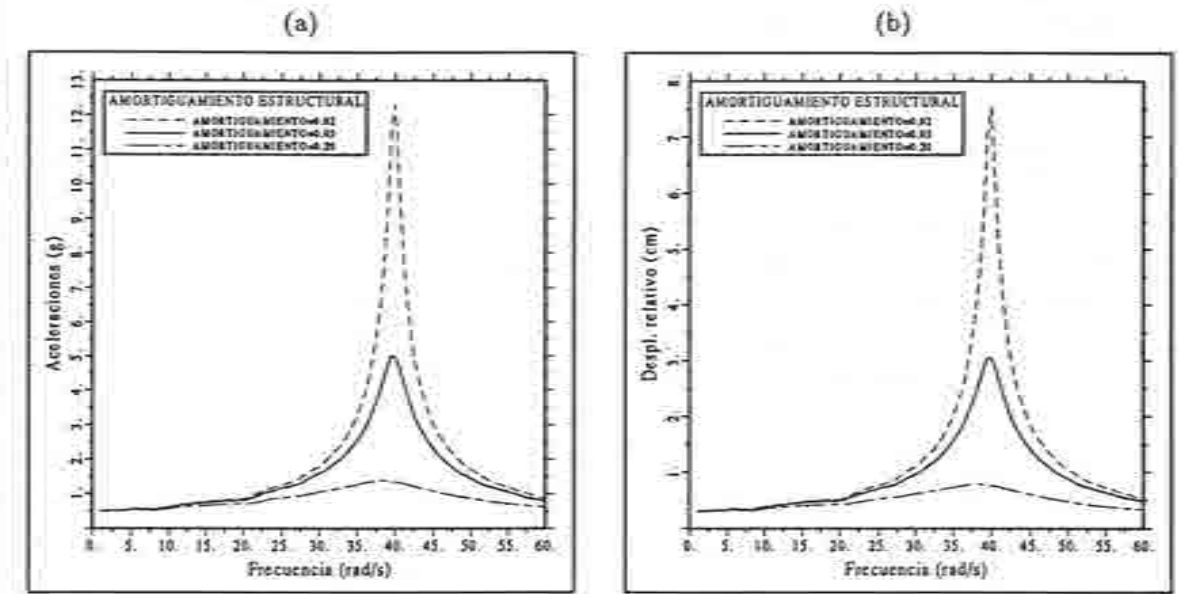


Figura 4.6 Influencia del amortiguamiento estructural. Espectros de respuesta en de edificios sin aislamiento en la base. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos.

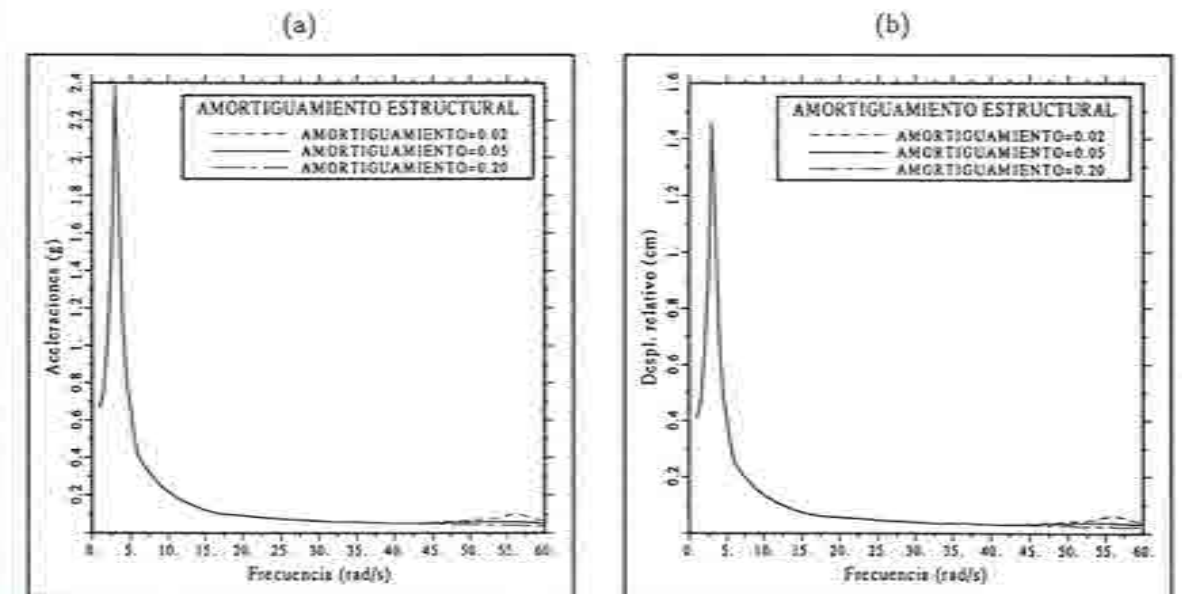


Figura 4.7 Influencia del amortiguamiento estructural. Espectros de respuesta en de edificios con aislamiento en la base. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos.

4.6 INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LOS APARATOS DE APOYO

El modelo analizado es el de la figura 3.1. Salvo en el caso de la rigidez k_b , los valores fijados son los de la tabla 4.1. El valor de la rigidez de los aparatos de apoyo varía para poner de manifiesto su influencia. Se han obtenido resultados para los valores $k_b = 11\ 843\ 525\ N/m$, $k_b = 26\ 647\ 932\ N/m$ y $k_b = 47\ 374\ 101\ N/m$. Sus frecuencias naturales correspondientes son, respectivamente, $\omega_b = \pi\ rad/s$, $\omega_b = \frac{3\pi}{2}\ rad/s$ y $\omega_b = 2\pi\ rad/s$.

A fin de que el amortiguamiento no encubra los cambios en el comportamiento del modelo, se ha generado una primera serie de resultados con $\nu_b = \nu_s = 0$. La figura 4.8 recoge los espectros de respuesta en aceleraciones para los tres valores de k_b analizados. Se observa que cada una de las respuestas obtenidas presenta un máximo absoluto que corresponde a la resonancia entre el primer modo de vibración y el movimiento del terreno. Las tres respuestas presentan un máximo relativo para $\theta \simeq 56.5\ rad/s$. Según (3.17), la segunda frecuencia propia depende únicamente de la frecuencia fundamental del edificio. Al compartir los tres modelos estudiados las mismas características estructurales, la resonancia según el segundo modo de vibración se produce para la misma frecuencia, independientemente del valor de k_b .

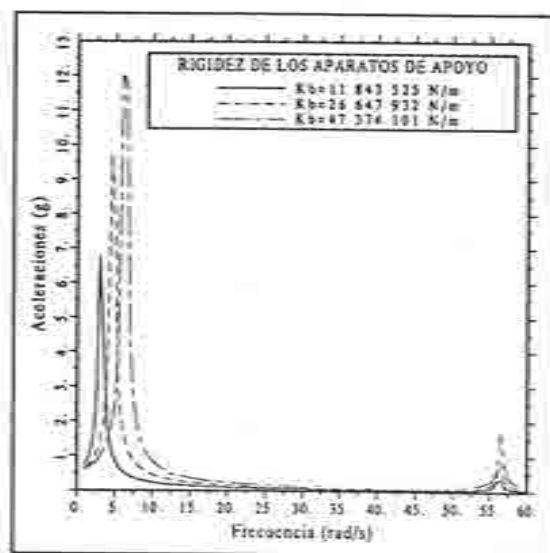


Figura 4.8 Influencia de la rigidez de los aparatos de apoyo. Espectros de respuesta en aceleraciones. Amortiguamientos de los aparatos de apoyo y de la estructura nulos.

Se toman ahora las fracciones del amortiguamiento crítico ν_b y ν_s propuestas en la tabla 4.1. La figura 4.9(a) muestra la máxima aceleración registrada en el punto más alto del edificio en función de la frecuencia de la excitación sísmica. Se incluye, como referencia, la respuesta del edificio con la base fija. Obsérvese que, para la mayoría de frecuencias de excitación θ , la incorporación de los aparatos de apoyo en la base reduce considerablemente la respuesta. Si $k_b = 11\ 843\ 525\ N/m$, esto ocurre para

$\theta > 5.5\ rad/s$ mientras que, si $k_b = 47\ 374\ 101\ N/m$, la incorporación de los aparatos de apoyo es eficaz solamente si $\theta > 10.5\ rad/s$. Se deduce que cuanto menor sea la rigidez de los aparatos de apoyo, mayor es el rango de frecuencias de excitación frente a las cuales el edificio está protegido. El aislamiento antisísmico será tanto más efectivo cuanto más flexibles sean los aparatos de apoyo. La flexibilidad está limitada por el riesgo de pandeo de los aparatos de apoyo. Estudios recientes⁽⁷⁾ proponen, bajo las cargas por columna habituales en edificación, un período natural ω_b mínimo de $\frac{2}{3}\pi\ rad/s$. Este límite se rebaja si las cargas por columna son menores o si se utilizan aparatos de apoyo de mayor estabilidad^(7,8). Es éste el caso de los aparatos de apoyo de alta estabilidad citados en el Capítulo 1 que han sido implementados en el *Precision Controlled Work Space Laboratory* construido por *Takenaka Corporation*⁽⁹⁾.

La figura 4.9(b) muestra el desplazamiento relativo máximo en función de la frecuencia de excitación. Tomando los desplazamientos relativos como criterio se deduce, al igual que con las aceleraciones, que la protección ofrecida por el aislamiento antisísmico depende de la rigidez de éste.

El desplazamiento de la base en función de la frecuencia de excitación aparece en la figura 4.9(c). Si bien es cierto que la amplitud de los desplazamientos cuando el edificio entra en resonancia es menor cuanto más rígidos son los aparatos de apoyo, obsérvese que para $\theta > 7.5\ rad/s$ el espectro de respuesta asociado a $k_b = 47\ 374\ 101\ N/m$ se confunde con los espectros de respuesta asociados a las rigideces $k_b = 26\ 647\ 932\ N/m$ y $k_b = 11\ 843\ 525\ N/m$. Por lo tanto, frente a frecuencias de excitación suficientemente altas, la limitación de los desplazamientos de la base conseguida con aparatos de apoyo flexibles es la misma que la conseguida con otros más rígidos. Los desplazamientos de la base no son pues incompatibles con rigideces k_b bajas siempre y cuando θ esté alejada de ω_b .

De los resultados de este apartado se deduce que el correcto funcionamiento del aislamiento antisísmico depende esencialmente de una baja rigidez de los aparatos de apoyo.

4.7 INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO DE LOS APARATOS DE APOYO

Se estudia en este apartado la influencia del amortiguamiento de los aparatos de apoyo en el comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico. La estructura analizada es la de la figura 3.1. Salvo la fracción del amortiguamiento crítico de los aparatos de apoyo, los parámetros toman los valores propuestos en la tabla 4.1. Se evalúa la respuesta para $\nu_b = 0.05$, $\nu_b = 0.10$ y $\nu_b = 0.30$.

La figura 4.10(a) muestra la máxima aceleración registrada en el punto más alto del edificio en función de la frecuencia θ de la excitación sísmica. Se incluye la respuesta del edificio con la base fija. El edificio con la base fija entra en resonancia con el movimiento del terreno para $\theta = 40\ rad/s$. La incorporación de los aparatos de apoyo cambia la dinámica estructural, entrando en resonancia para $\theta \simeq 3\ rad/s$ y $\theta \simeq 56.5\ rad/s$. Para los tres valores de ν_b analizados, la resonancia se produce para las mismas frecuencias θ al no influir el amortiguamiento en las características

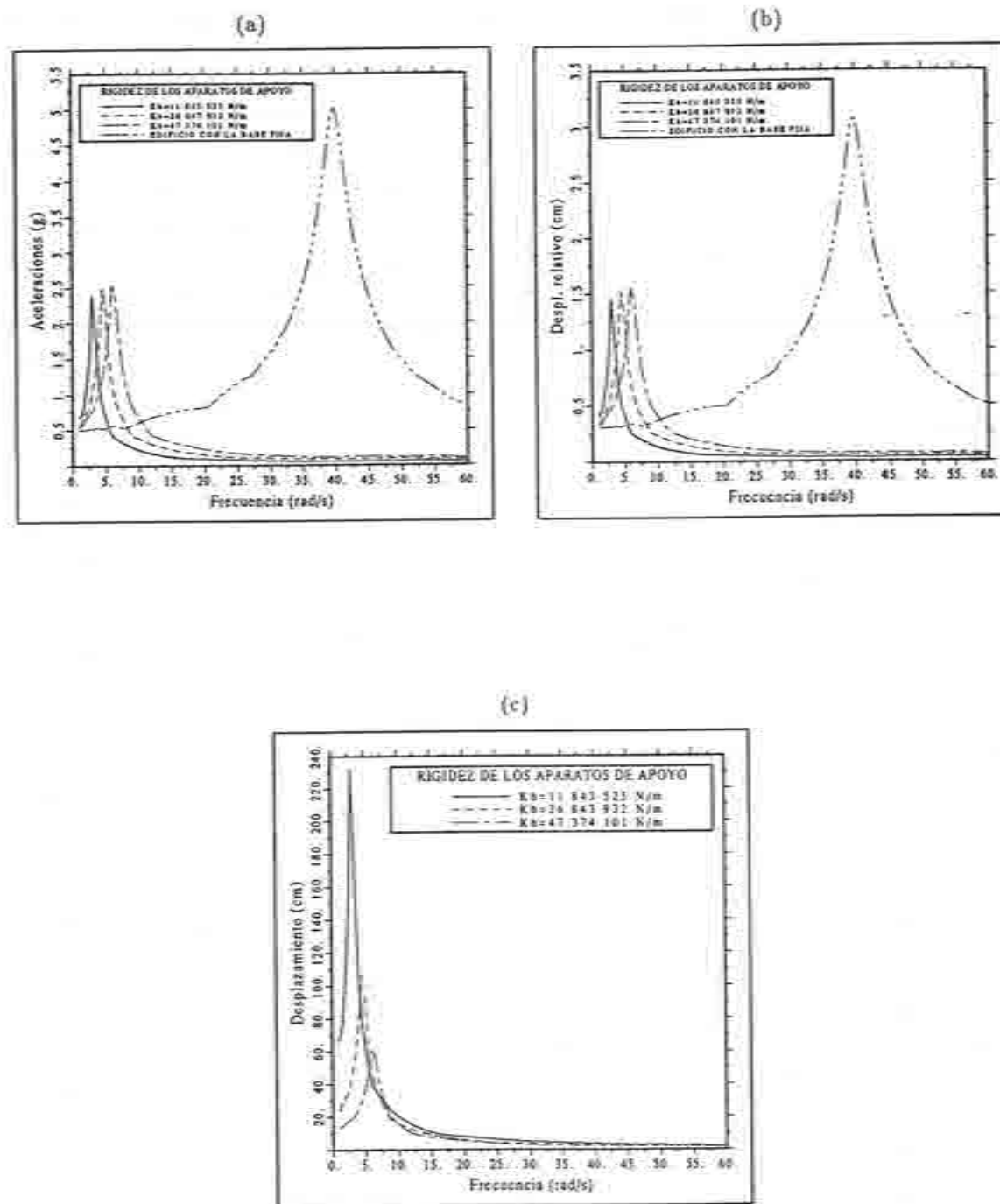


Figura 4.9 Influencia de la rigidez de los aparatos de apoyo. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos; (c) espectros de respuesta en desplazamientos de la base.

dinámicas de la estructura. Se puede observar que las aceleraciones registradas cuando el edificio entra en resonancia según el primer modo de vibración se reducen con el aumento de ν_b . Para $\theta > 8 \text{ rad/s}$ la respuesta de los modelos aumenta ligeramente con el amortiguamiento ν_b . Esto es debido a que un alto amortiguamiento ν_b rigidiza los aparatos de apoyo y, por consiguiente, amplía la respuesta⁽²⁾.

