

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO.

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN

**ANÁLISIS INELÁSTICO:
UN ENFOQUE MODERNO CON
LOS SISTEMAS DE DISIPACIÓN SÍSMICA.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
JUAN CARLOS DELGADO TREJO

ASESOR
ING. CARLOS ARCE LEÓN

JULIO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO.

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

ANÁLISIS INELÁSTICO:

UN ENFOQUE MODERNO CON LOS SISTEMAS DE DISIPACIÓN SÍSMICA.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

JUAN CARLOS DELGADO TREJO

ASESOR

ING. CARLOS ARCE LEÓN

JULIO 2013

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a toda la gente que me ha apoyado a lo largo de estos 28 años de desempeño profesional es muy complicado, ya que somos producto de todas las personas, Familiares, Amigos y Conocidos que para bien o para mal han determinado muchas de las pautas y aprendizajes de nuestras vidas, por eso somos animales sociales producto de las relaciones humanas, las cuales nos forman, en todos los sentidos....

Intentare hacer un resumen para Agradecer a los más importantes:

A mi Esposa Alma Edith Rodriguez Servin..... por insistir y resignarse por 28 años a estar con un pasante de Ingeniero Civil, pero nunca perder la confianza que terminaría.

A mis Hijos Carlos Hugo y Alan Antonio.....por crear sus caminos, no atrás de mí, sino al lado, y algunas de las veces, guiándome en este mundo moderno y digital.

A mis Padres, Carlos Juan Delgado y Lucila Trejo... aunque fallecidos, siguen siendo la luz en mi camino, y agradeciendo haberme dado la vida.

A mis hermanas Ivonne, Rocio y Lilí.....que apoyaron este trabajo con su admiración.

A mis Maestros de toda la vida.... Carlos Arce León y Carlos González Flores, que tuvieron la paciencia de guiarme y a pesar de mi tozudez, enseñarme Ingeniería.

A mis Suegros, Bertha Servín y Roberto Rodríguez, y a mis Tíos Lourdes Alfaro y Antonio Arellano,.... quienes nunca cuestionaron mis razones para tardar tanto en escribir esta tesis.

A todos que en el camino me enseñaron y me apoyaron en el desarrollo de mis convicciones y conocimientos como amigos y en ocasiones como críticos.

Juan Carlos Delgado Trejo.



“La Ingeniería es, en esencia, una artesanía; la gloria de los ingenieros es que son artesanos y artistas, por lo que siguen métodos sistemáticos y ordenados, y son altamente resistentes y antagonistas hacia el exceso de reglamentación. Ellos demandan libertad en su arte, libertad para volver a crear, para ordenar de nuevo. Los diferentes pensadores dan un grado de énfasis variable a la importancia de las relaciones humanas, al génesis, al análisis, a la síntesis, a la creación de nuevos conceptos, al estudio de fenómenos conocidos, o al ensamble de cosas antiguas para hacer otras mejoras.”

“La ingeniería nos es sencillamente la ciencia matemática. Debe abordarse con un sentido de la proporción y de la estética. En tanto que los ingenieros tratan con hechos que son mensurables, usan las herramientas matemáticas para combinarlos y deducir conclusiones; pero, en muchas ocasiones, los hechos no están sujetos a mediciones exactas, o bien, las combinaciones de ellos son, de por sí, inconmensurables..... La labor de los ingenieros está íntimamente conectada a las costumbres de los humanos (de la Sociedad Humana), así como a los hechos materiales (a la Historia Humana)”

Hardy Cross
Ingeniero Civil Estadunidense
(1885-1959)
“Ingenieros y las Torres de Marfíl”
Ed. Mac Graw-Hill

i. INTRODUCCIÓN

Se realiza un breve resumen sobre los avances en los últimos 28 años en el área de la Ingeniería Sísmica, y el control de los daños a las estructuras, ocasionados por los terremotos.

i.01. Planteamiento del Problema

El interés surge a raíz de la inquietud ocasionada por los sismos que sufrió la Ciudad de México, los días 19 y 20 de septiembre de 1985, los cuales dejaron una huella indeleble en los comienzos de la práctica profesional de muchos ingenieros, inclinando las preferencias profesionales por el área de las estructuras, y reconociendo el papel social del Ingeniero Civil para con sus semejantes, lo que me ha llevado a lo largo de 28 años a investigar y estar al tanto de la vanguardia en el área de la Ingeniería Sísmica y la mitigación de riesgos.

A lo largo de estos veinte y ocho años, el desarrollo de las teorías y los cambios que éstas han ocasionado ha sido considerable, y como lo justificó el fin del milenio, en este siglo XXI, se aprecian grandes cambios en los criterios de análisis y diseño estructural, así como en los reglamentos y códigos de la práctica profesional.

Se recopila en la primera parte una clasificación de los sistemas de disipación sísmica de acuerdo a lo que diferentes autores e investigadores que a lo largo del mundo han publicado sobre estos sistemas. Muchos de los artículos que se citan han sido extraídos de las memorias de los Congresos Mundiales de Ingeniería Sísmica (World Conference on Earthquake Engineering), tales como:

- 11 WCEE, en Acapulco Guerrero, México,
- 12 WCEE, en Auckland, New Zealand,
- 13 WCEE, en Vancouver, Canadá,
- 14 WCEE, en Beijing, China,
- 15 WCEE, en Lisboa, Portugal,

En estos viajes y algunos otros realizados a las conferencias técnicas de ingeniería estructural se ha tenido la oportunidad de visitar varias de las edificaciones que aquí se comentan y que poseen sistemas de disipación sísmica, y esto les ha permitido resistir adecuadamente los sismos en los lugares que se encuentran ubicadas.

En algunos de estos viajes se ha dado la ocasión de platicar con los diseñadores e ingenieros estructurales de las obras visitadas, lo que ha permitido conocer muchas de las características y decisiones que llevaron a buen término la construcción e implementación de los sistemas.

En estos contactos que en la actualidad se han multiplicado por las redes sociales, han servido para continuar en contacto con muchos de ellos e intercambiar un gran volumen de información (videos, fotos, artículos) sobre el tema. Esto a lo largo de los 28 años de investigación ha complicado y convertido en un gran reto la redacción y terminación del trabajo, ya que mucha de la información ha tenido que ser descartada por ser imposible colocar en estas hojas tanta información, y desechar los videos por ser muy difícil resumir tantas horas en tan poco espacio y tiempo.

El impacto actual de los sismos y los daños en las estructuras que son los espacios donde se desarrollan las actividades de la sociedad humana, es global y con alcances económicos de largo plazo en las sociedades involucradas y en las que están en relación comercial con la afectada, siendo cada día mayor el impacto, aunque el número de víctimas mortales se reduce, el impacto económico y el costo social se incrementan de manera desmedida.

La globalización que es un tema tan trillado hoy en día, también nos ha alcanzado a áreas hasta hace poco tan ajenas a estos temas, que es imperativo tomar los aspectos positivos de esta globalización y usarlos en nuestro beneficio, con la comunicación constante y el intercambio de información que permita el crecimiento de la investigación y el desarrollo tecnológico que permita hacer frente al tema de la Prevención de Desastres Naturales de una manera más efectiva, reduciendo el impacto negativos de los Desastres en la economía y aspectos sociales del mundo.

El tema del ingeniero estructural para los años venideros es tomar en cuenta no solo los riesgos, sino su costo para la sociedad moderna, es decir convertiremos el tema del "Risk Management" en una parte de la memoria de cálculo de nuestras estructuras proyectadas. Los riesgos ocasionados por la decisión estructural del Comportamiento de las edificaciones ante un sismo severo, son decisión ya no solo económica del costo inicial del proyecto, sino que contemplan conceptos de Interrupción de la Operación del Edificio en cuestión, que en ocasiones puede llegar a ser mucho más costoso que la inversión inicial por la necesidad de la continuidad de las operaciones sobre todo después de un terremoto intenso, por ejemplo: Hospitales, Centrales de emergencias, Escuelas, y otros edificios de operación indispensable para la continuidad de los Gobiernos y la Sociedad.

Los últimos eventos extraordinarios que han tenido gran impacto son: el terremoto Chile, sucedido en 2010 y el Tsunami de Japón (Fukushima) el 11 de marzo de 2011, los cuales son un claro ejemplo del impacto a nivel mundial de estos eventos.

El Tsunami de Sendai, en Japón, mejor conocido como el terremoto de Fukushima por la Planta Nuclear, en cual sucedió las cercanías de una de las plantas que fabricaban un compuesto químico que usaban en la actualidad las armadoras de coches para producir el color plata de las carrocerías de los automóviles de mayor demanda a nivel mundial.

Al dañarse la Planta descrita, el compuesto que formaba parte de este color para los carros sufrió un descenso en sus existencias en lo que se reparaba adecuadamente la planta para volver a producir el color, incluso trasladando parte de la producción de este compuesto a otras plantas emplazadas en otras regiones, por el problema de la radiación, a pesar que no había tenido fallas estructurales la planta corría el riesgo de quedar en la zona de exclusión por Radiación de los reactores de la Planta Eléctrica de Fukushima.