La figura 4.10(b) muestra el desplazamiento relativo máximo entre la base y el punto más alto del edificio en función de la frecuencia de la excitación sísmica que lo generó. Se incluye, como referencia, la respuesta del edificio con la base fija. Se puede apreciar que el aumento de ν_b reduce los desplazamientos relativos cuando el edificio entra en resonancia, siendo las diferencias mínimas frente a otras frecuencias de excitación.

La figura 4.10(c) muestra los desplazamientos máximos de la base en función de θ . Se aprecia que cuando el primer modo de vibración entra en resonancia con el movimiento del terreno la respuesta se reduce sustancialmente con el aumento de ν_b . Salvo en este caso, la influencia del amortiguamiento es inapreciable.

De los resultados obtenidos se deduce que la influencia del amortiguamiento ν_b es mínima cuando la frecuencia de excitación está alejada de ω_b . Por el contrario, si la frecuencia de excitación está próxima a ω_b , el buen funcionamiento del aislamiento antisísmico dependerá de su capacidad para disipar energía.

Algunos autores⁽¹⁰⁾ atribuyen la efectividad del aislamiento antisísmico a su capacidad para disipar energía, no confiando en el distanciamiento logrado entre la frecuencia fundamental del edificio y las frecuencias de excitación que inducen en el sistema una respuesta excesiva. Ciertamente, si la frecuencia de excitación está próxima a la frecuencia fundamental del sistema, la limitación de la respuesta se debe al amortiguamiento del aislamiento pero debe señalarse que esta proximidad es debida a errores, sea en el estudio sísmológico de la zona, sea en la frecuencia fundamental prevista por el proyecto. En el Capítulo 6 se recoge el caso real del *Foothill Communities Law & Justice Center* en que, al ser incorrecta la estimación de la frecuencia fundamental ω_1 realizada en el proyecto, ésta resultó ser una frecuencia especialmente sensible a la excitación sísmica. Si los estudios previos son correctos, la respuesta del sistema a frecuencias de excitación próximas a la frecuencia fundamental de vibración ω_1 no debe ser muy importante, estando además limitada por el amortiguamiento ν_b del aislamiento antisísmico.

Con los sistemas de aislamiento disponibles en la actualidad no se consigue reducir la frecuencia fundamental de vibración del edificio lo suficiente para evitar todas las frecuencias de excitación que inducen una respuesta del sistema. Por lo tanto, un cierto amortiguamiento es siempre necesario, incluso frente a terremotos de frecuencia predominante alta⁽⁷⁾. Es por ésto que frecuentemente se instalan en la base mecanismos cuya función es proporcionar un amortiguamiento adicional al de los aparatos de apoyo.

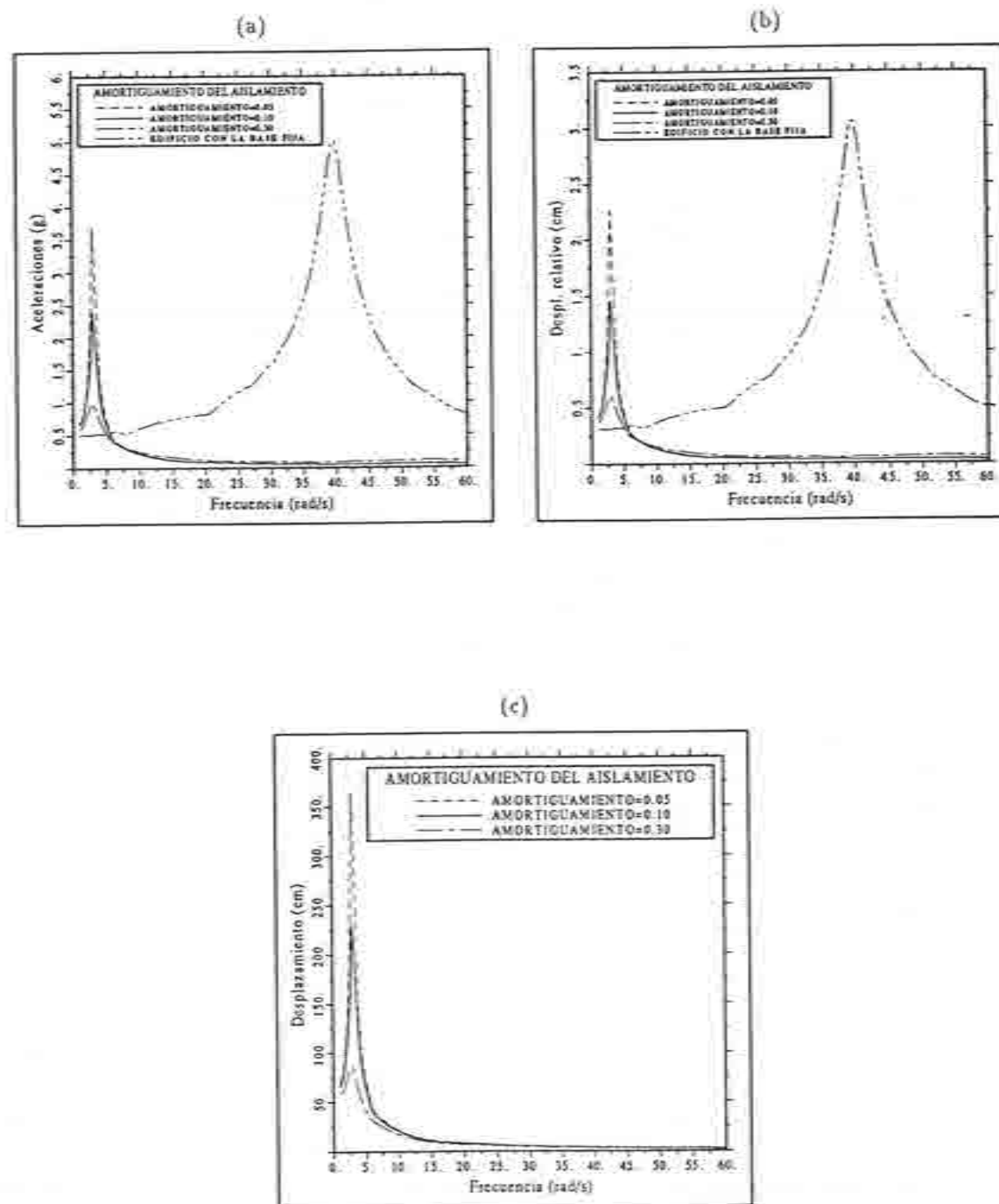


Figura 4.10 Influencia del amortiguamiento de los aparatos de apoyo. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos; (c) espectros de respuesta en desplazamientos de la base.

4.8 INFLUENCIA DE LA MASA DE LA BASE

Se estudian en este apartado la influencia que la masa de la base pueda tener en el comportamiento del edificio. Se han obtenido resultados para $m_b = 2 \times 10^5 \text{ kg}$, $m_b = 2 \times 10^5 \text{ kg}$ y $m_b = 1.2 \times 10^6 \text{ kg}$.

La figura 4.11(a) muestra las aceleraciones máximas en el punto más alto del edificio en función de θ . Se observa que los máximos absolutos de la respuesta, para los tres casos ensayados, se producen para frecuencias θ distintas, reflejando las pequeñas variaciones que el cambio en la masa de la base introduce en la frecuencia propia ω_1 . La máxima amplitud alcanzada en los tres casos es de aproximadamente 2.3 g . El aumento de la masa de la base se traduce en una respuesta en aceleraciones menor, salvo en frecuencias de excitación θ próximas 55 rad/s en que no ocurre lo mismo debido a la influencia del segundo modo de vibración.

El desplazamiento relativo entre la base y el punto más alto del edificio aparece en la figura 4.11(b) en función de la frecuencia de la excitación sísmica. Salvo para frecuencias próximas a la segunda frecuencia propia ω_2 , una mayor masa m_b redonda en desplazamientos relativos menores. En los tres casos analizados el máximo desplazamiento relativo registrado es aproximadamente igual (1.4 cm).

La figura 4.11(c) muestra el desplazamiento de la base. La diferencia de amplitud de los picos de resonancia que se observa es significativa: para una masa de $1.2 \times 10^6 \text{ kg}$ se registra un desplazamiento de 345 cm mientras que el desplazamiento para una masa de $2 \times 10^5 \text{ kg}$, el desplazamiento es de 149 cm . Sin embargo, las diferencias de la respuesta son mínimas para $\theta > 4 \text{ rad/s}$. Se deduce que la influencia de la masa de la base es mínima salvo en la resonancia entre el primer modo de vibración y el terreno.

Según se ha visto en este apartado, frente a frecuencias mayores que ω_1 , el aumento de la masa de la base reduce las aceleraciones y los desplazamientos relativos sin introducir variaciones en los desplazamientos de la base.

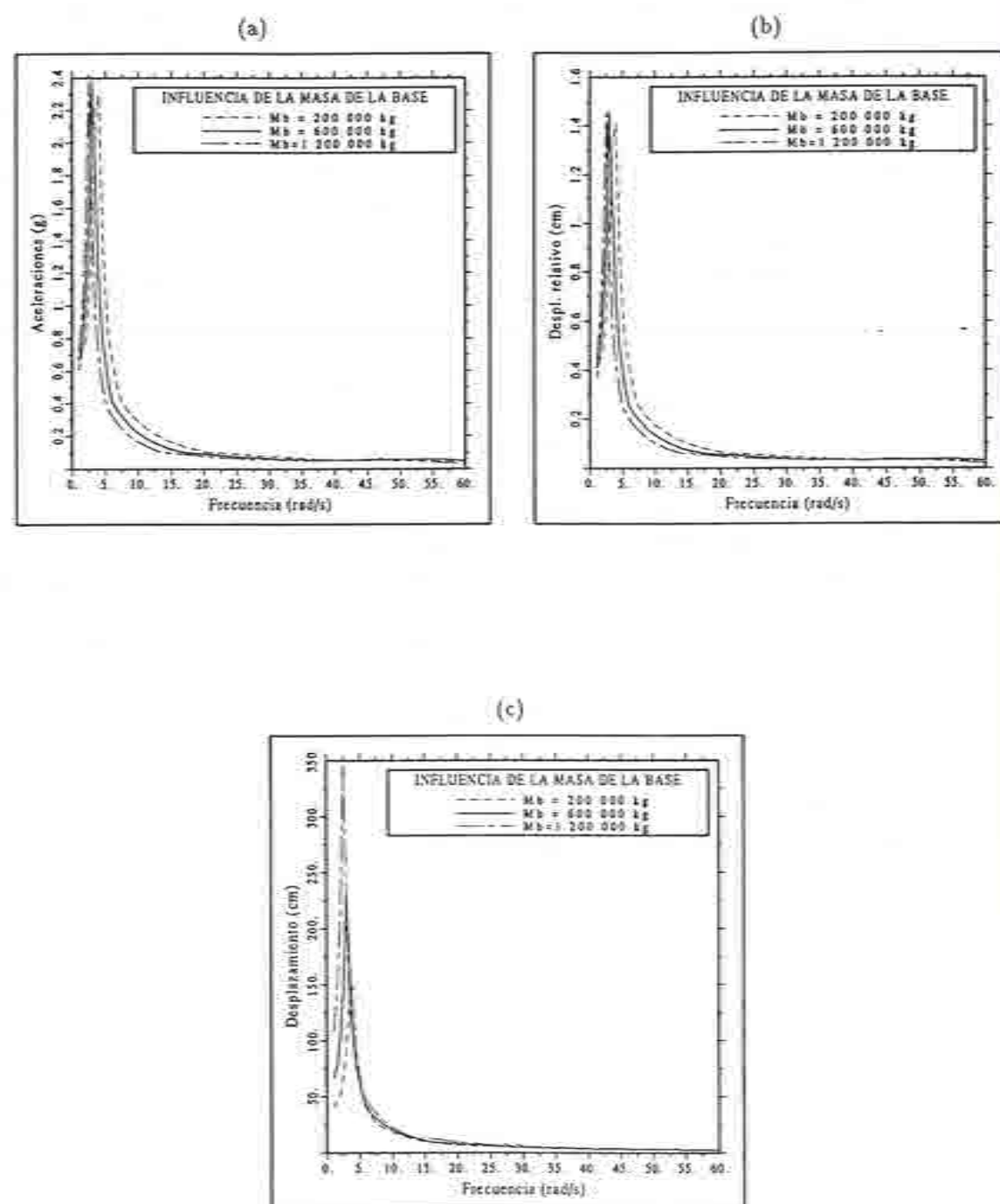


Figura 4.11 Influencia de la masa de la base. (a) espectros de respuesta en aceleraciones; (b) espectros de respuesta en desplazamientos relativos; (c) espectros de respuesta en desplazamientos de la base.

REFERENCIAS

1. A. H. Hadjian y W. S. Tseng, "A Comparative Evaluation of Passive Seismic Isolation Schemes", *Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Editado por C. Rojahn, ATC-17, National Bureau of Standards, 291-304, 1986.
2. Fa-Gung Fan, G. Ahmadi e I. G. Tadjbakhsh, "Base Isolation of a Multi-Story Building under a Harmonic Ground Motion. A Comparison of Performances of Various Systems", *Technical Report NCEER-88-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, Mayo 1988.
3. J. Miquel Canet y A. H. Barbat, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Cálculo por Ordenador*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1988.
4. C. J. Derham, "Nonlinear Natural Rubber Bearings for Seismic Isolation", *ATC-17, Seminar on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, California, Marzo 1986.
5. F. F. Tajirian y J. M. Kelly, "Seismic and Shock Isolation System for Modular Power Plants", *The 1987 Pressure Vessels and Piping Conference*, California, 1987.
6. M. C. Constantinou y I. G. Tadjbakhsh, "The Optimum Design of a Base Isolation System with Frictional Elements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, 203-214, 1984.
7. J. Stanton y C. Roeder, "Advantages and Limitations of Seismic Isolation", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, 7(2), 301-323, 1991.
8. ***, "Rubber Technology for Seismic Isolation" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Bridgestone Corporation, 45-56, 18-23 Agosto 1991.
9. ***, "Current State of Research and Development on Base Isolation, Structural Control and Vibration Isolation" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Takenaka Corporation, 169-180, 18-23 Agosto 1991.
10. B. C. Lin, I. G. Tadjbakhsh, A. S. Papageorgiou y G. Ahmadi, "Response of Base-Isolated Buildings to Random Excitations Described by the Clough-Penzien Spectral Model", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18, 49-62, 1989.

Capítulo 5

RESPUESTA DE SISTEMAS CON VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

5.1 INTRODUCCION

El estudio del comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico realizado en los capítulos 3 y 4 se basó en modelos con un grado de libertad. En este capítulo se simula, según lo expuesto en el Capítulo 2, la respuesta de un modelo con 10 grados de libertad como ejemplo del comportamiento de edificios de varias plantas. La masa de cada piso, incluida la base, se ha fijado en $5 \times 10^7 \text{ kg}$. La rigidez de las columnas del modelo de la figura 2.1 varía $5 \times 10^7 \text{ N/m}$ entre un piso y el siguiente, desde los $9 \times 10^8 \text{ N/m}$ del primero hasta los $4.5 \times 10^8 \text{ N/m}$ del último. La fracción del amortiguamiento crítico se ha fijado en 0.05 para todos los modos de vibración. Las características de los aparatos de apoyo son una rigidez $k_b = 54\,282\,824 \text{ N/m}$ y una fracción del amortiguamiento crítico $\nu_b = 0.20$. Como se puede comprobar, la rigidez k_b fijada corresponde a una frecuencia natural de los aparatos de apoyo $\omega_b = \pi \text{ rad/s}$. Las frecuencias propias del sistema con y sin aislamiento en la base vienen recogidas en la tabla 5.1. Obsérvese que el sistema con aislamiento en la base cuenta con once frecuencias propias debido a que la incorporación de los aparatos de apoyo añade un nuevo grado de libertad. La frecuencia fundamental del edificio con la base fija es $\omega_1 = 5.78 \text{ rad/s}$ mientras que en el edificio con aislamiento en la base la frecuencia fundamental se reduce hasta $\omega_1 = 2.83 \text{ rad/s}$, valor próximo a la frecuencia natural de los aparatos de apoyo.