Todo lo anterior impactó la producción mundial de carros color plateado, retrasando la entrega de este color hasta dos meses a los clientes de otras partes del mundo.

Por todo lo anterior, cada día es más inminente que el tema de los sistemas de disipación sísmica, se conviertan en una solución cotidiana a las estructuras que se van a construir en el futuro y una solución costeable a la reducción del daño de las estructuras existentes tanto históricas como de reciente construcción.

i.02. Objetivo y Alcances de la Investigación

En el trabajo se realizó una jerarquización de los temas más interesantes y ejemplificativos del tema, sobre todo con el objetivo de afirmar la tesis siguiente:

Que en el presente siglo XXI la filosofía de diseño estructural deberá enfocarse a disipar la energía sísmica y de otro tipo de cargas accidentales con un comportamiento inelástico de dispositivos perfectamente localizados e intercambiables, en lugar de continuar concentrado este comportamiento inelástico en los elementos estructurales que conforman la estructura, en una sociedad donde ya no solo se debe cuidar la vida humana, sino también la operación y uso de las instalaciones que permiten mantener el nivel de vida de esta sociedad a la que hoy en día nos debemos.

El trabajo se puede considerar una pequeña monografía sobre el tema, y pretende ayudar a tener un panorama general y amplio de las posibles expectativas de lo que nos depara el futuro, de ninguna manera puede abarcar todos los temas relacionados con la Ingeniería Sísmica, ni pretende ser un texto completo del tema.

i.03. Contenido de la Investigación

Como parte de la experiencia profesional que ha tenido el autor de este trabajo de tesis en el área de Finanzas ha permitido comenzar a consolidar en el crisol de los nuevos tiempos, una integración necesaria entre la Ingeniería Sísmica y la Finanzas en un equilibrio a través del tema de los proyectos de inversión.

Primeramente se examinará un poco los fundamentos que permiten cimentar la Ingeniería sísmica a modo de demostración de cómo se ha llegado a los avances recientes. Posteriormente se hará un repaso por la historia de los esfuerzos en la reducción del daño sísmico y el origen de la disipación de la energía sísmica, así como una propuesta de clasificación de los sistemas de disipación, continuando en los siguientes capítulos con una muestra de los avances en los últimos años a lo largo del mundo en el tema de la reducción de daño,

finalmente en las conclusiones y con una propuesta de filosofía de diseños futuros, el presente trabajo deberá de servir para arrancar otros estudios del tema, a través de nuevos derroteros que nos lleven a propuestas totalmente diferentes e interesantes que nos permitan mejorar nuestro entorno y a la sociedad, la cual siempre nos encomienda lo más valioso que tiene, y que es la vida humana.

Aquí se abarca información de los países que más han avanzado en el tema, y de las experiencias exitosas que han tenido. Se muestran los dispositivos y su clasificación, con fotografías que en su mayor numero, son de las estructuras ya terminadas. Cuando ha sido posible se han colocado fotografías de los procesos constructivos para ejemplificar la colocación inicial de los dispositivos.

La información contenida en las gráficas del crecimiento que este tipo de sistemas de disipación sísmica en los últimos años a nivel mundial muestran la ineludible necesidad de seguir investigando e implementando estos sistemas para evitar daño a las sociedades donde ocurren los sismos de manera más continua, y cuyos resultados se multiplican a los demás países de manera inmediata, afectando aun estando alejados del epicentro del terremoto.

Por ultimo en las conclusiones se propone una secuencia de diseño estructural que se alinea con los conceptos de Disipación Sísmica y Diseño por Desempeño, proponiendo tener en cuenta el concepto de "Business Interruption" (Interrupción del Negocio), para la evaluación y validación financiera de estos procesos estructurales ante una toma de decisión de utilizar estos dispositivos de disipación sísmica de manera inteligente y justificada, permitiendo su uso y aplicación para reducir el impacto de los terremotos en nuestra Sociedad.

Juan Carlos Delgado Trejo
20 de enero del 2013.

I. Filosofía del Diseño Estructural

A continuación se revisa brevemente los detalles de la filosofía de diseño de las estructuras de concreto y acero que en su mayor parte sirven de solución a los problemas de espacios para el desarrollo de las actividades humanas.

Con este se establecerán las bases de arranque del estudio de los terremotos y sus impactos en las edificaciones.

El comentario inevitable es el impacto que tuvo en los mexicanos profesionistas de la Ingeniería y arquitectura de nuestro país son los terremotos del 19 y 20 de septiembre de 1985, los cuales dejaron una marca en nuestras vidas, que hasta la fecha produce ecos en nuestro espíritu que nos guían a mejorar profesionalmente día a día, y a cuestionarnos constantemente de las mejoras que podemos producir para la seguridad de la sociedad. Un tema ineludible es el cuestionamiento de los fundamentos de la filosofía de diseño estructural que actualmente se tiene.

En la actualidad la escases de los recursos naturales y el cada día más alto costo de los recursos renovables nos lleva a buscar la optimización de todo nuestro entorno, por eso unos de los cimientos de la ingeniería, que es el daño estructural como parte de los sistemas de defensa de las edificaciones ante las cargas accidentales como viento y sismo, nos lleva a cuestionarnos si es una decisión correcta el desperdicio de estos recursos ante un daño que hará inutilizable la estructura, salvaguardando la vida humana, pero impidiendo que esta continúe su diario proceder. Este puede ser un costo tan alto, que cada vez más, la sociedad actual se niega a pagar.

Uno de los grandes aprendizajes que ha permitido entender esta situación, es la comprensión del concepto del Análisis Inelástico y sus implicaciones en la Filosofía de Diseño Estructural que actualmente fundamenta nuestros reglamentos y códigos de Diseño Estructural, y es un aspecto que el Maestro Mario Paz ha estudiado bastante en su libro (Paz, Mario, 1995), donde hace una comparativa muy extensa entre los códigos Internacionales. Por eso ante los Sismos actuales y su impacto en la Sociedad, debiéramos preguntarnos si no es necesario comenzar a establecer mejores bases para los mismos Reglamentos que nos rigen y comenzar en el siglo XXI a fincar nuevas y mejores prácticas más acorde con el Desarrollo Tecnológico

actual, que impacta todas nuestras actividades como profesionales del ramo de la Ingeniería Civil.

La Bibliografía expuesta al final del presente trabajo sirve de base a otras investigaciones para profundizar en el tema. Esta ha sido realizada pensando en servir de marco de referencia muy general, para una investigación más profunda, hará falta una búsqueda de las publicaciones recientes sobre el tema para actualizar los datos con las últimas investigaciones que se han realizado del momento de elaboración del presente trabajo a la fecha.

I.01. Antecedentes

Sirva como antecedente una breve descripción del origen e historia de la Ingeniería estructural y la Ingeniería Sísmica en el mundo, la cual ha avanzado desgraciadamente, a pasos que están en función de los cataclismos que ha sufrido la sociedad humana en sus diferentes etapas. Para mayor referencia se puede ver el libro de Francis D.K. Ching (Ching, 2011), Historia Universal de la Arquitectura.

En un principio, es posible que el conocimiento empírico de la construcción haya sido transmitido de Maestro a aprendiz, de ahí la creación de simbolismos en torno al tema de la arquitectura y las escuelas de constructores. El diseñador de la estructura, quien generalmente era también el constructor, era el que definía el Sistema Estructural de su Obra. En cada Cultura, su arquitectura quedo marcada por el tipo de Sistema Estructural del cual disponían, y su creación giraba en torno a ella.

Durante mucho tiempo, los materiales clásicos de construcción del hombre, fueron el



Ilustración I-1.- Edificaciones Sirias

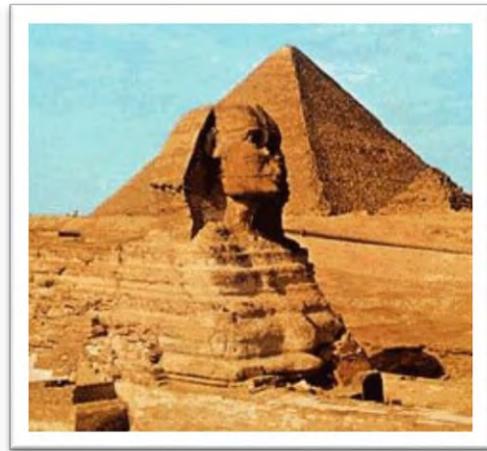


Ilustración I-2.- Pirámides Egipcias

barro (adobe) y la madera, como lo demuestran restos de varias culturas. La piedra formaba parte de las construcciones que constituían edificios de tipo religioso o de importancia política.

Es en la antigua Mesopotamia, donde los sirios, (Ilustración I.1) construyeron grandes ciudades, las cuales se pueden considerar las primeras urbes humanas, con solo piedra, adobe y madera. Su base de sustentación estructural es la cohesión del adobe después de ser pasado por calor.

Después, los egipcios realizan las fenomenales construcciones de sus pirámides y templos, como la de Keops y el Templo del Valle de los Muertos. Estas estructuras como las pirámides (Ilustración I.2) se mantienen principalmente por una construcción monolítica de grandes dimensiones, hecha de piedra, en cuyo interior se sustentan una serie de túneles, que permiten llegar a las cámaras mortuorias siendo básicamente de grandes bloques de piedra apilados literalmente unos sobre otros de manera milimétrica. Se



Ilustración I-3.- El Partenón, ícono de la cultura griega

puede decir que su base de trabajo estructural era por gravedad.

Los griegos se caracterizaron por el uso de sus grandes construcciones con un sin número de columnas, ya que sus materiales no resistían grandes claros. De esta manera solo podían salvar el claro generado por sus capiteles y sus elementos portantes. Aún se puede ver hoy en día obras tan monumentales como el Partenón, en Atenas (Ilustración I.3). A este punto regresaremos más adelante cuando revisemos como comenzaron a utilizar el aislamiento sísmico los griegos en sus construcciones, en una zona tan sísmica como lo es Grecia, solo se comenta brevemente que el Partenón posee doble placa de cimentación, conformando el piso, y esto permite que en los terremotos, las placas deslicen entre sí, disipando energía del sismo.

Los romanos hicieron una muy importante aportación a la ingeniería, la cual fue el arco, que les permitió construir los primeros puentes e impresionantes acueductos.

El concepto del arco, aunque elemental, puede considerarse un importante avance para salvar grandes claros, son materiales que resisten exclusivamente compresión. Su utilización fue extensa en puentes, acueductos (Ilustración I.4), y sobre todo en el Impresionante Coliseo Romano, que a su vez es uno de los primeros Estadios o Arenas con fines competitivos de la historia.

Podemos observar que la utilización de los arcos en los acueductos, es claro que era "lineal" y se apilaban secuencias de arcos uno sobre otro para salvar grandes distancias, también en "porticadas" que tenían secuencias lineales de arcos en sentidos perpendiculares, como en el Mercado Romano.

La innovación que permitió la construcción del Coliseo Romano es "doblar" las porticadas de arcos de manera circular, permitiendo construir el primer "estadio" para espectáculos, el cual funciono por más de 500 años, presentando incluso espectáculos navales, ya que poseía un interesante sistema hidráulico para llenar y posteriormente vaciar el centro del mismo, donde se presentaban Batallas Navales.

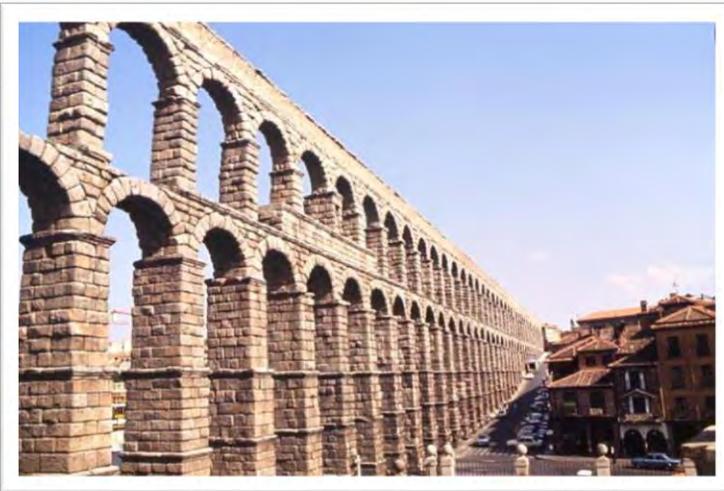


Ilustración I-5.- Acueducto Romano, utilización del arco como elemento estructural



Ilustración I-4.- Coliseo Romano, primer foro deportivos

Originalmente llamado Anfiteatro Flavio (*Amphitheatrum Flavium*), en honor a la Dinastía Flavia de emperadores que lo construyó, y pasó a ser llamado *Colosseum* por una gran estatua ubicada junto a él, el Coloso de Nerón, no conservada actualmente (ilustración I.5).



Ilustración I-6.- Panteón Romano, y su cúpula romana con su "óculo"



También se construye el Panteón romano, el cual posee una cúpula de dimensiones impresionantes para su época. La cúpula es un elemento estructural que lleva el concepto del arco (que normalmente se puede expresar como “bidimensional” a un plano tridimensional) permitiendo crear claros impresionantes en dos sentidos perpendiculares. El Panteón Romano (el cual estrictamente hablando es un templo a los dioses Romanos, que luego se usó como Mausoleo) tiene un “óculo”, es decir un hueco en la parte más alta de la cúpula para que entre la luz al anfiteatro formado por la misma (Ilustración I.6).

Hacia el fin del imperio romano, en Constantinopla se da el contacto con los árabes por lo cual se comienza la construcción de elementos arquitectónicos esbeltos y redondos (llamados minaretes e inspirados en las mezquitas árabes), así como la continuación de la construcción de cúpulas. El concepto de la construcción genera en un principio las sociedades masónica que tienen el conocimiento de la posibilidad de construcción de los arcos y las cúpulas, con la llamada “clave de bóveda”, el secreto mejor guardado de las primeras sociedades de albañiles y constructores, ya que era la última piedra colocada en el arco que permitía quitar el andamiaje y convertir la carga sobre el arco o la cúpula en compresión y así mantener estable la construcción.



Ilustración I-7.- Basílica de San Pedro, en Roma hacia 1630



Ilustración I-8.- Castel San Angelo, en Roma

Durante el período de la Edad Media, existe poco avance en cuanto a construcciones se dice, tan solo se construye elementos estructurales cada vez más fuertes para resistir el asedio de los bárbaros, y los castillo se construyen en espesores de muros cada vez más grandes y más altos, así como torres de castillo que buscan dominar los terrenos aledaños cada vez más lejos (Ilustración I.8).

En el término de la Edad media, se comienzan a realizar también cambios en las soluciones arquitectónicas, y se comienza a usar los contrafuertes y las ojivas góticas en las iglesias, así como las cúpulas. Se comienza a gestar nuevamente el desarrollo de las grandes construcciones y el recuperar los conocimientos perdidos por la edad oscura.

De este período es la Basílica de San Pedro (Ilustración I.7) en Roma y la Catedral de Notre Dame (Ilustración I.9) en París. Este período se construye en base a prueba y error, ya que se comenta en libros de historia que la nave principal de la Catedral de Notre Dame se derrumbó varias veces antes de que se hiciera la aplicación del proceso constructivo correcto de los contrafuertes góticos que sostenían las caras laterales de la Nave Principal a base de nervaduras que descargan en el contrafuerte y eran sostenidas por el peso de las estatuas colocada sobre el contrafuerte y por peso propio estabilizaban la descarga de la nervadura.

Este tipo de elementos estructurales permitieron la construcción de las grandes cúpulas y altos edificios con claros amplios que normalmente se utilizaron en la construcción de Iglesias y Catedrales.

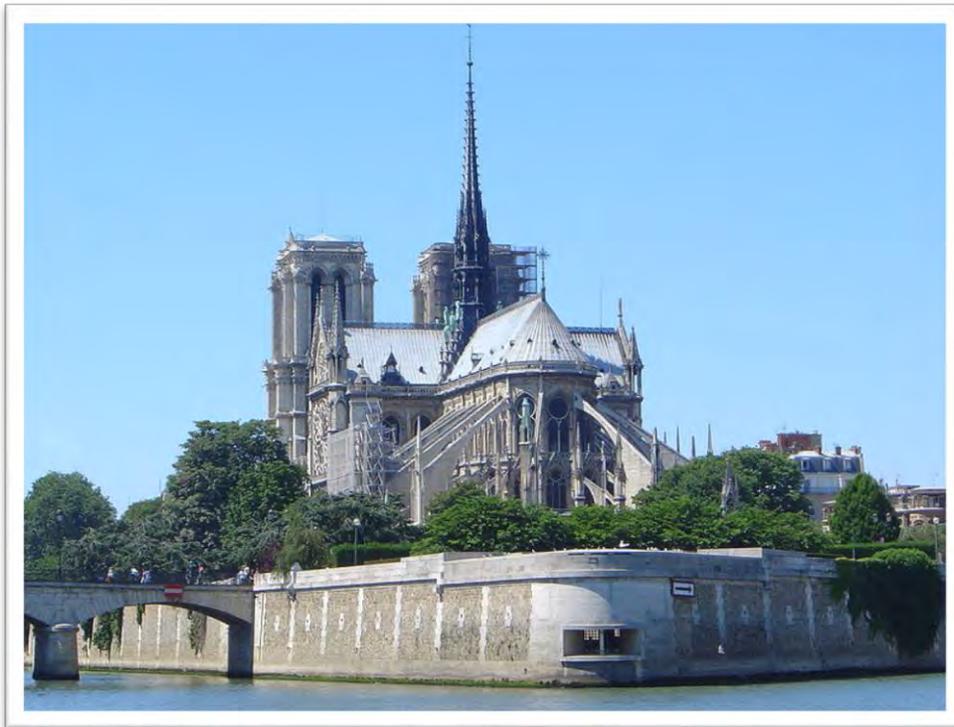


Ilustración I-9.- Catedral de Notre Dame, en París, vista posterior con los contrafuertes

Es a finales del siglo XVIII y principios del XIX cuando se comienza a utilizar el hierro como elemento estructural.