5.2 RESPUESTA A ACELEROGRAMAS SINTETICOS

Se recogen en este apartado los resultados obtenidos utilizando como excitación sísmica acelerogramas generados aleatoriamente mediante el procedimiento numérico expuesto en la referencia 1. Este procedimiento permite escoger la frecuencia predominante. Por lo tanto, es posible estudiar la sensibilidad del modelo frente a determinadas frecuencias de excitación. Se han generado dos acelerogramas, con frecuencias predominantes distintas (figuras 5.1 y 5.5). La frecuencia predominante del primer acelerograma es 7 rad/s . La frecuencia predominante del segundo acelerograma es $\pi \text{ rad/s}$. Las demás características se mantienen iguales:

Duración del registro = 30 s
 Máxima aceleración esperada = 0.3 g
 Idéntica función de intensidad

Como ya es sabido, el comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico depende fundamentalmente de la frecuencia de excitación. Con los dos acelerogramas generados se pretende mostrar las dos facetas del comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico. Por este motivo se ha tomado un primer acelerograma con una frecuencia predominante alejada de la frecuencia natural de los aparatos de apoyo y un segundo con una frecuencia predominante próxima a ω_b . Como se verá, los resultados son cualitativa y cuantitativamente muy distintos. Los resultados obtenidos utilizando el primer acelerograma se muestran en las figuras 5.2, 5.3 y 5.4. Los resultados obtenidos utilizando el segundo acelerograma se muestran en las figuras 5.6, 5.7 y 5.8.

Tabla 5.1- Frecuencias propias del sistema.

	Edificio con aislamiento antisísmico	Edificio con la base fija
ω_1	2.83	5.78
ω_2	11.03	16.02
ω_3	20.65	26.12
ω_4	30.07	35.63
ω_5	38.92	44.31
ω_6	46.95	51.93
ω_7	53.95	58.36
ω_8	59.90	64.02
ω_9	65.34	69.88
ω_{10}	71.14	76.87
ω_{11}	78.10	-

La figura 5.1 muestra el primer acelerograma sintético utilizado en la simulación de la respuesta del sistema. La figura 5.2 muestra las aceleraciones registradas en el décimo piso. Si se compara la aceleración del terreno (figura 5.1) con las aceleraciones

registradas en el edificio con la base fija (curva de trazo discontinuo de la figura 5.2) se puede comprobar que, aunque de amplitud distinta, son morfológicamente muy parecidas. Esto es debido a la proximidad entre la frecuencia fundamental del edificio y la frecuencia predominante del sismo. De otra parte, en el modelo con aislamiento, el período de las aceleraciones registradas es aproximadamente de 2.2 s, reflejando el período fundamental del edificio con aislamiento (2.22 s).

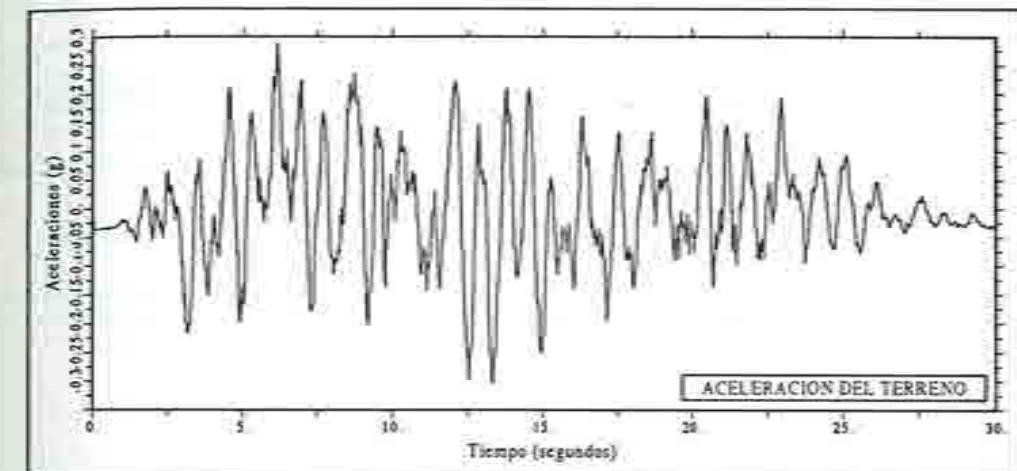


Figura 5.1 Primer acelerograma sintético. Frecuencia predominante $\theta = 7 \text{ rad/s}$.

La máxima aceleración del terreno es 0.29 g . Esta aceleración se ve superada en todos los pisos del edificio con la base fija, alcanzando 0.59 g en el décimo piso. En el edificio con aparatos de apoyo la aceleración máxima registrada en el último piso es de 0.30 g . Se aprecia pues la reducción de la respuesta en aceleraciones conseguida con la incorporación de los aparatos de apoyo, reducción que alcanza en este caso el 50%. La limitación de las aceleraciones es en beneficio de los equipamientos contenidos en el edificio cuyo coste puede superar en algunos casos el coste del propio edificio (equipos informáticos, telefonía, etc).

El desplazamiento relativo entre pisos es una estimación de las sollicitaciones a que se ven sometidas las columnas al ser éstas proporcionales a los desplazamientos relativos. Es de destacar que los desplazamientos relativos máximos se producen entre el tercer y cuarto piso (figura 5.3), alcanzándose los 2 cm en la estructura con la base fija. En la estructura con aislamiento en la base se alcanzan únicamente 1.26 cm , lo que representa una reducción del 37%. Es pues manifiesto el buen comportamiento del modelo con aparatos de apoyo.

Las reducciones de las aceleraciones y de los desplazamientos relativos se hacen a costa de corrimientos en la base (figura 5.4). En el modelo simulado, los desplazamientos de la base no alcanzan los 20 cm siendo por tanto tolerables, siempre y cuando los servicios del edificio estén preparados para ello.

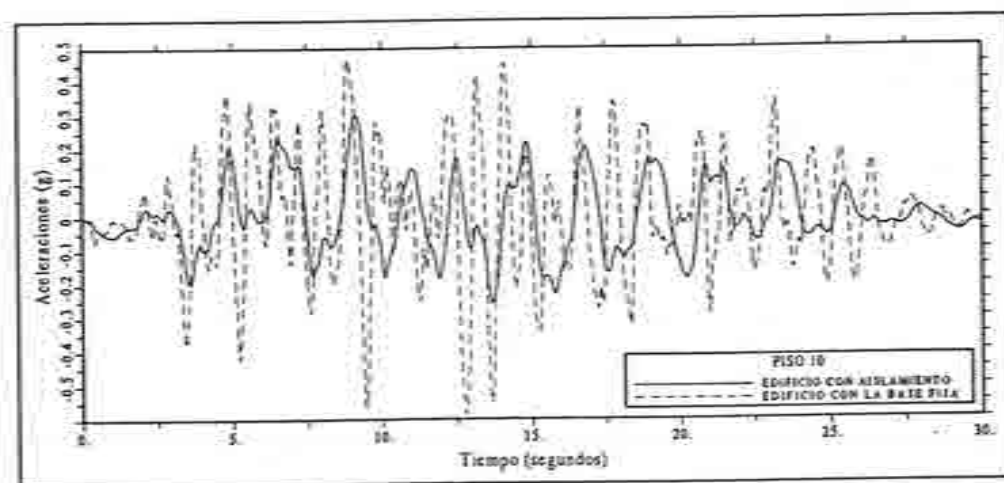


Figura 5.2 Primer acelerograma sintético. Aceleraciones en el décimo piso.

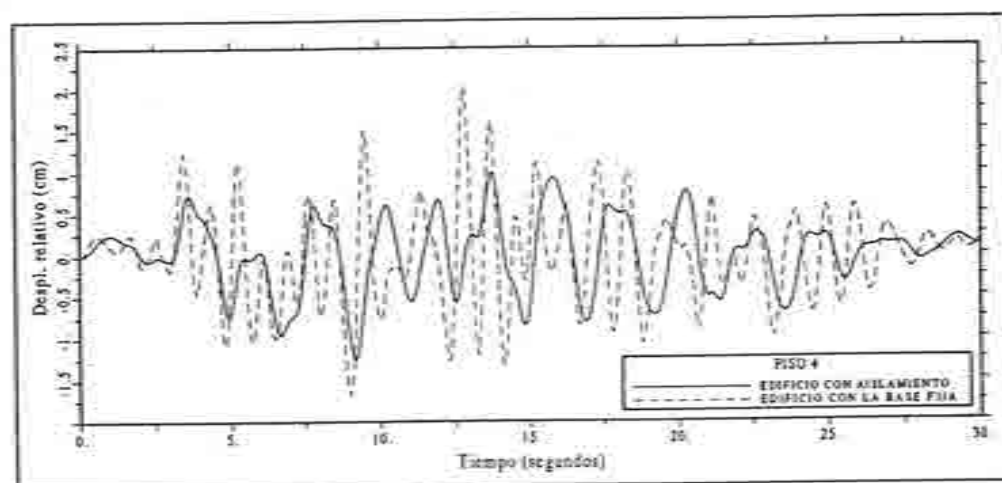


Figura 5.3 Primer acelerograma sintético. Desplazamiento relativo entre los pisos 3 y 4.

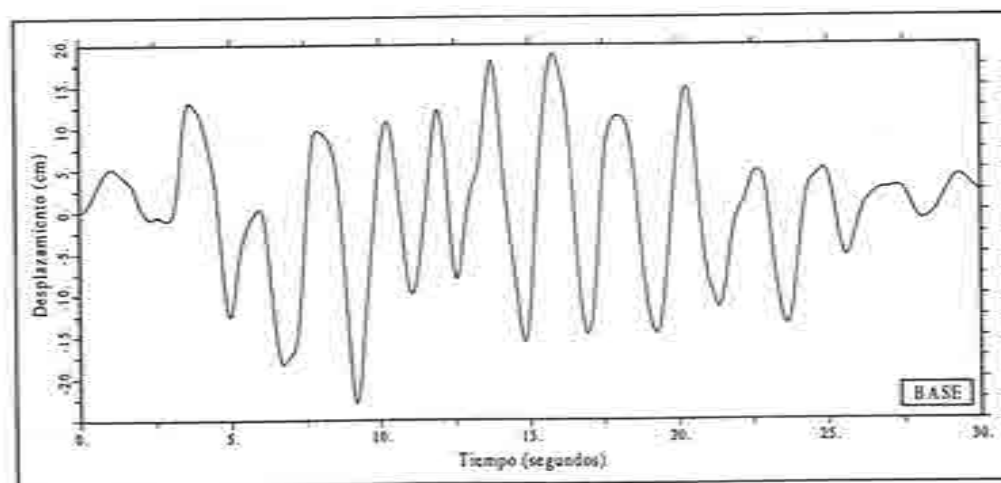


Figura 5.4 Primer acelerograma sintético. Desplazamiento de la base.

La figura 5.5 muestra el segundo acelerograma artificial generado. Se fijó una frecuencia predominante de $\pi \text{ rad/s}$, igual a la frecuencia natural de los aparatos de apoyo y próxima a la frecuencia fundamental de la estructura con aislamiento. Al comparar la figura 5.5 con la figura 5.1 se constata que el segundo acelerograma tiene un período más largo. La aceleración máxima de la excitación es $0.30 g$.

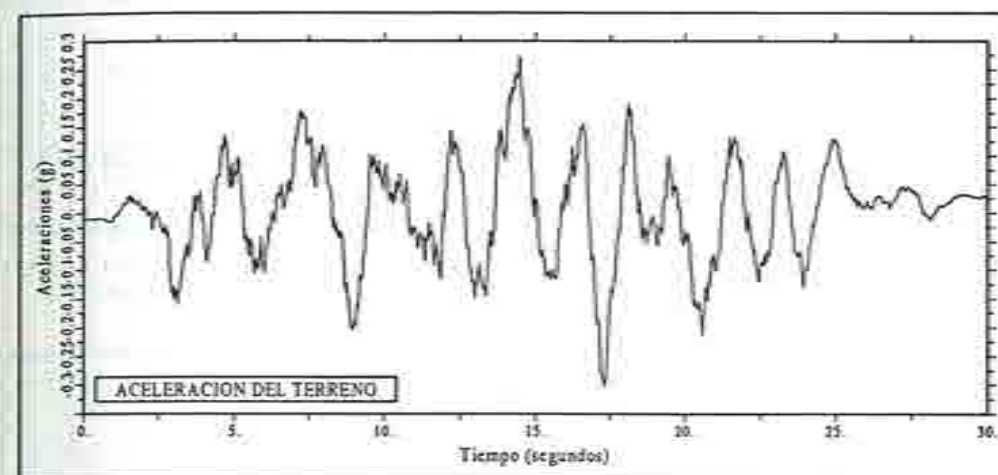


Figura 5.5 Segundo acelerograma sintético. Frecuencia predominante $\theta = \pi \text{ rad/s}$.

La figura 5.6 muestra las aceleraciones registradas en el décimo piso. Se observa que la repuesta del modelo con aislamiento es mayor que la repuesta del modelo con la base fija que es, a su vez, mayor que la excitación sísmica. La aceleración máxima registrada en el modelo con aislamiento es de $0.54 g$ frente a los $0.46 g$ del modelo con la base fija y los $0.30 g$ de la excitación sísmica. Es pues evidente el mal comportamiento, en este caso, del modelo con aislamiento antisísmico. Es de destacar que, aunque la respuesta del modelo con aparatos de apoyo sea de mayor amplitud, las variaciones en el tiempo son más suaves debido al amortiguamiento en la base.

La figura 5.7 muestra los desplazamientos relativos entre el primer piso y la base, siendo de 2.5 cm en el modelo con aislamiento y de 2.1 cm en el edificio de base fija. Se constata el mal comportamiento del edificio con aislamiento al ser los desplazamientos relativos mayores que los registrados en el modelo con la base fija.

Los desplazamientos de la base aparecen en la figura 5.8. Se aprecia que éstos son muy importantes, alcanzando los 45 cm .

De los resultados recogidos en este apartado se deduce que el comportamiento del edificio con aislamiento antisísmico está íntimamente relacionado con la frecuencia de excitación. Por lo tanto, es fundamental disponer de informes sismológicos fiables para decidir la utilidad de la colocación de los aparatos de apoyo. Si el terremoto tiene una frecuencia predominante alta, el edificio con aislamiento en la base tiene un comportamiento excelente.

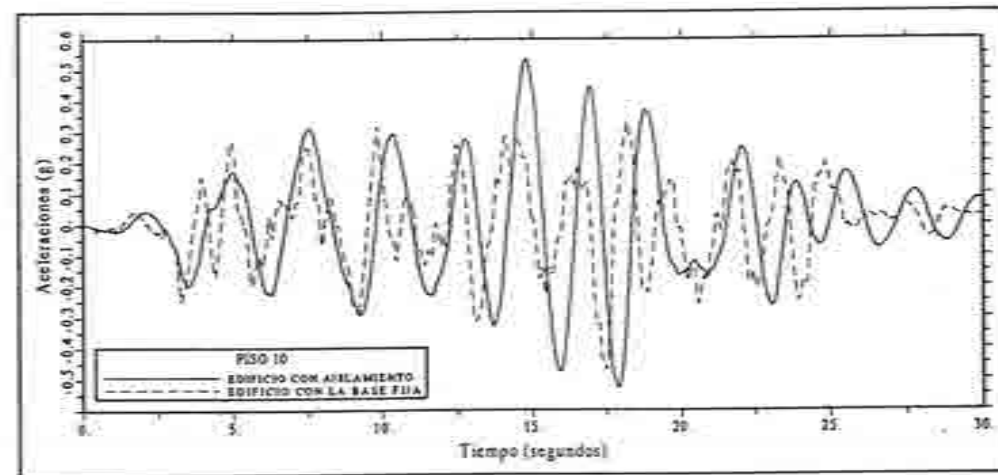


Figura 5.6 Segundo acelerograma sintético. Aceleraciones en el décimo piso.

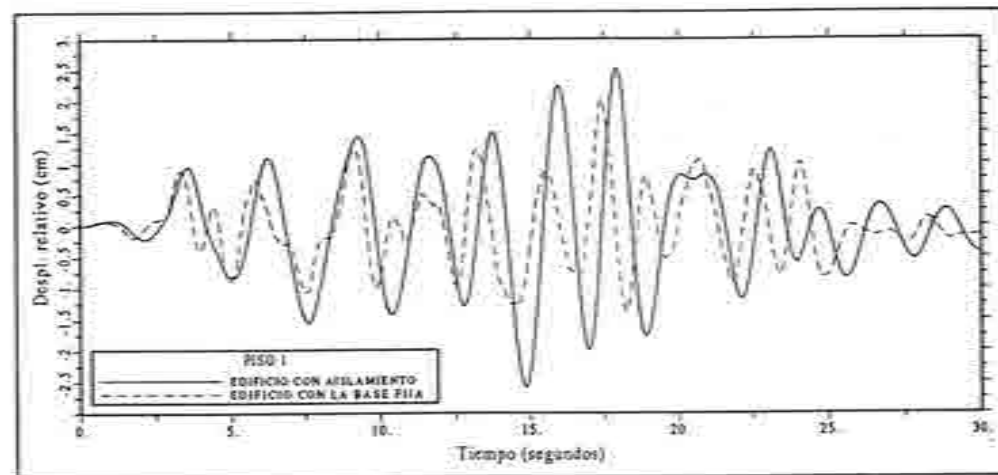


Figura 5.7 Segundo acelerograma sintético. Desplazamiento relativo entre la base y el piso 1.

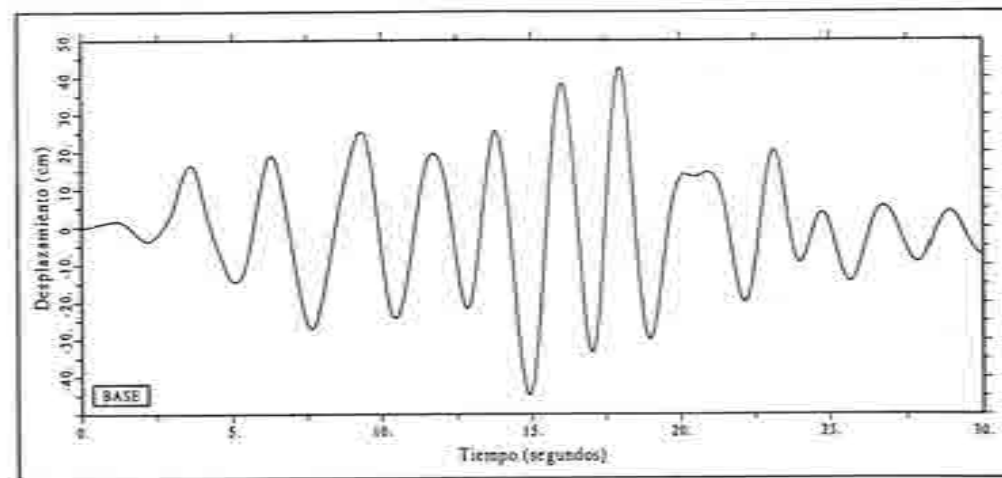


Figura 5.8 Segundo acelerograma sintético. Desplazamiento de la base.

5.3 RESPUESTA A ACELEROGRAMAS REALES

En la mayoría de los casos la frecuencia predominante del movimiento del terreno es mayor que 7 rad/s , comportándose la estructura como un sólido rígido sustentado por los aparatos de apoyo que vibra con frecuencias del orden de 2 rad/s ⁽²⁾. De todos modos, se han registrado casos extremos de terremotos con frecuencias predominantes mucho más bajas, como en Bursa, Turquía (1971) y Ciudad de México (1965 y 1985). Para ilustrar el comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico frente a estos dos tipos de terremotos, en este apartado se ha simulado la respuesta del modelo con 10 grados de libertad sometido a aceleraciones reales con un contenido de frecuencias significativamente distinto. Los acelerogramas estudiados son la componente Norte-Sur del terremoto ocurrido el 18 de Mayo de 1940 en El Centro (California) y la componente Este-Oeste del terremoto registrado en la Ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985 (figuras 5.9 y 5.13).

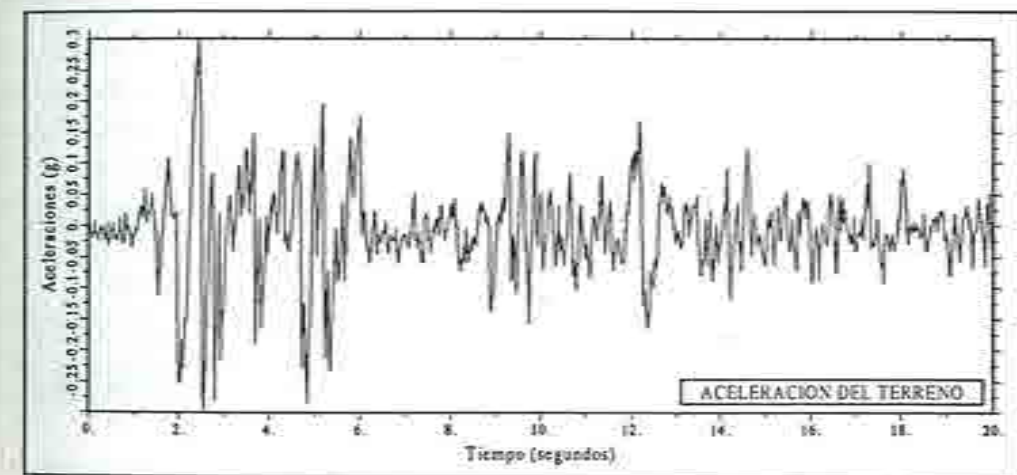


Figura 5.9 Componente N-S del terremoto de El Centro (California), 18 de Mayo de 1940.

En muchos aspectos el terremoto de El Centro puede ser considerado como un terremoto estándar⁽³⁾. Induce las respuestas de mayor amplitud en sistemas con una frecuencia de vibración comprendida entre $2\pi \text{ rad/s}$ y $8\pi \text{ rad/s}$ y en especial en los de $3\pi \text{ rad/s}$. La frecuencia fundamental del edificio de base fija (5.78 rad/s) está próxima al rango de frecuencias de vibración más sensibles. Con la colocación de los aparatos de apoyo se consigue una nueva frecuencia fundamental del sistema, 2.83 rad/s , alejada del rango de frecuencias de vibración más sensibles al terremoto. La figura 5.9 muestra el acelerograma utilizado en la simulación, con un máximo de 0.29 g . La figura 5.10 recoge la historia de las aceleraciones en el décimo piso del edificio. Se puede observar que la respuesta del modelo con aislamiento en la base es menor que la respuesta del modelo de base fija. La aceleración del terreno se ve amplificada en el modelo de base fija, alcanzándose 0.41 g . Por el contrario, en el

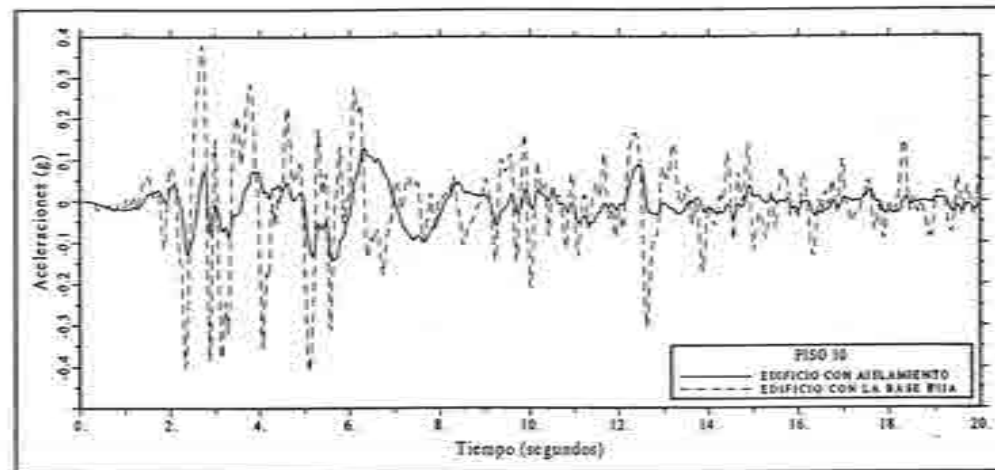


Figura 5.10 Terremoto de El Centro. Aceleraciones en el décimo piso.

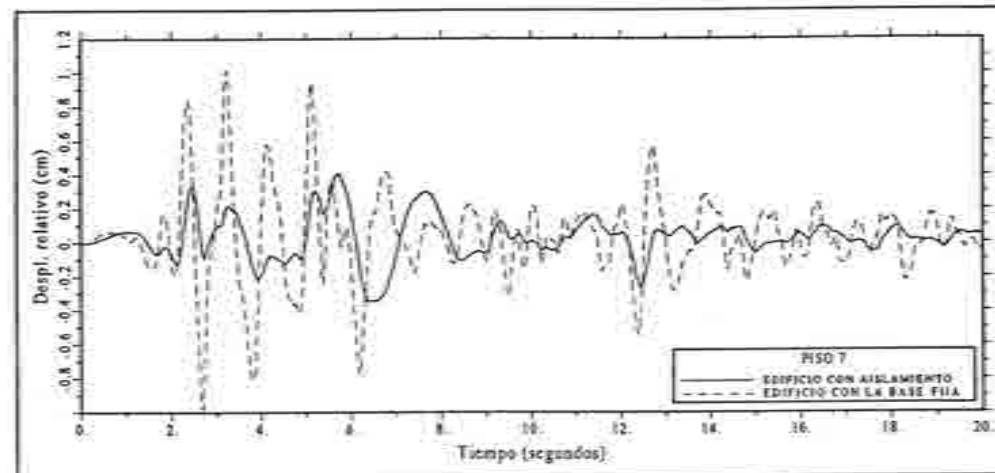


Figura 5.11 Terremoto de El Centro. Desplazamiento relativo entre los pisos 0 y 7.

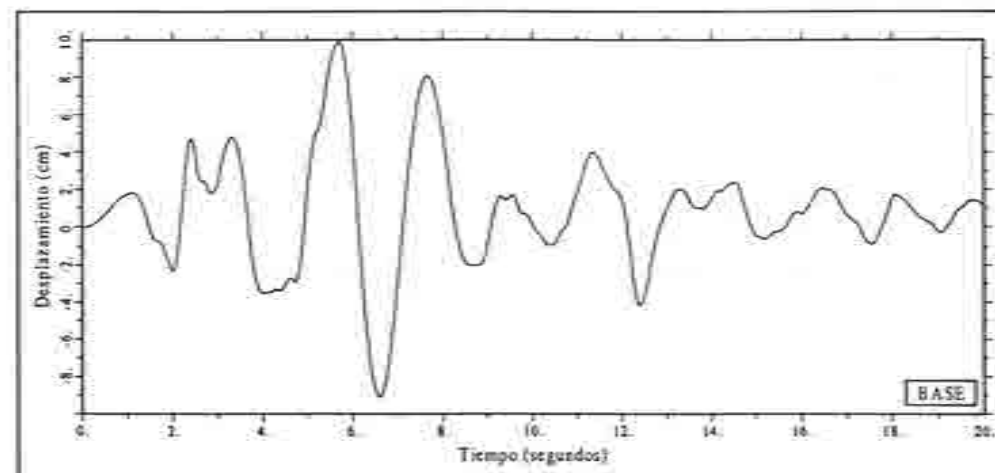


Figura 5.12 Terremoto de El Centro. Desplazamiento de la base.

modelo aislado la máxima aceleración registrada fue $0.15g$. Se deduce que el modelo con aparatos de apoyo tiene un buen comportamiento en lo que a las aceleraciones se refiere.

La figura 5.11 muestra el desplazamiento relativo entre los pisos seis y siete. La respuesta del modelo con aislamiento antisísmico es del orden del 40% menor que la respuesta del modelo de base fija. La incorporación de los aparatos de apoyo es pues positiva al reducir los desplazamientos relativos y, por lo tanto, reducir las tensiones a las que se ven sometidas las columnas.

La figura 5.12 muestra el desplazamiento de la base. El máximo desplazamiento es de 10 cm y se produce para $t = 5.8\text{ s}$. Por lo tanto, estando las instalaciones preparadas para soportar desplazamientos de la base, los desplazamientos registrados en este caso son perfectamente tolerables.

A la vista de los resultados obtenidos en la simulación de la historia de la respuesta en el tiempo del modelo sometido al acelerograma de El Centro se deduce que, en este caso, la colocación de aparatos de apoyo es extremadamente beneficiosa, con reducciones de las aceleraciones y de los desplazamientos relativos del orden del 50%.

El terremoto registrado el 18 de Septiembre en Ciudad de México presenta unas ciertas características que hacen de él un terremoto atípico⁽³⁾. Una de éstas es el prolongado comportamiento sinusoidal de periodo $T = 2\text{ s}$, reflejado en el espectro de Fourier por un pronunciado pico para $\theta = \pi\text{ rad/s}$. Dado que los aparatos de apoyo de neopreno zunchado se diseñan con una frecuencia natural próxima a $\pi\text{ rad/s}$, este sismo es de particular interés en el análisis del comportamiento de los edificios con aislamiento antisísmico.

La figura 5.13 muestra el segmento más significativo de las aceleraciones Este-Oeste registradas en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Ciudad de México)⁽⁴⁾. La máxima aceleración es $0.17g$.

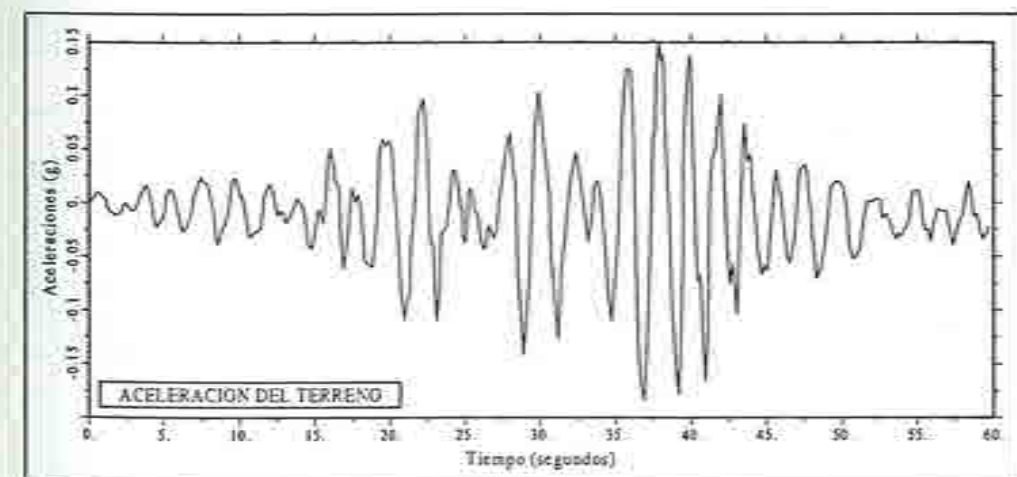


Figura 5.13 60 segundos más significativos de la componente E-O del terremoto de la Ciudad de México, 18 de Septiembre de 1985⁽³⁾.