Hasta aquí, el diseño y construcción era una tarea que no tomaba en cuenta de manera consciente los elementos de carga ocasionados por la naturaleza, y las construcciones eran todo, menos económicas, ya que la mano de obra generalmente eran esclavos y no se

escatimaba en materiales para su construcción. Las grandes obras contaban con todos los elementos para perdurar.

Prueba del sobre diseño, es un puente del período romano, el cual se encuentra en la región del sur de España, el cual sirvió para soportar el paso de un transformador muy pesado (200 ton) y un puente moderno en la cercanía, no soportaría su paso.

A finales del siglo pasado, podría decirse que comenzó el estudio sistemático y científico de los desastres naturales. Ahora, con la búsqueda de la economía en la construcción racional, es cuando se desarrollan la planeación de los eventos.



Ilustración I-10.- Ciudades Verticales, Finales del siglo XX y comienzos del Siglo XXI

En los inicios del siglo XX, es cuando el concepto del valor del terreno (por su ubicación) comienza a cambiar la forma en que se construían las estructuras, ya que la tener ubicación en las grandes concentraciones urbanas (ciudades) se comienza a desarrollar el concepto de edificios o rascacielos, porque al tener un alto valor por la ubicación, se comienza la necesidad de tener el máximo aprovechamiento con construir el mayor número de metros cuadrados utilizables por cada metro cuadrado de terreno.

Comienza entonces la búsqueda de nuevos materiales que puedan con los nuevos requerimientos que tiene la sociedad para poder cumplir la expectativa moderna de “construir hacia arriba”. Con esto comienza formalmente la construcción de rascacielos, que se puede considerar como ciudades verticales, prueba de ello son la torre Eiffel, las torres petronas y el World Trade Center (Ilustración I.10).

De este concepto surge entonces el reto de hacer más eficientes los materiales y obtener resistencias más altas para poder construir cada vez, edificios más altos y de esta manera obtener más metros cuadrados rentables por cada metro cuadrado construido.

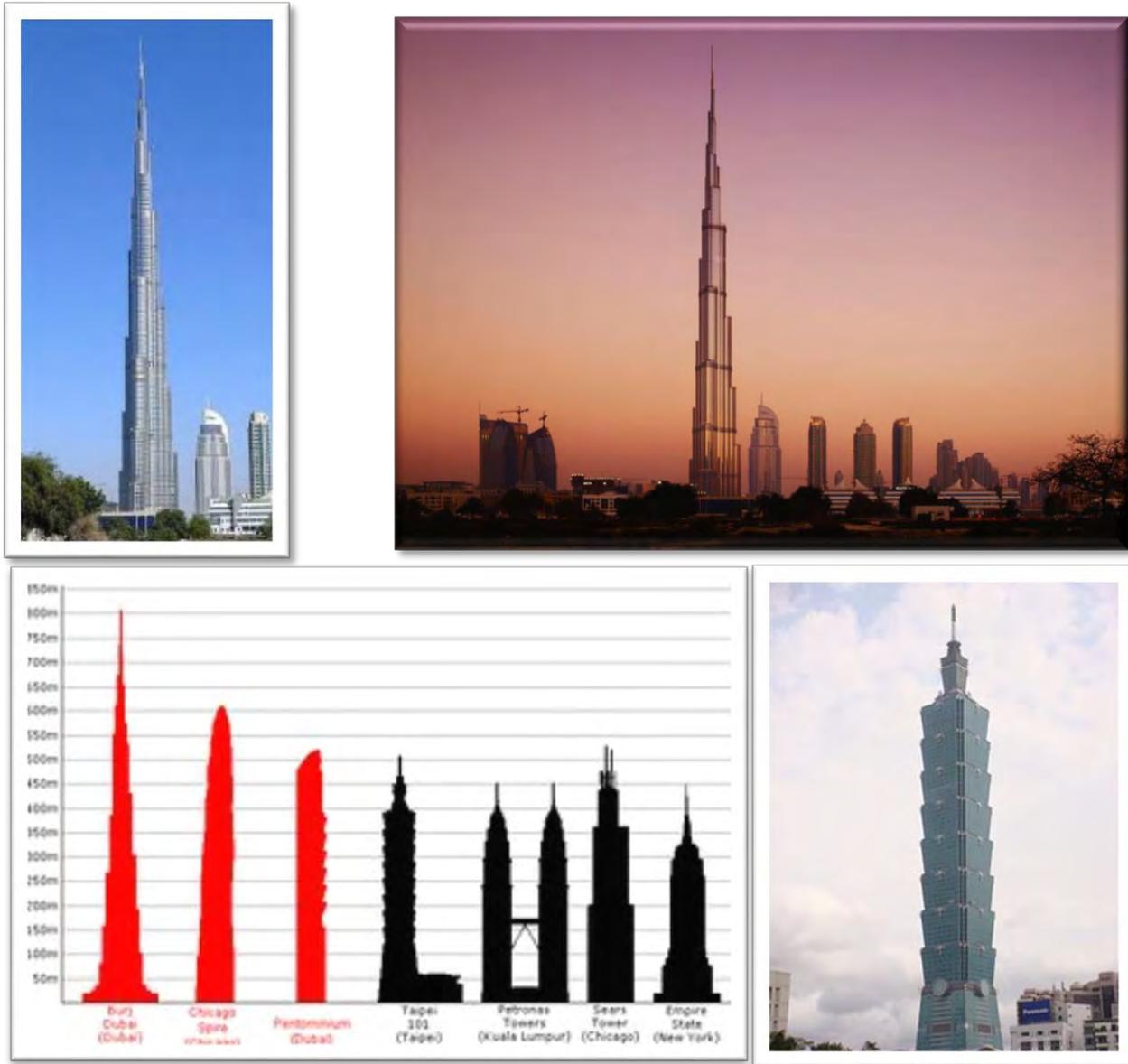


Ilustración I-11. Edificios Altos, Torre Árabe en Dubaí, el Taipéi 101, en Asia

Actualmente existen varios proyectos en proceso con elementos realmente retadores, que se encuentran en proceso de, mediante una Ingeniería extrema, hacerse realidad (Ilustración I.11).

Este concepto que ha impulsado enormemente la construcción y la ingeniería en el siglo XX y va a ser el definitivo en el desarrollo del siglo XXI, conforme los espacios sean cada vez más escasos en los centros urbanos donde se desarrolla la intensa actividad económica, por eso a pesar de los eventos recientes que han marcado este convulsionado siglo XXI, como el 11 de septiembre del 2001, seguirá el reto de ir cada vez más alto, con propuestas cada vez más atrevidas, como lo ejemplifica la reciente construcción del rascacielos construido en Dubái, en los Emiratos Árabes Unidos, La "Torre Khalifa" (Burj Khalifa) antes llamada "Torre Árabe" (Burj Dubái), la cual cuenta con una altura de 828 m, 163 plantas y 344,000 m² (Ilustración I.11).

El Taipéi 101 es un edificio que cuenta con 106 plantas (5 pisos subterráneos y 101 por encima del nivel del suelo), ubicado en Taipéi (Taiwán). La aguja que corona sus 509 m de altura lo convertía en el edificio rascacielos más alto del mundo, superando por 56 m a las Torres Petronas de Kuala Lumpur (Malasia), hasta antes de la terminación del Burj Dubái ó Burj Khalifa con sus 828 m (Ilustración I.11).

Todas estas tendencias en la economía mundial, aunado a la problemática mundial de los Desastres Naturales y Antropogénicos, se analizarán más adelante, aquí el único comentario ineludible es considerar que la Ingeniería Civil en todo el mundo va a requerir continuar el desarrollo de técnicas cada vez más elaboradas para cumplir con los retos y tendencias que la Sociedad impondrá en décadas futuras.

I.02. Desarrollo Actual de la Ingeniería Sísmica

En cada gran avance en la Ingeniería le corresponde un gran desastre natural (Terremoto, Tsunami, Inundación, Incendio, erupción, etc.) por esto la importancia de sistemas de prevención y recuperación de desastres han cobrado gran relieve desde el fin del milenio, como lo deja entrever los esfuerzos de diversos países por la creación de organismos gubernamentales e internacionales que día a día estudian y establecen los programas de prevención, difusión, recuperación y contingencia ante los desastres naturales y antropogénicos.

De esta manera, en este trabajo se considera que, no solo es importante el desarrollo económico que permita la inversión de grandes cantidades de capital en la búsqueda de factores para la mitigación de riesgos, sino también la aplicación de estudios de ingeniería y otras disciplinas en la búsqueda de reducción de riesgos, prueba de ello es que el desarrollo económico no lo es todo, así los sismos de Northridge, USA, el 17 de enero de 1994 y Kobe (Hyogo-Ken-Nanbu) Japón, el 17 de enero de 1995, los cuales sucedieron en países desarrollados, pero en zonas donde no se esperaba sismos tan fuertes y donde el costo de atención y reconstrucción fue muy alto; la explosión del Monte Santa Elena en Estados Unidos, y las inundaciones y tornados en la zona de Oklahoma, USA, son la muestra que falta mucho por hacer en países Desarrollados y en vías de desarrollo.