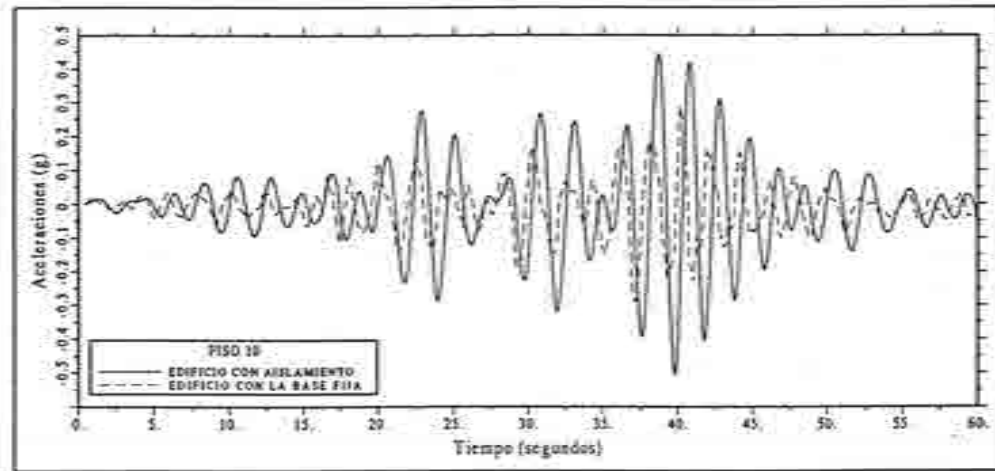


Figura 5.14 Terremoto de Ciudad de México. Aceleraciones en el décimo piso.

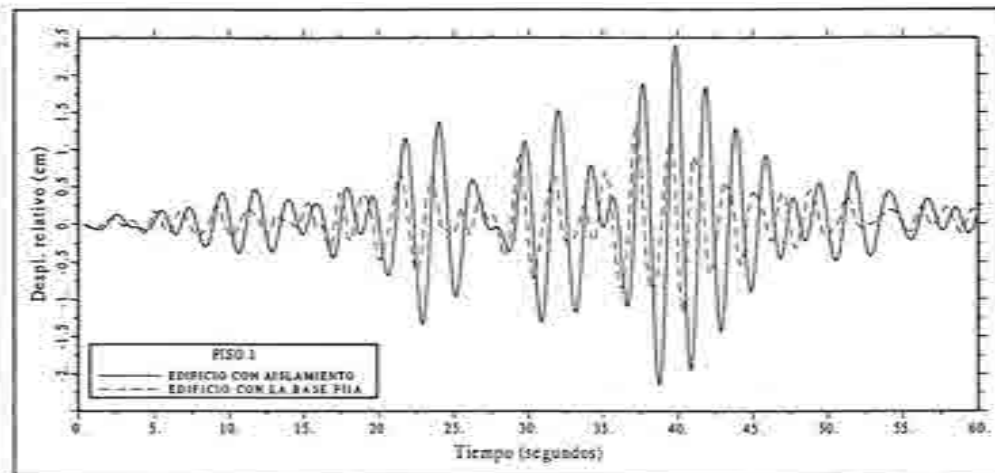


Figura 5.15 Terremoto de Ciudad de México. Desplazamiento relativo entre la base y el piso 1.

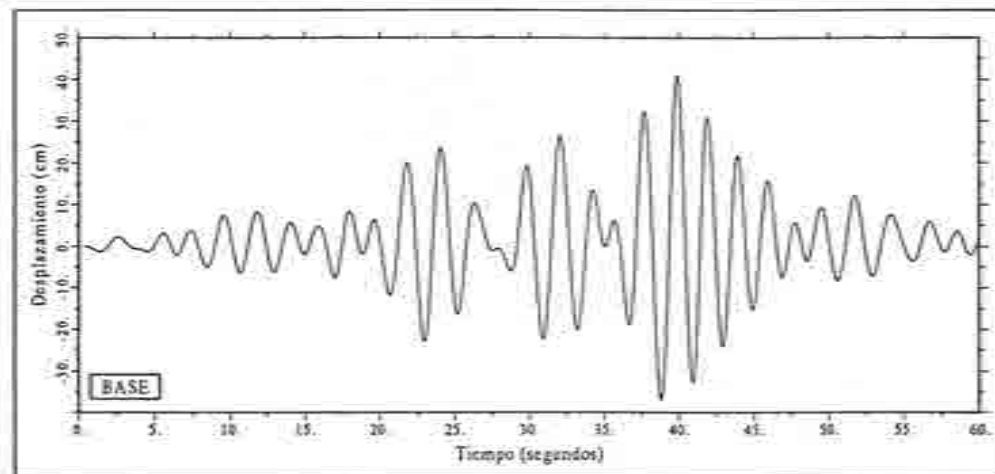


Figura 5.16 Terremoto de Ciudad de México. Desplazamiento de la base.

La figura 5.14 muestra las aceleraciones registradas en el décimo piso. Se observa que la respuesta del modelo con aislamiento antisísmico es del orden de un 50% mayor que la respuesta del modelo con la base fija. El comportamiento del edificio con aislamiento es, por lo tanto, deficiente. Este hecho se debe a que el terremoto de Ciudad de México contenía considerable energía en frecuencias próximas a $\pi \text{ rad/s}$, valor que coincide con el de la frecuencia natural ω_0 de los aparatos de apoyo.

La figura 5.15 muestra los desplazamientos relativos entre el primer piso y la base que alcanzan un valor máximo de 2.4 cm en el caso del sistema con aislamiento y 1.3 cm en el caso del modelo de base fija. La incorporación de los aparatos de apoyo aumenta los desplazamientos relativos del modelo en una proporción del orden del 40%. En este caso el aislamiento antisísmico es una medida contraproducente.

La figura 5.16 muestra los desplazamientos de la base. Se observa que éstos alcanzan un valor máximo de 41 cm que, aunque siendo importante, no es intolerable. Como se vio en el apartado 4.7, el amortiguamiento de los aparatos de apoyo tiene una gran importancia en el control de los desplazamientos de la base cuando el sistema entra en resonancia. Los aparatos de apoyo simulados tienen un amortiguamiento importante ($\nu_0 = 0.2$) y a este hecho se debe el que los desplazamientos de la base no sean excesivos a pesar de la coincidencia entre la frecuencia fundamental del modelo con aislamiento y la frecuencia predominante del sismo.

De los resultados expuestos en este apartado se deduce que, frente a los movimientos sísmicos más comunes (de los cuales el terremoto de El Centro es una muestra), los edificios con aislamiento en la base se comportan de manera favorable. Por contra, frente a excitaciones sísmicas de frecuencia predominante baja (de los cuales el terremoto de la Ciudad de México es una muestra), la incorporación de los aparatos de apoyo es contraproducente, ampliando las respuestas en aceleraciones y desplazamientos relativos del orden del 50%. En la práctica no se recomienda el uso de aparatos de apoyo en zonas con suelos blandos donde sean previsibles sismos de frecuencia baja⁽³⁾ aunque algunas investigaciones recientes apuntan la posibilidad de que incluso puedan ser aislados edificios construidos sobre este tipo de suelos^(5,6).

REFERENCIAS

1. P. Ruiz y J. Penzien, "PSEQGN. Artificial Generation of Earthquake Accelerograms", Report No. EERC 69-3, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Marzo 1969.
2. Michalakis C. Constantinou e Iradj G. Tadjbakhsh, "The Optimum Design of a Base Isolation System with Frictional Elements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, 203-214, 1984.
3. Lin Su, Goodarz Ahmadi e Iradj G. Tadjbakhsh, "A Comparative Study of Performances of Various Base Isolation Systems, Part I: Shear Beam Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18, 11-32, 1989.
4. J. G. Anderson, P. Bodin, J. Brune, J. Prince, S. Singh, R. Quaas y M. Onate, "Strong Ground Motion of the Michoacan, Mexico Earthquake", *Science*, 233, 1048, 1986.
5. ***, "Seismic Isolation and Vibration Control System" en "Seismic Isolation and

Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Kumagai Gumi Corporation Ltd., 85-92, 18-23 Agosto 1991.

6. J. M. Kelly, "Base Isolation: Origins and Development", *Bulletin of the Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, 12(1), Enero 1991.

Capítulo 6

ESTRUCTURAS REALES CON AISLAMIENTO EN LA BASE

6.1 INTRODUCCION

En el Capítulo 1 se ha expuesto el origen y desarrollo de la técnica de aislamiento antisísmico que actualmente ya es una realidad en la práctica. En este capítulo se presentan cinco ejemplos de edificios con protección antisísmica. Cuatro de ellos se encuentran en Japón, reflejo del extraordinario desarrollo que la técnica que nos ocupa ha tenido en ese país. El quinto es el primer edificio con aislamiento antisísmico construido en Estados Unidos. Los datos que se presentan han sido extraídos de diversas publicaciones que también facilitan información sobre el comportamiento de estos edificios sometidos a movimientos sísmicos.

6.2 CENTRO DE INVESTIGACION, TOKYO, JAPON

El Centro de Investigación y Desarrollo ha sido construido en el recinto del Instituto de Desarrollo Técnico de **Obayashi Corporation** en Tokyo, Japón⁽¹⁾. Su finalidad es el ensayo a escala real del sistema de aislamiento antisísmico desarrollado por la compañía propietaria del inmueble. El edificio, realizado en hormigón armado, consta de planta baja y cuatro pisos. Sus dimensiones son 22 m de largo, 15 m de ancho y 22 m de alto (figura 6.1). El edificio descansa sobre la cimentación a través de 14 aparatos de apoyo de neopreno zunchado de 756 mm de diámetro y 406 mm de alto. El amortiguamiento corre a cargo de 96 barras de acero verticales, de 32 mm de diámetro, dispuestas en grupos de 8 entre el edificio y la cimentación (fotografía 6.1). La frecuencia fundamental de vibración vertical es de $30\pi \text{ rad/s}$ mientras que la frecuencia fundamental de vibración horizontal está próxima a 2 rad/s .

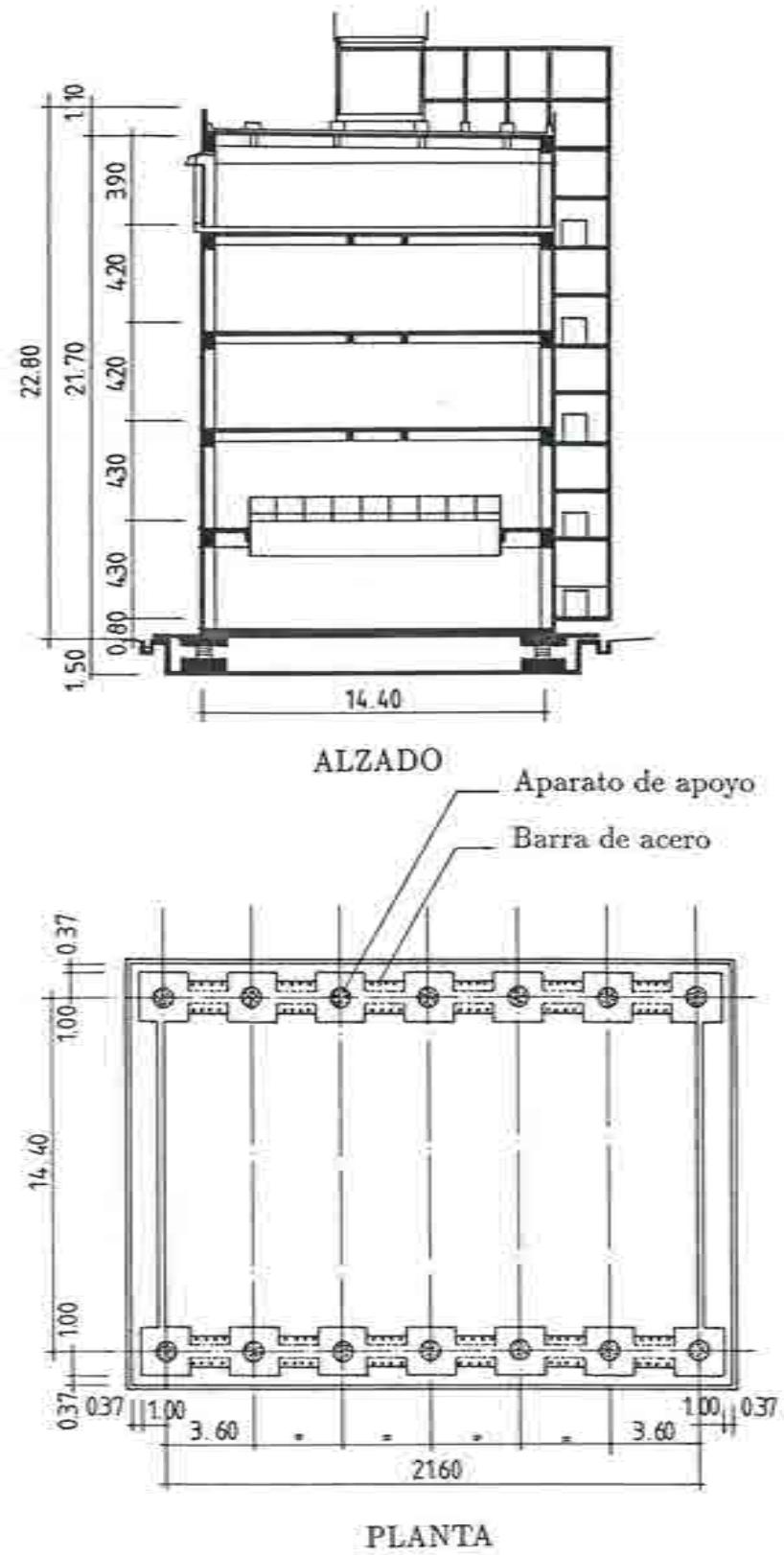


Figura 6.1 Planta y alzado del Centro de Investigación y Desarrollo de Obayashi Corporation. Cotas en metros.



Fotografía 6.1 Centro de Investigación y Desarrollo de Obayashi Corporation. Sistema de aislamiento antisísmico: aparato de apoyo de neopreno zunchado + barras de acero como amortiguadores.



Fotografía 6.2 Edificios experimentales de la Universidad Tohoku, Sendai, Japón.

La figura 6.2 muestra las aceleraciones registradas en el Centro de I+D en comparación con las registradas en el edificio principal del Instituto, de base fija, durante el terremoto del 19 de Febrero de 1989. Se observa que la respuesta del Centro de I+D fue mucho menor que la del edificio principal del Instituto lo que demuestra la efectividad del sistema de aislamiento antisísmico.

6.3 LABORATORIO DE VIBRACIONES, TOKYO, JAPON

La función principal del aislamiento antisísmico es la protección del edificio frente a las vibraciones horizontales del terreno. La protección frente a las vibraciones verticales se considera de menor importancia al ser éstas de pequeña amplitud y ser la estructura normalmente más resistente en esta dirección⁽²⁾. A pesar de esto, ciertos edificios requieren protección frente a las vibraciones verticales. Es éste el caso de los centros que albergan equipos de alta tecnología, edificios próximos a vías ferreas o, como en el caso que nos ocupa, laboratorios acústicos. **Kajima Corporation** ha desarrollado un sistema de aislamiento antisísmico preparado para reducir las vibraciones verticales^(3,4). Para su experimentación se escogió el Laboratorio de Vibraciones del *Kajima Institute of Construction Technology* por ser ésta una construcción sensible a tales vibraciones. El sistema de aislamiento antisísmico está compuesto por 18 aparatos de apoyo de neopreno zunchado que soportan el peso del edificio, 12 amortiguadores hidráulicos y 14 amortiguadores consistentes en una ménsula de acero. La figura 6.3(a) muestra la sección del edificio y la figura 6.3(b) la disposición en planta de los elementos del aislamiento.