El costo de pérdida probablemente es el mismo en ambos países, pero el costo en vidas humanas si es probablemente más alto en los países en vías de desarrollo debido a que no existen las organizaciones ni los recursos para la atención en el momento del desastre ni para la reconstrucción después de él (como lo mostró el sismo de Haití el 12 de enero del 2010).

A nivel Mundial la creación de centros y Organismos que permitan estudiar los desastres y encontrar la forma de mitigación y reducción de riesgos es un reto ineludible, necesario tanto para los países en vías de Desarrollo como en los países altamente Desarrollados, y el estudio de los eventos naturales vistos como un todo, donde cada uno de los eventos de la tierra afecta otro punto del globo terráqueo, como lo muestran los cambios climáticos de la corriente del niño, que afectan a Sudamérica y Centroamérica, ocasionando que los habitantes de estos países busquen en oleadas que han crecido en los últimos años, entrar de indocumentados a los Estados Unidos (país Desarrollado) para poder ganar el dinero que en sus países de origen no pueden ya obtener, por los desastres naturales (inundaciones y pérdida de cosechas). Ocasionando problemas a los Estados Unidos de orden social y control del movimiento de los grupos humanos. Esto establece una importante razón para los países desarrollados en prevenir y reducir los Desastres Naturales aún en los países que pueden afectarlos indirectamente.

En México, el centro que permite la Administración y Evaluación de la investigación a través del FOPREDEN y vincula al gobierno con las universidades en diferentes facetas de la creación de estos programas es el Centro Nacional de Prevención de Desastres. El CENAPRED¹ por sus siglas fue fundado con apoyo de un organismo internacional japonés llamado JICA, el cual promovió la investigación científica en el área de la Ingeniería Sísmica en diferentes partes del mundo, así como el monitoreo de los huracanes en la zona del Caribe y los volcanes Popocatepetl y el volcán de Colima, y los cambios climáticos de la zona del pacífico. El centro fue creado después del Terremoto de septiembre de 1985. El cual se puede considerar un parte-aguas en la ingeniería mexicana. El centro es hoy en día un pequeño avance en la mitigación de riesgos y en la identificación de la vulnerabilidad, pero todavía hay mucho camino por avanzar, tan solo se están dando los primeros pasos.

También la Universidad Nacional Autónoma de México, en las Instalaciones de la Facultad de Estudios Superiores Acatlán, consciente del papel social de la UNAM en México y las comunidades en la que se ubica, creó el Laboratorio de Análisis de Riesgos Naturales y Antropogénicos, que forma parte de la Unidad de Investigación Multidisciplinaria, donde se realizan investigaciones para prevenir e informar lo relacionado a la prevención y recuperación de Desastres Naturales y Antropogénicos (los generados por acciones del Hombre).

En Estados Unidos existen organismos como la NSF (National Science Foundation) y el FEMA (Federal Emergency Management Agency) que se encargan entre otros organismos de prevenir, mitigar atender y reconstruir las comunidades atacadas por Desastres Naturales, y hoy en día existen proyectos internacionales para trabajar de manera conjunta en la mitigación de riesgos y la identificación de la vulnerabilidad de las poblaciones en todo el mundo. Este es un tema pendiente para el milenio que comienza, ya que con la conciencia de la Aldea Global (todo el mundo depende de todo el mundo) y las nuevas tecnologías (INTERNET, los dispositivos antisísmicos entre otros, etc.)

¹ La dirección de INTERNET del centro es <http://www.cenapred.gov.mx>

En la actualidad, los desastres naturales se producen por una suma de varios factores, principalmente podemos estudiar dos: La economía y la planeación.

Con respecto a la Economía de un país es determinante, ya que la escasez de recursos no permite un control adecuado del crecimiento, y este descontrol ocasiona que la vulnerabilidad a los desastres se incremente y cuando el desastre se presenta, su impacto es mayor ya que no hay manera de hacer frente a los costos que implica la atención inmediata y la posterior recuperación. Este es un círculo que al sumarse a las precarias condiciones económicas acrecienta sin precedentes la magnitud del desastre. Muestra del impacto de estos desastres son los problemas de inundaciones en América Central y del Sur, ocasionados por los cambios climáticos de la corriente del Niño, los huracanes en el caribe, e incluso la sequía en África.

Pero aún en las Economías poderosas tienen que enfrentar Desastres Naturales, en este se toma el otro factor de importancia, el cual es precisamente la Planeación. Es decir, la vulnerabilidad en este caso tiene dos aspectos: la falta de planeación en cuanto a la posibilidad de enfrentar desastres, hasta la planeación equivocada de cómo enfrentar éstos, y aquí las muestras son los Terremotos de Northridge en 1994, Kobe en 1995, y Chi Chi Taiwan en 1999, y el Tsunami de Tohoku, Japón en 2011.

Nótese entonces la complejidad de la mitigación de riesgos, la cual tiene dos vertientes La Planeación y el Desarrollo Económico. Se analizará rápidamente la Planeación, la cual comprende aspectos tan variados como el estudio de las características de la zona, comprensión de las características sociales e históricas del grupo humano en cuestión, y proyección del comportamiento y crecimiento del grupo social. La segunda etapa comprende precisamente en generar los programas de mitigación para prever desastres, atención cuando se presentan y la recuperación posterior cuando han sucedido.

En el prólogo del libro de Teresa Guevara (Guevara, T, 2008) "Arquitectura Moderna en Zonas Sísmicas", el Dr. Bertero reconoce que el Ingeniero Especialista en temas de Ingeniería Sísmica debe tener conocimientos de problemas de entorno social y económico, es decir, bajo una visión de urbanismo para visualizar el impacto que puede traer un mal o buen diseño sísmico.

Porque lo único definitivo es que los desastres naturales van a seguir existiendo, estos no se van a detener por mucho estudio que se haga de ellos, lo que se debe buscar a base de incrementar los dos factores, el desarrollo económico y la planeación adecuada, para poder mitigar el impacto y reducir la vulnerabilidad a niveles manejables.

En el 12º Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica² (12WCEE, 2000), se comentó la importancia de difundir y acrecentar la conciencia de la Prevención y Mitigación de Desastres, el papel social de los profesionales debe ser fundamental, así como un proyecto internacional de creación de un centro, el INCEDE (International Center for Disaster – Mitigation Engineering) y su Red de Información el GDIN (Global Disaster Information Network) el cual operando a través de INTERNET (<http://icus-incede.iis.u-tokyo.ac.jp/>), pondría a disposición de quien lo necesitase

² 12 World Conference Earthquake Engineering , 12WCEE, Auckland, New Zealand, 1 al 4 de Febrero del 2000, Conferencia Magistral del Dr. Robert Park.

la información sobre vulnerabilidad y riesgo ante desastres de diferentes partes del mundo, así como concentrar en lo posible la información de los eventos sucedidos para aprender de ellos y evitar que las desgracias y desastres se repitan.

En el 13° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (13WCEE, 2004), realizado en Vancouver, Canadá, se presentaron los avances de la iniciativa propuesta, desarrollada durante los cuatros años pasados desde el Congreso Mundial anterior (12 WCEE en Auckland, New Zealand, 2000), en un reporte Seismic Risk Management for countries of the Asia Pacific Region.

Finalmente en el 14° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (14WCEE, 2008), que se llevó a cabo en Beijing, China en agosto del 2008, se hicieron más propuesta dirigidas sobre todo a los países que se encuentran en el cinturón de Fuego, incluso apoyados por los eventos del Tsunami que se presentó en las costas de Malasia, en 2007.

Este es un proyecto ineludible, y es que en esta época contemporánea es la más importante, porque representa el reto para mitigar los desastres, pero los proyectos deben ser multidisciplinarios y multinacionales, ya que así, como debido al incremento de la población, hoy en día cualquier evento en cualquier parte del mundo cobra muchas vidas, también tenemos los conocimientos y la forma de aprovecharlos para poder evitar los daños ocasionados por los desastres naturales. Incluso debemos generar la conciencia de que existen en el Universo desastres como la eventual caída de un meteorito o el cambio climático global o el deshielo de los cascos polares, que no se pueden enfrentar solos, y que por muy poco probable que sea su recurrencia, debemos prepararnos para enfrentarlos, porque nuestro desarrollo permite enfrentar entre todos, estos eventos. La Raza Humana merece un destino mejor, que no dependa de las Probabilidades. Por lo que el destino depende de las comunidades, la solución es simple: COOPERACIÓN.

I.03. Terremotos

La Materia que estudia el origen y propagación de los terremotos se denomina Sismología, la cual forma parte de la Geología que es la ciencia que estudia a la Tierra y su comportamiento.

I.03.1. HISTORIA.

Hasta el siglo XVIII los registros objetivos de terremotos son escasos y no había una real comprensión del fenómeno. De las explicaciones relacionadas con castigos divinos o respuestas de la Tierra al mal comportamiento humano, se pasó a explicaciones pseudo-científicas como que eran originados por liberación de aire desde cavernas presentes en las profundidades del planeta.

El primer terremoto del que se tenga referencia ocurrió en China en el año 1177 A de C. Existe un Catálogo Chino de Terremotos que menciona unas docenas más de tales fenómenos en los siglos siguientes. En la Historia de Europa el primer terremoto aparece mencionado en el año 580 A de C, pero el primero claramente descrito data de mediados del siglo XVI. Los terremotos más antiguos de los que exista documentación histórica tales como fotos o narraciones precisas en América ocurrieron en México, a fines del siglo XIV, en Chile en 1570, en Quito, Perú (hoy Ecuador) en 1587, en Chile, Mayo de 1647, Jamaica, 1692, en Massachusetts, EUA, 1744 y 1755 y en Perú en 1746, aunque no se tiene una clara descripción de sus efectos.

Desde el siglo XVII comienzan a aparecer numerosos relatos sobre terremotos, pero parece ser que la mayoría fueron distorsionados o exagerados. En Norteamérica se reporta una importante serie de terremotos ocurridos entre 1811 y 1812 cerca de Nueva Madrid (NEW MADRID), Missouri, destacándose uno de magnitud estimada alrededor de los 8 grados la mañana del 16 de Diciembre de 1811. El 23 de Enero y el 7 de Febrero de 1812 hubo otros dos



Ilustración I-12.- Terremoto en China, 1177.

terremotos considerables en la zona, especialmente el último mencionado, cuyas réplicas duraron meses y fue sentido en zonas tan lejanas como Denver y Boston. Por no estar tan pobladas entonces, las ciudades no registraron demasiados daños, aunque si se registraron muertes.

No ocurrió lo mismo en 1906 cuando en San Francisco se produjeron más de 700 víctimas y la ciudad fue arrasada por el sismo y el incendio subsecuente convirtiéndolo en el mayor terremoto de la historia de EUA, 250.000 personas quedaron sin hogar.



Ilustración I-13.- Terremoto de San Francisco, en 1906

En Anchorage, Alaska, el 27 de Marzo de 1964 se registró un terremoto de aún mayor energía (Magnitud 9), pero por ser una zona de poca densidad demográfica, los daños en la población no fueron tan graves, registrándose 107 personas muertas, lo que si se considera que el terremoto fue sentido en un Área de 500,000 millas cuadradas (1'294,994 km²) y arrancó los árboles de la tierra en algunas zonas, es de tomarse como un impacto no tan severo como podría haber sido en una zona más poblada.



Ilustración I-14.- Terremoto de Anchorage, Alaska, EUA, en 1964

La búsqueda del conocimiento en la interpretación del comportamiento de los sismos ha llevado al hombre a intentar entender el mecanismo de los movimientos sísmicos.

Así durante el periodo chino unos 200 años antes de Cristo se inventó un aparato muy curioso para entender la dirección de un terremoto y localizar la fuente, una réplica se conserva en el museo de Nueva Zelanda en Wellington (Ilustración I.15). Este dispositivo era un jarrón de barro lleno de agua, que tenía varios elementos en su contorno, que funcionan como gárgolas, y cuando el sismo mueve el agua en el interior, esta es derramada por una de las gárgolas, lo que provoca que esta se deposite fuera del jarrón en un vaso, y esto indica la dirección del sismo. Este es el modelo restaurado del primer sismógrafo de la historia, el Houfeng Didong Yi, un instrumento inventado para medir los movimientos sísmicos y eólicos. Su inventor fue Zhang Heng (78-140 D.C.), un famoso científico de la dinastía Han del Este (25-220 D.C.).

A mitad del siglo XIX, se inició la construcción de los primeros sismógrafos basados en el

Ilustración I-15.- Primer Sismógrafo Chino, en 200 AC

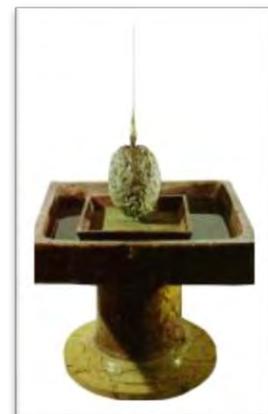


principio simple de oscilación de un péndulo. En general, estos péndulos eran de oscilación vertical y consistían en una masa pendiente de un muelle que registra su movimiento usando un estilite adosado a la masa y que dejaba una huella sobre una placa de cristal ahumado.



Ilustración I-16.- Sismoscopios de agua

Ilustración I-17.- Sismoscopio tipo péndulo



A este tipo de instrumentos se les llamó sismoscopios debido a que no contaban con control de tiempo (Ilustración I.17 e ilustración I.18).



Ilustración I-18.-Sismógrafos actuales en el CENAPRED.

A fines del siglo pasado se introdujo en estos aparatos el control del tiempo, siendo entonces sus registros continuos sobre un papel ahumado adosado sobre un tambor. En 1890, John Milne introdujo el concepto de péndulo inclinado en el cual los periodos de oscilación se incrementaban considerablemente para longitudes de péndulo reducidos.

En 1915 con J. Shaw, Milne construyó un sismógrafo cuya masa de 0.5 kg permitía obtener periodos de 18 segundos y amplificaciones del orden de 200. Un modelo similar fue desarrollado por Omori, el mismo que tuvo gran aceptación en Europa (Ilustración I.16).

Esto permitió el desarrollo de teorías para la descripción de los movimientos telúricos.

I.03.2. TEORÍA DE LA DERIVA CONTINENTAL.

Una de las explicaciones actuales más aceptada es la teoría de la Deriva Continental, que explica el comportamiento de la Tectónica de Placas.

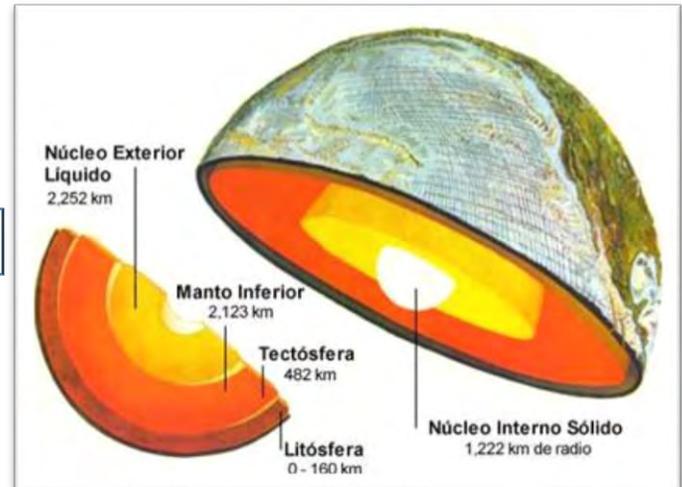
TERREMOTO es el movimiento brusco de la Tierra (con mayúsculas, ya que nos referimos al planeta), causado por la repentina liberación de energía acumulada durante un largo tiempo. En general se asocia el término Terremoto con los movimientos sísmicos de dimensión considerable, aunque rigurosamente su etimología significa "movimiento de la Tierra", por esto, Temblor, Sismo y Terremoto se consideran sinónimos.

PLACAS TECTÓNICAS: La corteza de la Tierra está conformada por una docena de placas de aproximadamente 70 km de grosor, cada una con diferentes características físicas y químicas (Ilustración I.19). Estas placas ("tectónicas") se están acomodando en un proceso que lleva millones de años y han ido dando la forma que hoy conocemos a la superficie de nuestro planeta, originando los continentes y los relieves geográficos en un proceso que está lejos de completarse. Habitualmente estos movimientos son lentos e imperceptibles, pero en algunos casos estas placas chocan entre sí como gigantescos témpanos de tierra sobre un océano de magma presente en las profundidades de la Tierra, impidiendo su desplazamiento. Entonces una

placa comienza a desplazarse sobre o bajo la otra originando lentos cambios en la topografía. Pero si el desplazamiento es dificultado, comienza a acumularse una energía de tensión que en algún momento se liberará y una de las placas se moverá bruscamente contra la otra rompiéndola y liberándose entonces una cantidad variable de energía que origina el Terremoto. Estos movimientos son de unos cuantos centímetros al año.

¿Qué es una Placa Tectónica?, El término "placa tectónica" hace referencia a las

Ilustración I-19.- Corteza Terrestre



estructuras por la cual está conformado nuestro planeta. En términos geológicos, una placa es una plancha rígida de roca sólida que conforma la superficie de la Tierra (litósfera), flotando sobre la roca ígnea y fundida que conforma el centro del planeta (ate noósfera). La litósfera tiene un grosor que varía entre los 15 y los 200 km., siendo más gruesa en los continentes que en el fondo marino.

¿Por qué esta placa flota, si es tan pesada?, Porque comparada con los metales que conforman el núcleo resulta relativamente más liviana (está conformada principalmente por cuarzo y silicatos).