Los aparatos de apoyo utilizados (figura 6.4(a)) tienen menos capas que los habituales, siendo cada una de ellas de menor espesor, con lo que se consigue una rigidez vertical menor que mejora la protección frente a aceleraciones verticales. La frecuencia fundamental de vibración horizontal del edificio es $\pi \text{ rad/s}$ siendo la vertical de $10\pi \text{ rad/s}$. La figura 6.4(b) muestra los amortiguadores de ménsula de acero. Este tipo de amortiguador actúa en sentido horizontal, limitando el desplazamiento lateral de la base. Obsérvese la presencia de la pieza de hormigón armado que limita las deformaciones de la ménsula. La función de esta pieza es evitar la concentración de tensiones en el extremo empotrado y así extender la zona de plastificación a toda la ménsula. Se consigue de este modo optimizar el comportamiento del amortiguador. Los resultados de los análisis de carga mostraron que la energía absorbida era cuatro veces mayor que la absorbida por el amortiguador sin limitador de desplazamiento. Tres años después de la colocación de los amortiguadores, la pieza en contacto con el extremo libre de la ménsula fue rediseñada a fin de reducir su rigidez y mejorar su comportamiento frente a movimientos sísmicos de pequeña magnitud. Los amortiguadores hidráulicos (figura 6.4(c)) son disipadores de energía vertical que permiten el control de los movimientos verticales y de balanceo durante el terremoto. El contacto del amortiguador con la base se hace a través de una placa deslizante a fin de no interferir en el movimiento lateral del edificio. En caso de fallo de alguno de los aparatos de apoyo, el peso del

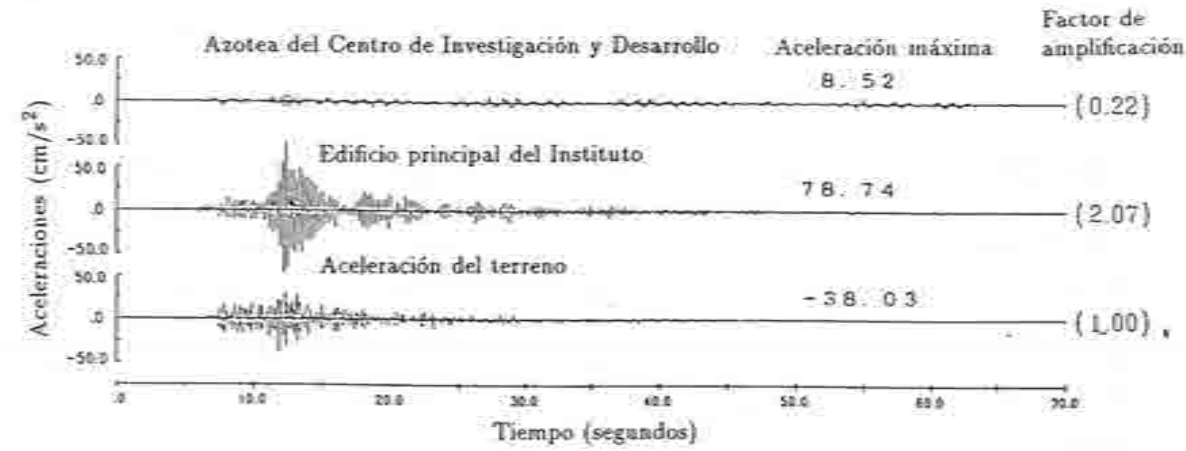


Figura 6.2 Historia de las aceleraciones registradas en el Centro de Investigación y Desarrollo de Obayashi Corporation durante el terremoto del 19 de Febrero de 1989.

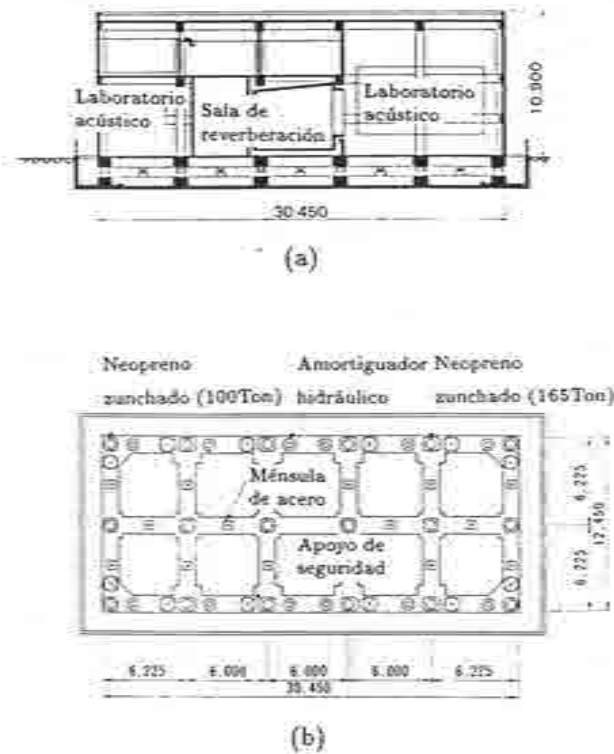


Figura 6.3 Laboratorio de Vibraciones de Kajima Corporation. (a) Sección del edificio; (b) disposición de los mecanismos del aislamiento antisísmico. Cotas en metros.

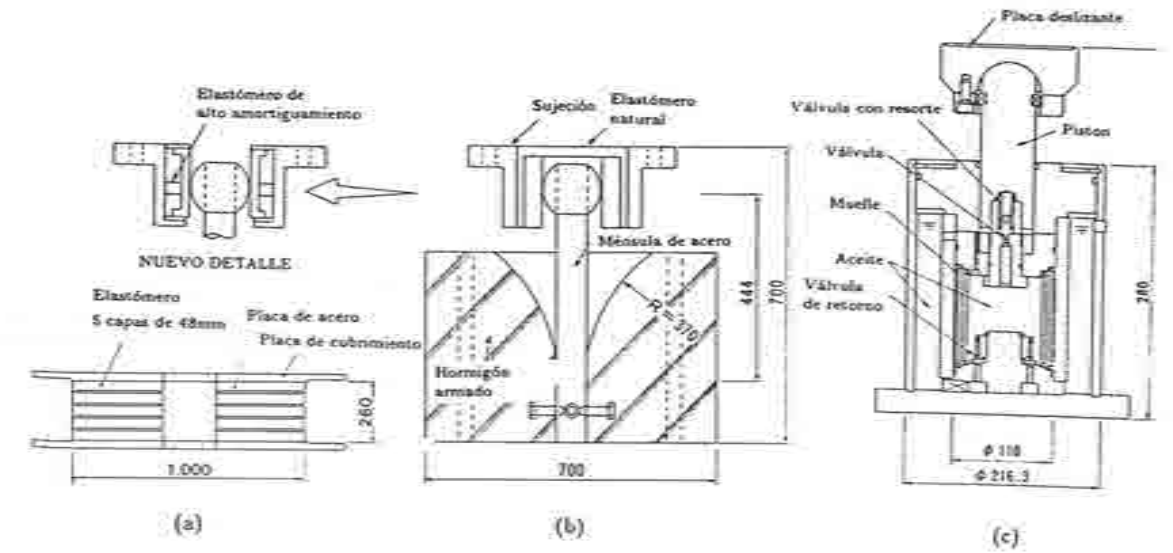


Figura 6.4 Laboratorio de Vibraciones de Kajima Corporation. Sistema de aislamiento antisísmico. (a) Aparatos de apoyo de neopreno zincado; (b) amortiguador de ménsula de acero; (c) amortiguador hidráulico. Cotas en milímetros.

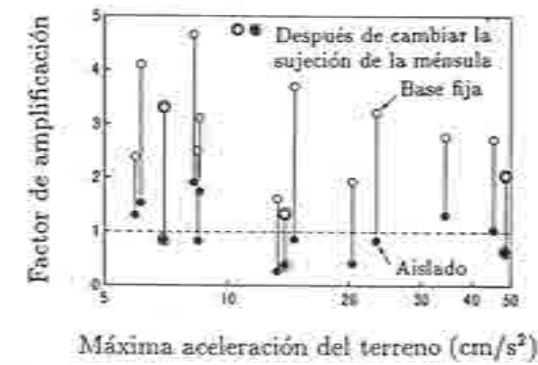


Figura 6.5 Factor de amplificación.

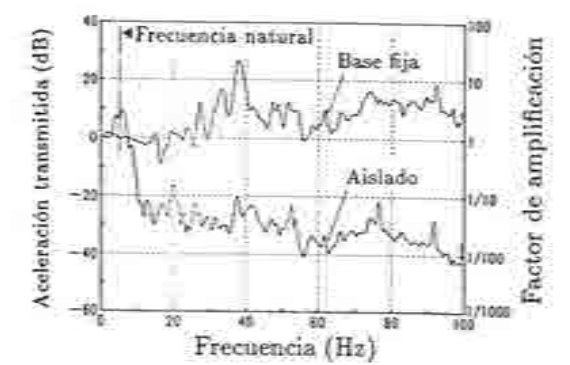


Figura 6.6 Transmisión de vibraciones verticales con y sin aislamiento antisísmico.

edificio pasaría al bloque de hormigón situado como medida de seguridad al lado de éstos.

Desde que finalizó la construcción del Laboratorio se han registrado 14 terremotos, tres de los cuales después de que se cambió la sujeción de la ménsula. La figura 6.5 muestra el factor de amplificación en cada uno de estos casos. Los resultados se comparan con los medidos en el edificio adyacente, de igual altura pero con la base fija. Se observa que la respuesta en el edificio con aislamiento antisísmico es del orden de un 50 a un 75% menor que la del edificio con la base fija. La reducción es aún más importante con la nueva sujeción.

A fin de demostrar la efectividad del aislamiento antisísmico en la reducción de las vibraciones verticales, se construyó el edificio sobre soportes metálicos rígidos que, posteriormente, fueron sustituidos por los aparatos de apoyo de neopreno zunchado. La comparación de las mediciones realizadas en los dos casos (figura 6.6) permite apreciar la sustancial reducción de las aceleraciones verticales conseguida. La reducción es de más de 20dB para frecuencias superiores a $20\pi \text{ rad/s}$.

6.4 EDIFICIOS EXPERIMENTALES, UNIVERSIDAD TOHOKU, SENDAI, JAPON

En el marco de un programa de investigación conjunto, Shimizu Corporation y la Universidad Tohoku construyeron en 1986 dos edificios experimentales en el campus de Sendai (Japón)^(3,5,6). Los edificios (fotografía 6.2) difieren únicamente en el sistema de transmisión de las cargas a la cimentación. En el de la izquierda se ha utilizado el método convencional de base fija y en el de la derecha se ha implementado un sistema de aislamiento antisísmico, siendo por lo demás iguales. Los edificios son de dos pisos, con una estructura de hormigón armado. La figura 6.7 muestra sus dimensiones en planta y alzado.

En un principio, el sistema de aislamiento antisísmico consistía en 6 aparatos de apoyo de neopreno zunchado y 12 amortiguadores hidráulicos. El amortiguamiento proporcionado por estos últimos equivalía a una fracción del amortiguamiento crítico del 15%. Se llevaron a cabo ensayos para determinar las propiedades dinámicas del edificio. Los ensayos consistieron en la excitación del edificio mediante vibradores colocados en la azotea. Las frecuencias fundamentales medidas en el edificio de base fija fueron de $7.2\pi \text{ rad/s}$ en la dirección x y $8.8\pi \text{ rad/s}$ en la dirección y (ver la figura 6.7). En el edificio con aislamiento antisísmico, las frecuencias fundamentales medidas fueron de $1.44\pi \text{ rad/s}$ y $1.46\pi \text{ rad/s}$ respectivamente. El amortiguamiento medido en la dirección x fue del 16% mientras que en la dirección y fue del 15%. El amortiguamiento proporcionado por los aparatos de apoyo es inferior al 2%.

Entre el 1 de Junio de 1986 y el 20 de Julio de 1987 se registraron treinta terremotos⁽⁷⁾ con una aceleración máxima de $0.091g$. La figura 6.8 muestra, para cada uno de ellos, la relación entre la aceleración medida en la azotea del edificio y la aceleración del terreno (factor de amplificación). Los resultados obtenidos demuestran la efectividad del sistema de aislamiento. La figura 6.9 muestra un

ESTRUCTURAS REALES CON AISLAMIENTO EN LA BASE

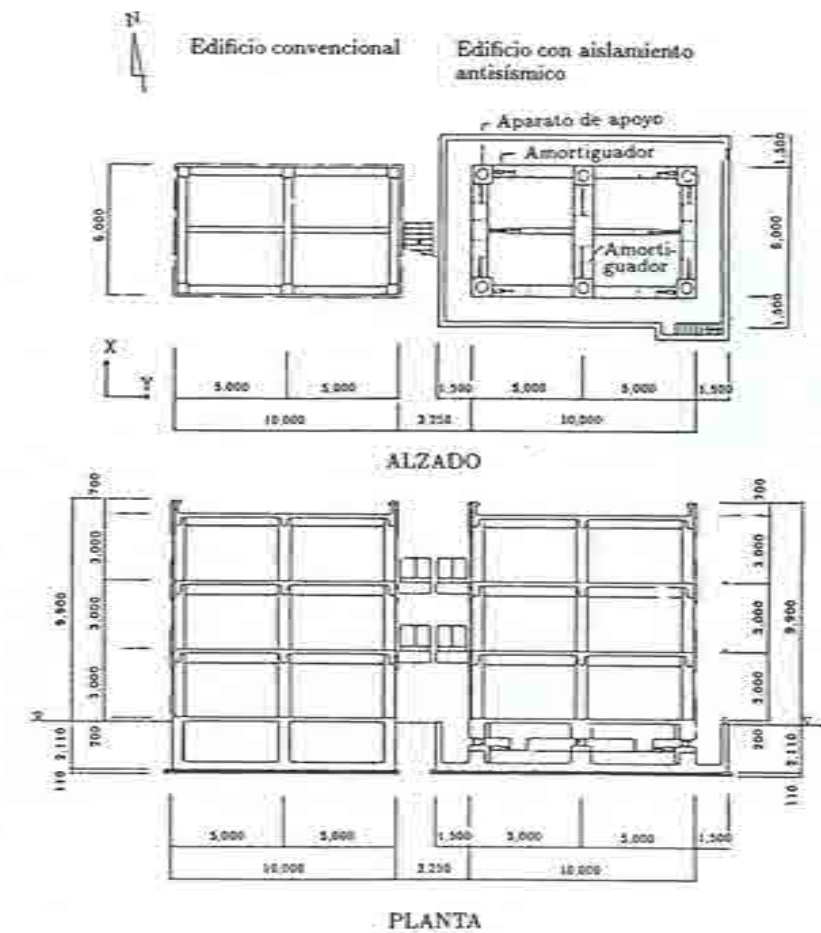


Figura 6.7 Planta y alzado de los edificios experimentales de la Universidad Tohoku. Cotas en metros.

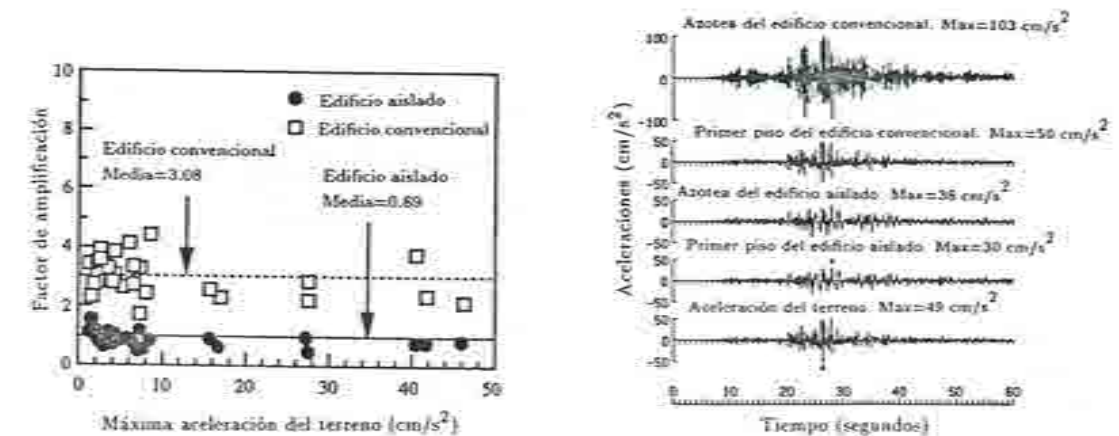


Figura 6.8 Factor de amplificación.