La Tierra, hace 225 millones de años (recordemos que la Tierra nació hace 4.600 millones de años), estaba conformada en su superficie por una sola estructura llamada "Pangea" (todas las tierras, en griego), la que se fue fragmentando hasta conformar los continentes tal como los conocemos en la actualidad (Ilustración I.21).

Aunque esta teoría fue propuesta ya en 1596 por el cartógrafo holandés Abraham Ortelius y refrendada por el meteorólogo alemán Alfred Lothar Wegener en 1912 al notar la semejanza de las formas de América del Sur y África, recién en los últimos 30 años, gracias al desarrollo de la ciencia, ha adquirido la sustentación suficiente como para revolucionar la comprensión de muchos fenómenos geológicos, dentro de ellos los Terremotos.

La superficie terrestre nos muestra la distribución de las placas en el mundo mediante su orografía (Ilustración I.20). Las fronteras entre cada placa constituyen las "fallas", que es el lugar donde más frecuentemente se producirán los terremotos.

Se puede apreciar que la costa oeste de América, tanto Norte como Sur, está ubicada

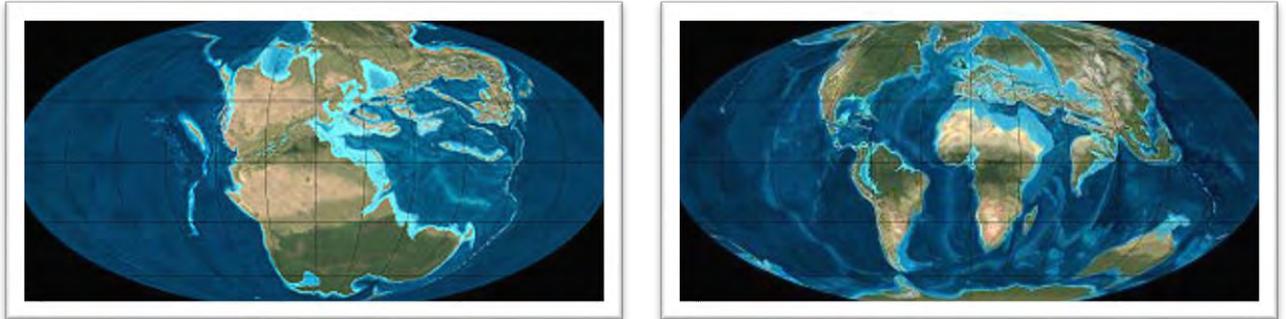


Ilustración I-21.- Deriva Continental: de la Pangea al Mundo Actual

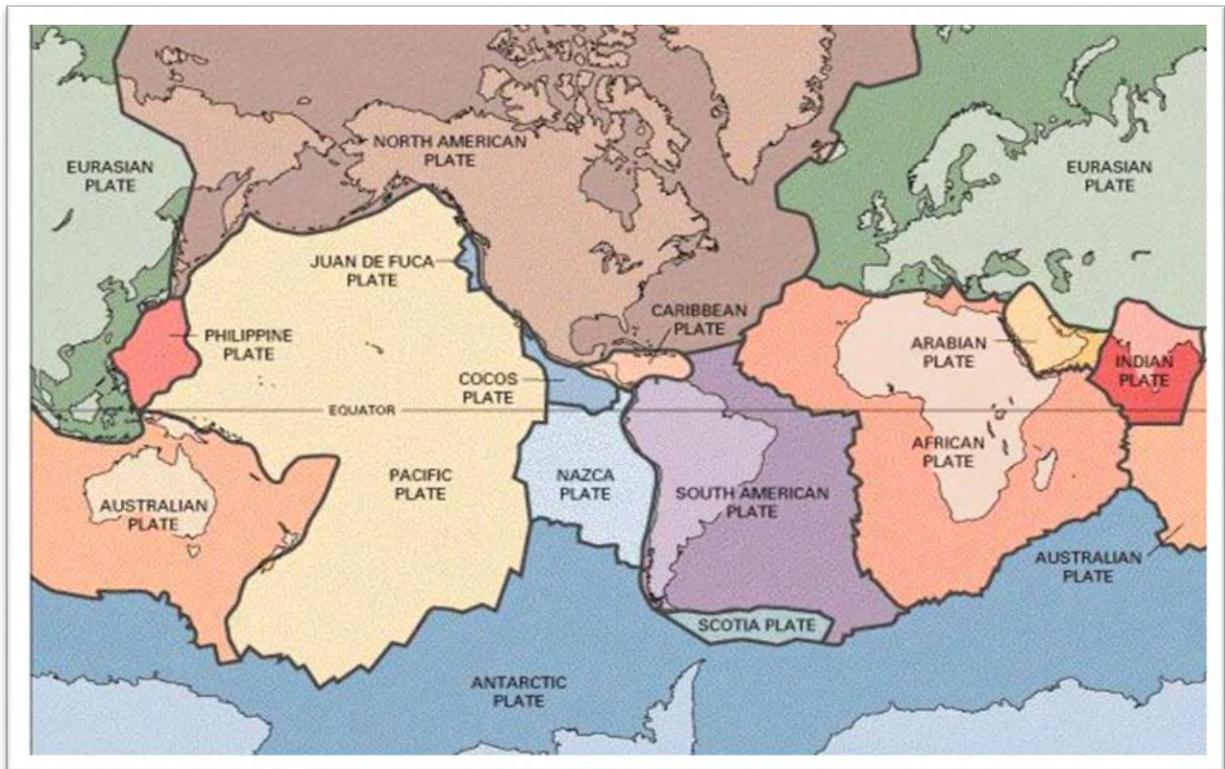


Ilustración I-20.- Placas Tectónicas

sobre una de estas fronteras, lo que explica la gran frecuencia de terremotos en países como:

Chile, Perú, México y Oeste de los Estados Unidos. Algo similar ocurre en Japón, Golfo Pérsico y Filipinas.

Países que están situados en el centro de las placas y no en sus bordes (como Brasil, Uruguay, África en general y la mayor parte del norte de Europa) tienen un riesgo sísmológico notoriamente menor.

En general se asocia el término terremoto con los movimientos sísmicos de dimensión considerable, aunque rigurosamente su etimología significa "movimiento de la Tierra"

FALLAS: Las zonas en que las placas ejercen esta fuerza entre ellas se denominan fallas y son, desde luego, los puntos en que con más probabilidad se originen fenómenos sísmicos. Sólo el 10% de los terremotos ocurren alejados de los límites de estas placas.

Los hallazgos que confirmaron la teoría de Wegener son fundamentalmente 4:

1.- El mayor conocimiento de los fondos marinos gracias al eco-doppler, sonar, computación, etc. Se determinó que el fondo del Atlántico era mucho más delgado de lo que se pensaba, que había una cadena montañosa submarina de más de 50,000 km de largo recorriendo toda la Tierra (Cordillera meso-atlántica), etc.

2.- El descubrimiento del "Listado Magnético" del fondo marino, que corresponde a minerales magnéticos (magnetita) formados al enfriarse el magma del núcleo de la Tierra y dispuestos en franjas de polaridad inversa entre una y otra.

3.- Dispersión y reciclaje de la costra marina. Resultado de las exploraciones en busca de petróleo, se han obtenido muestras del fondo marino que muestran zonas de distinta edad geológica: hay crestas o arrecifes son más jóvenes y trincheras o cañones profundos que son más antiguos. Esta disposición concuerda con la cadena montañosa y con esta polaridad magnética alternada de los puntos anteriores. De acuerdo a los científicos Harry H. Hess y Robert S. Dietz, la litósfera del Atlántico se está expandiendo y la del Pacífico encogiendo. Las zonas antiguas se hunden en la "trincheras" y aparecen zonas jóvenes en los arrecifes, produciéndose así un "reciclaje del fondo marino."

4.- Mayor ocurrencia de sismos en las zonas de las crestas y trincheras.

Se Podría resumir el fenómeno mencionando que estas placas están en contacto entre sí, como enormes témpanos que se juntan o separan, provocándose los cambios geológicos (y los sismos) en las fronteras de las placas.

La explicación de por qué se mueven es aún poco clara, pero podía explicarse por el fenómeno de convección, que se refiere a la influencia que la temperatura en el magma del núcleo de la tierra ejerce sobre los distintos minerales, haciendo flotar a los más calientes y hundiéndose los más fríos, de manera similar a como hierve el agua en una olla. El calor provendría del decantamiento radiactivo de isótopos como el uranio, torio y potasio (fenómeno que libera energía) así como del calor residual aún presente desde la formación de la Tierra. Hay cuatro tipos fundamentales de fronteras o vecindades de las placas (en inglés: boundaries):

Fronteras divergentes: Donde se genera nueva costra que rellena la brecha de las placas al separarse.

El caso mejor conocido de frontera divergente es esta cordillera mesoatlántica que se extiende desde el Océano Ártico hasta el sur de África. En esta frontera se están separando las placas Norteamericana y Euroasiática a una velocidad de 2.5 cm cada año.

Fronteras convergentes: donde la costra es destruida al hundirse una placa bajo la otra (subducción). El ejemplo más conocido es el de la Placa de Nasca (o Nazca), que se está hundiendo bajo la placa Sudamericana frente a las costas de Perú y Chile, dando origen a una de las zonas más sísmicas del planeta.