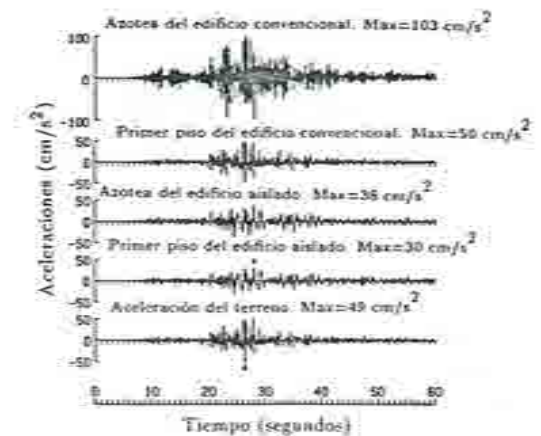


Figura 6.9 Aceleraciones registradas durante el terremoto del 17 de Abril de 1987.

ejemplo de los registros obtenidos. La máxima aceleración del terreno es de 49 cm/s^2 que en el edificio con la base fija se ve ampliada hasta 103 cm/s^2 . En el edificio con aislamiento antisísmico la máxima aceleración registrada es de 38 cm/s^2 lo que supone una reducción respecto al edificio de base fija del 65%.

Posteriormente el sistema de aislamiento ha sido sustituido por 6 aparatos de apoyo de neopreno zunchado de alto amortiguamiento, fabricados por **Bridgestone Corporation**. El amortiguamiento proporcionado por estos aparatos es del 19% frente a tensiones bajas, reduciéndose hasta el 15% frente a tensiones mayores. En la actualidad continúa el estudio para verificar las prestaciones del nuevo sistema de aislamiento.

Con la colaboración del Profesor J. M. Kelly de la Universidad de California en Berkeley se está ensayando un modelo a escala 1:2.5 en la mesa vibrante. El ensayo ha sido diseñado previamente con la ayuda de la simulación por ordenador gracias al programa de simulación en tres dimensiones desarrollado por S. Nagarajaiah⁽⁸⁾.

6.5 CENTRO DE INVESTIGACION TECNOLOGICA, YOKOHAMA, JAPON

La fotografía 6.3 muestra el Centro de Investigación Tecnológica de Taisei Corporation en Yokohama^(3,9). Este edificio, realizado en hormigón armado, consta de tres pisos. En planta mide $24 \times 12 \text{ m}^2$. La figura 6.10 muestra la planta y el alzado del edificio pudiendo apreciarse la disposición de los aparatos de apoyo.

La figura 6.11 ilustra el comportamiento del sistema de aislamiento antisísmico utilizado, denominado TASS (*"Taisei Shake Suppresion System"*) que se muestra en la fotografía 6.4. Como se observa, el contacto entre la base y la cimentación se realiza a través de un mecanismo deslizante compuesto por una superficie de acero inoxidable (anclada a la cimentación) y una placa de teflon separada de la base por un taco de neopreno zunchado de 10 cm de altura. El elastómero permite un cierto desplazamiento de la base antes de que se produzca el deslizamiento entre las placas. El coeficiente de rozamiento entre el teflon y el acero inoxidable varía con la velocidad de deslizamiento entre 0.05 y 0.15. Hasta que no se produce el deslizamiento, el periodo fundamental de vibración del edificio es 1.2 s. La base y la cimentación se encuentran unidas por una pieza de cloropreno de 35 cm de diámetro y 15 cm de altura. Esta pieza no soporta ningún peso. Su función es limitar los desplazamientos de la base y proporcionar la fuerza restitutiva que devuelva el edificio a la posición que ocupaba antes del terremoto.

Desde que finalizó la construcción del edificio en Julio de 1988 hasta Marzo de 1990 se registraron más de 50 movimientos sísmicos con aceleraciones por encima de 0.5 m/s^2 sin que las placas deslizaran. La figura 6.12 muestra la relación entre las aceleraciones registradas en la azotea del edificio y la aceleración del terreno (factor de amplificación). Los resultados obtenidos se comparan con las mediciones realizadas en un edificio próximo, de base fija. Se observa que el factor de amplificación del edificio con aislamiento antisísmico es entre un 50 y un 85% menor que el factor de



Fotografía 6.3 Centro de Investigación de Taisei Corporation.



Fotografía 6.4 Centro de Investigación de Taisei Corporation. Sistema de aislamiento antisísmico.

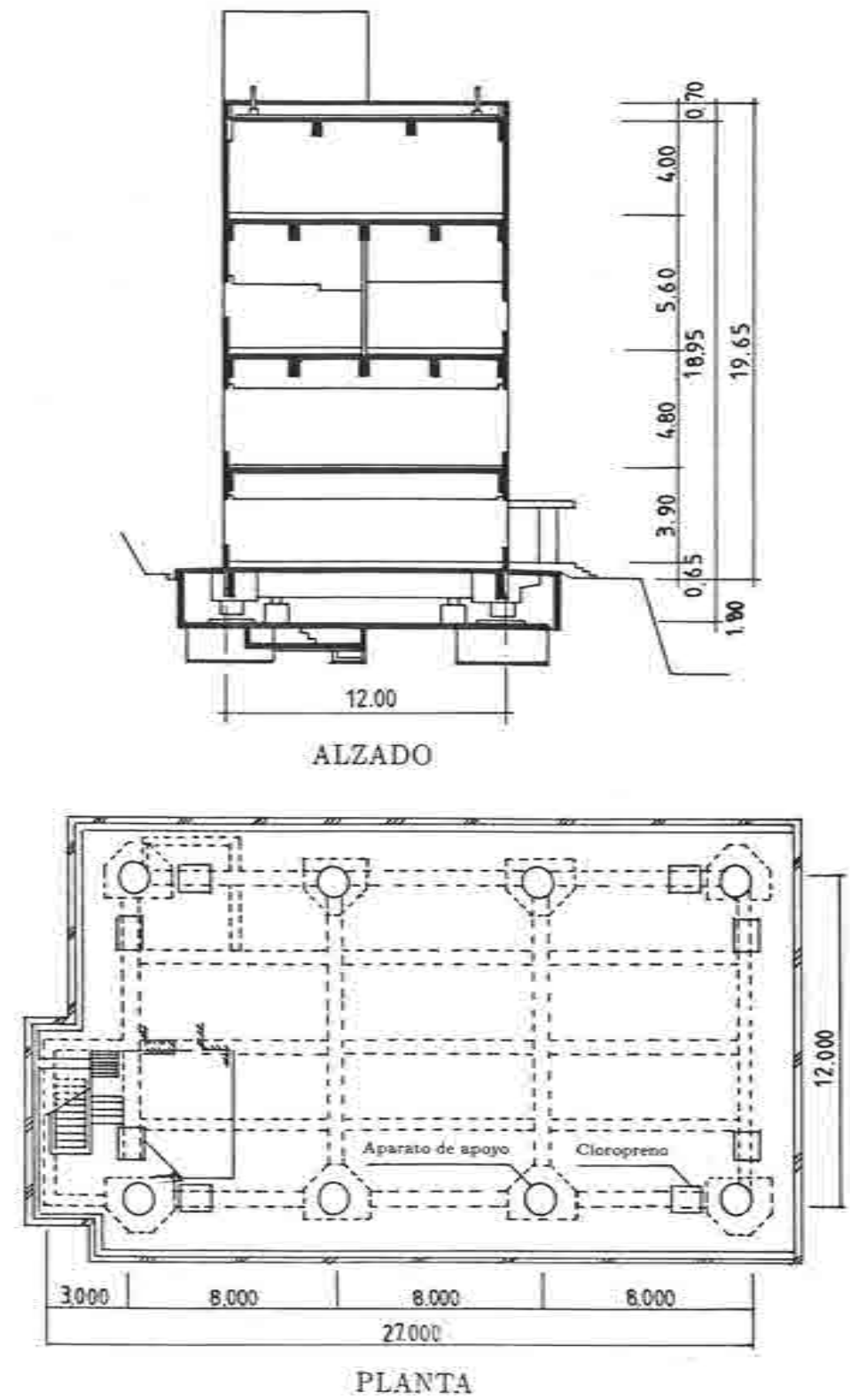


Figura 6.10 Planta y alzado del Centro de Investigación Tecnológica de Taisei Corporation.

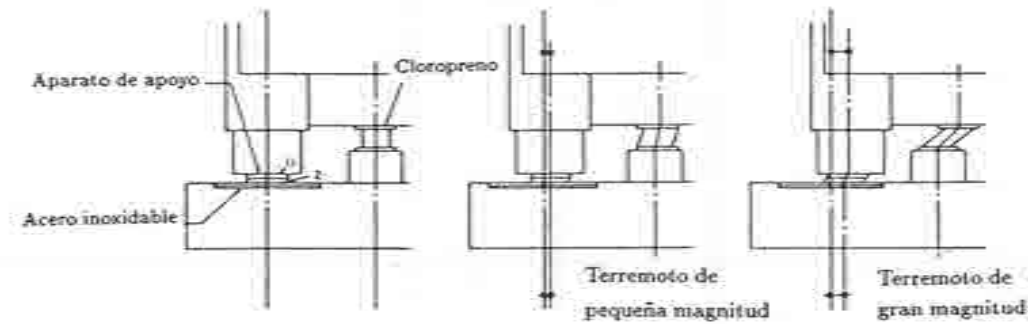


Figura 6.11 Esquema del funcionamiento del sistema de aislamiento antisísmico desarrollado por Taisei Corporation.

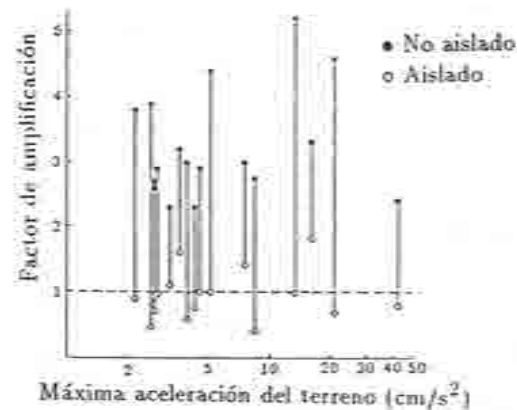


Figura 6.12 Centro de Investigación Tecnológica de Taisei Corporation. Factor de amplificación.

amplificación del edificio con la base fija, lo que demuestra la efectividad del sistema de aislamiento aunque las placas no deslicen.

6.6 FOOTHILL COMMUNITIES LAW & JUSTICE BUILDING, ESTADOS UNIDOS

El edificio que se describe en este apartado fue el primero de Estados Unidos en utilizar el aislamiento de la base como protección antisísmica^(7,10). Se encuentra en el condado de San Bernardino, California, y alberga la delegación de Justicia en la zona. Sus dimensiones en planta son $126 \times 33.5 \text{ m}^2$ y cuenta con tres plantas y un sótano. Su estructura está realizada en acero.

El peso del edificio descansa sobre 98 aparatos de apoyo de neopreno zunchado de alto amortiguamiento situados bajo cada una de las columnas. El elastómero utilizado en la elaboración de los aparatos de apoyo posee unas características que lo hacen especialmente apropiado para el aislamiento antisísmico⁽¹⁰⁾. Es rígido frente a tensiones de corte bajas, lo que supone una frecuencia fundamental de vibración alta en beneficio de un mejor comportamiento del edificio frente al empuje del viento. A medida que las solicitudes aumentan, la rigidez decrece hasta alcanzar un 20% de la rigidez inicial para tensiones de corte del 50%. Frente a tensiones de corte mayores del 100%, el elastómero recupera su rigidez inicial, actuando como un mecanismo de seguridad. El amortiguamiento varía igualmente con el nivel tensional pero de manera menos exagerada, partiendo de un 20% frente a tensiones de corte bajas y reduciéndose hasta un mínimo del 10%, aumentando posteriormente. El amortiguamiento se consideró suficiente haciendo innecesaria la colocación de amortiguadores.

El diseño antisísmico del edificio se realizó en base a un terremoto de magnitud 8.3, supuestamente el de mayor intensidad que puede ocurrir en la Falla de San Andrés, distante 22 km de la zona de edificación. El espectro de respuesta de su acelerograma muestra respuestas aproximadamente uniformes en sistemas de frecuencia de vibración comprendida entre 7.85 rad/s y 36.94 rad/s . La frecuencia fundamental de vibración del edificio sin aparatos de apoyo en la base era de 5.65 rad/s y el aislamiento antisísmico se proyectó para cambiar la frecuencia fundamental a $\pi \text{ rad/s}$, fuera del rango de frecuencias de vibración más sensibles⁽¹¹⁾. El edificio se vio afectado por el terremoto de los Redlands en 1985, de magnitud 4.8⁽¹²⁾. Utilizando los acelerogramas registrados se calcularon las funciones de transferencia entre la azotea y la base, la base y la cimentación y entre la azotea y la cimentación (figuras 6.13(a),(b),(c))⁽¹³⁾. La figura 6.13(a) muestra que la frecuencia fundamental del edificio sin aislamiento ω_s es 12.57 rad/s mientras que de las figuras 6.13(b) y 6.13(c) se deduce que la frecuencia natural del sistema de aislamiento ω_b y la frecuencia fundamental del edificio con aislamiento antisísmico ω_1 son 23.88 rad/s y 10.68 rad/s respectivamente. Estos resultados se verificaron por análisis de identificación⁽¹⁴⁾. Es obvio que estos valores son sustancialmente distintos de los proyectados, $\omega_s = 5.65 \text{ rad/s}$ y $\omega_1 = \pi \text{ rad/s}$. Las diferencias en la

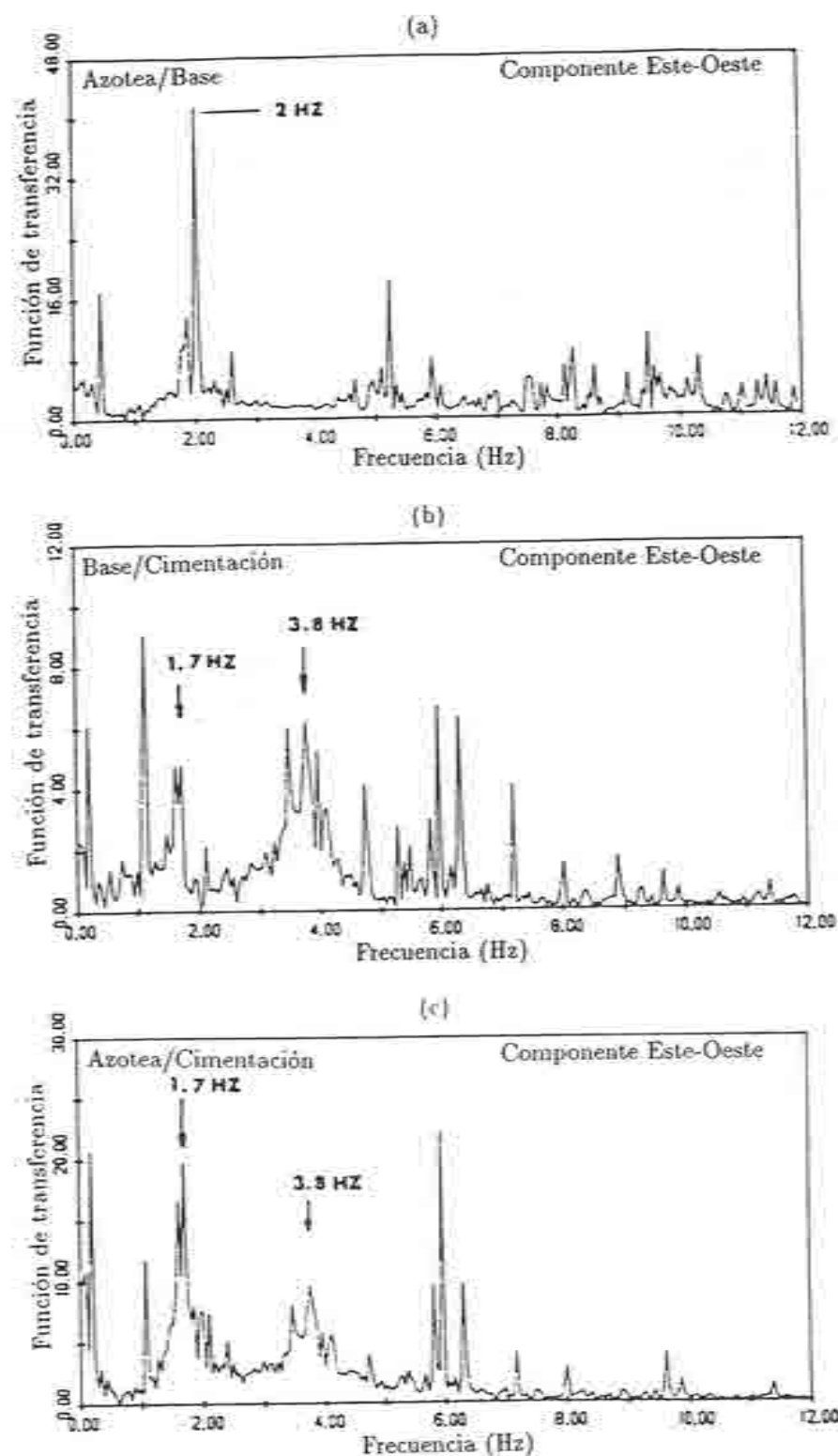


Figura 6.13 Funciones de transferencia calculadas en base a los acelerogramas registrados durante el terremoto de los Redlands en 1985. (a) azotea-base; (b) base-cimentación; (c) azotea-cimentación.

frecuencia fundamental del edificio no aislado se deben a que en los cálculos no se tuvo en cuenta la rigidez de las paredes exteriores. Las diferencias en la frecuencia fundamental de vibración del edificio con aislamiento antisísmico están relacionadas con la estimación de la rigidez de los aparatos de apoyo. La rigidez se calculó en base a una tensión de corte del 50% bajo la cual el módulo de deformación a cortante G vale aproximadamente 7 kg/cm^2 ⁽¹¹⁾. Durante el terremoto de los Redlands las tensiones a que se vieron sometidos los aparatos de apoyo fueron mucho menores, siendo la rigidez de éstos mayor, del orden de 70 kg/cm^2 ⁽¹²⁾. Por lo tanto, la frecuencia del aislamiento durante el terremoto debió ser $\pi \sqrt{70/7} = 9.94 \text{ rad/s}$, valor próximo al registrado realmente. A pesar del pequeño cambio conseguido en la frecuencia fundamental, el aislamiento antisísmico evitó la transmisión de energía a la estructura gracias al amortiguamiento proporcionado por el elastómero. Frente a cargas sísmicas de mayor intensidad, la rigidez de los aparatos de apoyo hubiese sido menor, reduciendo la frecuencia fundamental de vibración ω_1 desacoplándola de la frecuencia de excitación. El edificio se comportó según lo previsto.

6.7 EDIFICIOS CON AISLAMIENTO ANTISISMICO

Los ejemplos presentados en los apartados anteriores son algunas de las aplicaciones prácticas del aislamiento antisísmico de edificios, pero no las únicas. En este apartado se resume la actividad mundial en este campo aunque el extraordinario desarrollo de los últimos años puede traducirse en algunas omisiones por las cuales se piden disculpas. Los casos recogidos se presentan en la tabla 6.1. Para su interpretación es necesario recurrir a las notas que aparecen a continuación.

- (1) **Fecha.** Los datos en formato */** hacen referencia a la fecha de licitación de las obras. Los datos en **negrita** hacen referencia a la fecha de finalización de las obras. Las siglas E. C. significan "En Construcción".
- (2) **Tipo.** Se recoge en esta columna el tipo de aislamiento antisísmico utilizado. Los caracteres en **negrita** se refieren al aparato de apoyo. Las siglas en caracteres romanos se refieren a los amortiguadores empleados. Los aparatos de apoyo son los siguientes:

- C** → El edificio cuelga de cables sujetos a unos pilares que sobresalen de la cimentación.
- AE** → Apoyo elastomérico.
- FP** → Fricción pura.
- AM** → Aparatos de apoyo metálicos.
- AC** → Sistema Alexisimon.
- PC** → Pilotes con camisa.
- NZ** → Aparatos de apoyo del tipo neozelandés.
- EDF** → Aparatos de apoyo desarrollados por la compañía Electricité de France.
- AEV** → Apoyos elastoméricos de varios niveles.
- AEA** → Apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento.
- TASS** → Aparatos de apoyo desarrollados por la compañía Taisei (Japón).

Los amortiguadores son los siguientes:

- RA → Resorte de acero.
 BA → Barra de acero. Sus dos extremos están empotrados.
 AV → Amortiguamiento viscoso. Se consigue por contacto entre una placa metálica y un cuerpo viscoso.
 MA → Ménsula de acero. Uno de sus extremos está empotrado. El otro tiene permitido el giro.
 AH → Amortiguamiento hidráulico.
 AE → Amortiguamiento fruto de la deformación de elastómeros.
 AP → Amortiguamiento fruto de la deformación de piezas de plomo.
 AR → Amortiguamiento por rozamiento.

(3) Material empleado en la estructura. El significado de las siglas que aparecen es:

- HA → Hormigón armado.
 HP → Hormigón pretensado.
 MP → Mampostería.
 PF → Hormigón prefabricado.
 A → Acero.
 M → Madera.

(4) Número de pisos. La cifra que acompaña a la letra P es el número de pisos del edificio. La cifra que acompaña a la letra S es el número de plantas de sótano.
 *: Los edificios construidos en Ucrania a que se hace referencia son de 5, 8 y 9 pisos respectivamente.

(5) Superficie en planta, en metros cuadrados (m^2).

Tabla 6.1- Edificios con aislamiento antisísmico.

Nombre del edificio	País	Fecha	Tipo	Características		
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Edificio	Turkmenistán	1959	C	HA	2P	206
Escuela	Yugoslavia	1969	AE	HA	2P	-
Escuela	México	1972	-	-	3P	-
3 casas Unifamiliares	China	1975	FP	MP	1P	16
3 Edificios de Apartamentos	Ucrania	72-76	AM	HA	*	-
Escuela	Francia	1978	AE	PF	2P	2,002
3 Casas Unifamiliares	Francia	77-82	AE	MP	-	-
Residencia	China	1981	FP	MP	3P	-
Depósito Nuclear	Francia	1982	AE	HA	2P	312
2 Edificios de Oficinas	Grecia	1982	AL	-	-	-
Union House	Nueva Zelanda	1982	PC	-	12PIS	-
William Clayton Building	Nueva Zelanda	1982	NZ	HA	2PIS	-
2 Centrales Nucleares	Francia	1983	EDF	-	-	-
Oiso Kirishitan Museum	Japón	7/85	AE+RA	HA	1PIS	547
Tsukuba Research Building	Japón	11/85	AE+RA	HA	3P	1,330
Central Nuclear	Suráfrica	1985	EDF	-	-	-

Tabla 6.1 (Continuación)- Edificios con aislamiento antisísmico.

Nombre del edificio	País	Fecha	Tipo	Características		
				(1)	(2)	(3)
High Technology Research Building	Japón	2/86	AE+BA	HA	3P	1,624
Oiles Corporation Technical Center	Japón	3/86	NZ	HA	4P	4,765
Takenaka Funabashi Dormitory	Japón	3/86	AE+AV	HA	2P	1,530
Acoustic Laboratory Building	Japón	5/86	AE+MA	HA	1P	655
Oiso Kirishitan Museum	Japón	7/86	AE+RA	HA	1P	293
Acoustic Laboratory Kajima Corporation	Japón	5/86	AE+MA+AH	HA	1P	656
Foothill Communities Law & Justice Building	Estados Unidos	1986	AEA	A	3P1S	4,221
APT Fukumiya	Japón	12/86	AE+RA	HA	3P	681
Shibuya Shimizu Building	Japón	2/87	AE+BA	HA	4P1S	3,385
Research Institute Building	Japón	2/87	NZ	HA	2P	3,952
Inorganic Material Laboratory	Japón	6/87	AE+BA	HA	PB	616
Tsuchiura Office Building	Japón	6/87	NZ	HA	3P	634
Taisei Technology Research Center	Japón	7/87	TASS+AE	HA	3P	1,173
Koushinzuka No. 3 Building	Japón	7/87	AE+BA	HA	2P	476
Bridgestone Building	Japón	12/87	AE+BA+AH	HP	7P	3,373

Tabla 6.1 (Continuación)- Edificios con aislamiento antisísmico.

Nombre del edificio	País	Fecha	Tipo	Características		
				(1)	(2)	(3)
Minami Koshigaya Building	Japón	2/88	NZ	HA	9P	3,537
Ichinoe Dormitory	Japón	2/88	AE+BA	HA	2P	771
Condominium	Japón	2/88	AE+RA	HA	13P	16,394
Clean Room Building	Japón	6/88	AEV+AV	A	1P	406
JAPCO Atagawa Building	Japón	6/88	TASS+AE	HA	PB	140
Ogawa Building	Japón	6/88	AEA	HA	3P	1,186
Asano Building	Japón	6/88	NZ	HA	6P	3,256
Kusukita Building	Japón	8/88	AEA	HA	3P1S	1,044
Ichikawa Corporation House	Japón	12/88	AE+RA+AP	HA	1P	298
Tohoku Electric Corporation Computer Center	Japón	12/88	AEA	HA	5P	10,032
Tokyu Machines Parts Center	Japón	12/88	AEA	HA	1P	255
Gerontology Research Inst.	Japón	12/88	AE+BA	HA	1P1S	1,112
Salt Lake City County Building	Estados Unidos	1988	NZ	MA	4P	3,100
Evans & Sutherland Building	Estados Unidos	1988	NZ	-	3P	1,493
Oiles Rest Home	Japón	2/89	NZ	M	1P	310
Harvest-hills House	Japón	2/89	AE+RA	HA	5P	2,065
Toshin Omori Building	Japón	4/89	AE+BA	HP	8P1S	7,579

Tabla 6.1 (Continuación)- Edificios con aislamiento antisísmico.

Nombre del edificio	País	Fecha	Tipo	Características		
				(3)	(4)	(5)
Haseko House	Japón	4/89	AE+RA +AP	HA	2P	681
Minami Otsuka Building	Japón	4/89	NZ	HA	11P2S	6,020
Tobishima Technology Institute Building	Japón	4/89	AEA +AE	HA	2P	478
Fukusumi Building	Japón	6/89	AE+AP AR	HA	5P	4,407
Maeda Corporation House	Japón	6/89	NZ +AEA	HA	3P	653
Toho Gas Yokkaichi Center	Japón	8/89	TASS +AE	HA	2P	1,800
Toda Tsuduma Dormitory	Japón	8/89	AE+BA	HA	1P	202
Yamada House	Japón	10/89	NZ	M	1P	214
Koganei Corporation House	Japón	10/89	NZ	HA	2P	714
Operation Center	Japón	10/89	NZ	HA	1P1S	8,657
Urawa Kogyo Kuki Factory	Japón	12/89	AEA	HA	4P	1,525
Wellington Central Police Station	Nueva Zelanda	1989	PC+AP	HA	9P1S	-
Kokudo Kaihatsu Technical Institute	Japón	2/90	AE+AV	HA	2P	955
Nokyo Hiroshima Center	Japón	2/90	NZ	HA	2P	5,423
C-1 Building	Japón	2/90	NZ	HP	6P1S	44,621
Fluid Dynamics Institute	Japón	2/90	AE+AV	HA	2P	628

Tabla 6.1 (Continuación)- Edificios con aislamiento antisísmico.

Nombre del edificio	País	Fecha	Tipo	Características		
				(3)	(4)	(5)
Mitsui Kashiwa Factory	Japón	4/90	AEA	HA	3P	2,187
Tsukuba Technical Institute	Japón	4/90	AE+AP +AR	HA	1P	908
Nishimatsu Yamato Dormitory	Japón	6/90	AE+BA	HA	7P	1,922
Kawaguchi Dormitory	Japón	6/90	NZ	HA	3P1S	659
PNC Computer Center Building	Japón	6/90	AE+AP	HA	13P	3,310
Ando Technical Institute	Japón	6/90	NZ	HA	2P	1,930
Tokyo Rubber Corporation House	Japón	9/90	AE+BA +AH	HA	6P	3,520
Aoki Technical Institute Head Office	Japón	11/90	NZ	HA	3P1S	4,400
Itoku Building	Japón	11/90	AE+MA	HP	7P1S	2,182
Dainippon Doboku Ichigao Dormitory	Japón	11/90	AE+AP	HA	3P	1,185
ENICON Computer Center	Japón	11/90	AE+BA +AP	A	5P	10,962
Chubu Electric Power Company Building	Japón	5/91	NZ	HP	5P	15,825
Chubu Electric Power Company Building	Japón	5/91	AEA	HP	5P	15,825
Hospital	Estados Unidos	E.C.	NZ+AE	A	7P	355
Fire Department Facility	Estados Unidos	E.C.	AEA	A	1P	-
Rockwell International	Estados Unidos	E.C.	NZ	HA	9P	-

REFERENCIAS

1. ***, "Base Isolation/Vibration Control. Construction Methods and Application Examples" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Obayashi Corporation, 105-116, 18-23 Agosto 1991.
2. J. Stanton y C. Roeder, "Advantages and Limitations of Seismic Isolation", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 7(2), 301-323, 1991.
3. J. M. Kelly, "Modern Implementation of Base Isolation in Japan", Publicación del Curso "Theory, Testing and Implementation of Seismic Isolation Systems", Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 13-14 Octubre 1988.
4. ***, "Practical Applications of Seismic Response Control System and Isolation System" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Kajima Corporation, 73-84, 18-23 Agosto 1991.
5. ***, "Base Isolation and Control System" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Shimizu Corporation, 137-148, 18-23 Agosto 1991.
6. I. G. Buckle y R. L. Mayes, "Seismic Isolation: History, Applications, and Performance—A World View", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 6(2), 161-202, Mayo 1990.
7. I. Nagashima, S. Kawamura, K. Kitazawa y M. Hisano, "Study on a Base Isolation System", *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Princeton University, Princeton, New Jersey, 22-24 Junio 1987.
8. S. Nagarajaiah, "3D-BASIS: A Computer Program for Nonlinear Dynamic Analysis of Base Isolated Structures", *Bulletin of the National Center for Earthquake Engineering Research*, 5(4), Octubre 1991.
9. ***, "Development on Base Isolation & Response Control System" en "Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures", *Special Issue for the Exhibition of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 11)*, Tokyo, Taisei Corporation, 157-168, 18-23 Agosto 1991.
10. J. M. Kelly, "Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(3), 1986.
11. A. G. Tarics, D. Way y J. M. Kelly, "The Implementation of Base Isolation for the Foothill Communities Law & Justice Center", *Report to the National Science Foundation and the County of San Bernardino*, 1984.
12. M. J. Huang, A. F. Shakal, D. L. Parke, J. T. Ragsdale y R. W. Sherburne, "Processed Data from the Strong-Motion Record Obtained at a Base Isolated Building in Rancho Cucamonga, California, During the Redlands Earthquake of 2 October 1985", *Report No. OSMS 86-01*, Office of Strong Motion Studies, Division of Mines and Geology, Department of Conservation, California, 1986.
13. B. C. Lin, I. G. Tadjbakhsh, A. S. Papageorgiou y G. Ahmadi, "Response of Base-Isolated Buildings to Random Excitations Described by the Clough-Penzien Spectral Model", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18, 49-62, 1989.
14. A. S. Papageorgiou y B. C. Lin, "Study of the Earthquake Response of the Base-Isolated Law & Justice Center in Rancho Cucamonga", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18(8), 1189-1200, Noviembre 1989.