El Otro ejemplo es la zona donde se está hundiendo la placa de cocos debajo de la placa Norteamericana, en la Costa del Pacífico que ocasiona la zona sísmica de México.

Las placas pueden converger en el continente y dar origen a cadenas montañosas como las del Himalaya. Aquí las dos placas se levantan una a otra.

También pueden converger en los océanos, como ocurre frente a las Islas Marianas, cerca de Filipinas, dando origen a fosas marinas que pueden llegar a los 11,000 m de profundidad o bien originar volcanes submarinos. En este caso las dos placas se hunden una a otra.

Fronteras de transformación: donde la costra ni se destruye ni se produce y las placas sólo se deslizan horizontalmente entre sí.

Un ejemplo de este tipo de fronteras es la tan conocida Falla de San Andrés, en California.

Zonas fronterizas de las placas: es un ancho cinturón en que las fronteras no están bien definidas y el efecto de la interacción de las placas no es claro (Ilustración I.22).

OTRAS CAUSAS DE TERREMOTOS: La actividad subterránea originada por un volcán en proceso de erupción puede originar un fenómeno similar. También se ha estimado que una fuerza extrínseca, provocada por el hombre, podría desencadenar un terremoto, probablemente en un lugar donde ya había una falla geológica. Es así como se ha supuesto que experimentos nucleares, o la fuerza de millones de toneladas de agua acumulada en represas o lagos artificiales podría producir tal fenómeno.

HIPOCENTRO (O FOCO) Es el punto en la profundidad de la Tierra desde donde se libera la energía en un terremoto. Cuando ocurre en la corteza de ella (hasta 70 km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (recordemos que el centro de la Tierra se ubica a unos 6.370 km de profundidad).

EPICENTRO Es el punto de la superficie de la Tierra directamente sobre el hipocentro. Es, generalmente, la localización de la superficie terrestre donde la intensidad del terremoto es mayor. Las características de la falla, sin embargo, pueden hacer que el punto de mayor intensidad esté alejado del epicentro (Ilustración I.23).

LA MEDICIÓN DE UN SISMO, se realiza a través del instrumento sismógrafo, el que registra en un papel la vibración de la Tierra producida por el sismo (sismograma). Nos informa la magnitud y la duración.

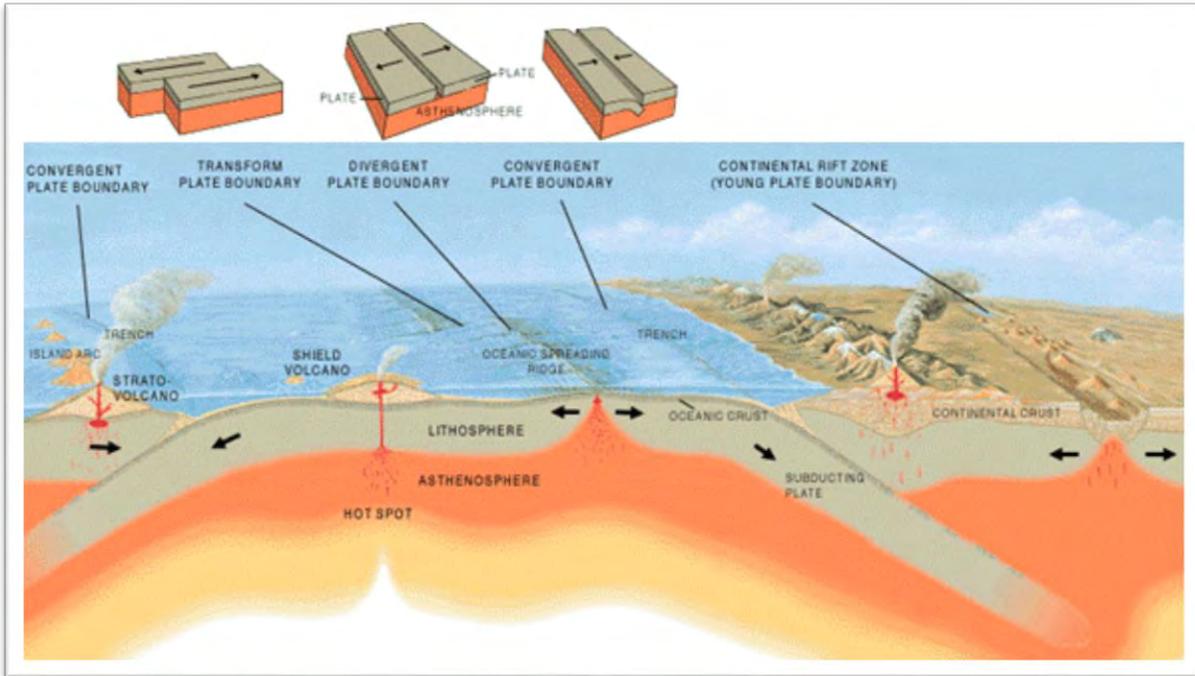


Ilustración I-22.- Sección transversal de la corteza terrestre ilustrando los tipos de placas tectónicas. Ilustración por José F. Vigil de "This Dynamic Earth", Mapa Mural producido en conjunto por U.S. Geological Survey, el Smithsonian Institution, y el U.S. Naval Res

Este instrumento registra dos tipos de ondas: las superficiales, que viajan a través de la superficie terrestre y que producen la mayor vibración de ésta (y probablemente el mayor daño) y las centrales o corporales, que viajan a través de la Tierra desde su profundidad.

Las ondas centrales a su vez son de dos tipos: las ondas primarias ("P") o compresivas (denominadas de campo) y las ondas secundarias ("S") o cortantes (denominadas de cuerpo). Lo interesante de estas ondas es que las "P" viajan a través del magma (zona de rocas fundidas) y llegan primero a la superficie ya que logran una mayor velocidad y van empujando pequeñas partículas de material delante de ellas y arrastrando otro tanto detrás.

Las ondas "S" en cambio, por ir más lentas van desplazando material en ángulo recto a ellas (por ello se les denomina también "transversales").

La secuencia típica de un terremoto es: primero el arribo de un ruido sordo causado por las ondas ("P") compresivas, luego las ondas ("S") cortantes y finalmente el "retumbar" de la tierra causado por las ondas superficiales

Uno de los mayores problemas para la medición de un terremoto es la dificultad inicial para coordinar los registros obtenidos por sismógrafos ubicados en diferentes puntos ("Red Sísmica"), de modo que no es inusual que las informaciones preliminares sean discordantes ya que fueron basadas en informes que registraron diferentes amplitudes de onda. Determinar el área total abarcada por el sismo puede tardar varias horas o días de análisis del movimiento

mayor y de sus réplicas. La prontitud del diagnóstico es de importancia capital para echar a andar los mecanismos de ayuda en tales emergencias.

A cada terremoto se le asigna un valor de magnitud único, pero la evaluación se realiza, cuando no hay un número suficiente de estaciones, principalmente basada en registros que no fueron realizados forzosamente en el epicentro sino en puntos cercanos. De allí que se asigne distinto valor a cada localidad o ciudad e interpolando las cifras se consigue ubicar el epicentro.

Una vez coordinados los datos de las distintas estaciones, lo habitual es que no haya una diferencia asignada mayor a 0.2 grados para un mismo punto. Esto puede ser más difícil de

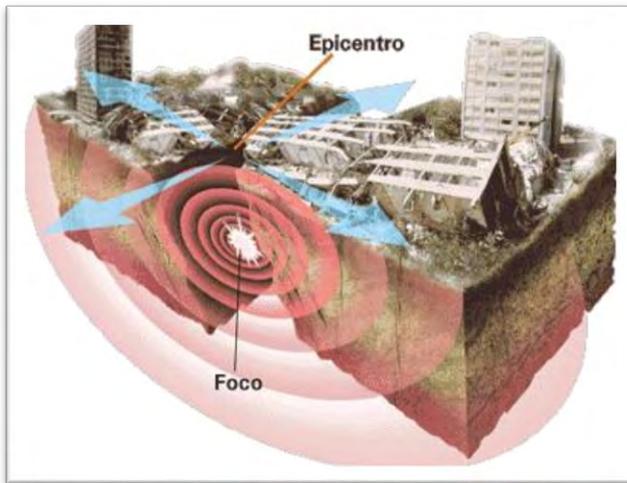


Ilustración I-23.- Ubicación del Foco y Epicentro

efectuar si ocurren varios terremotos cercanos en tiempo o área.

Aunque cada terremoto tiene una magnitud única, su efecto variará grandemente según la distancia, la condición del terreno, los estándares de construcción y otros factores.

Resulta más útil entonces catalogar cada terremoto según su energía intrínseca. Esta clasificación debe ser un número único para cada evento, y este número no debe verse afectado por las consecuencias causadas, que varían mucho de un lugar a otro.

MAGNITUD DE ESCALA DE RICHTER, (se expresa en números árabes) y representa la energía sísmica liberada en cada terremoto y se basa en el registro sismográfico.

Es una escala que crece en forma potencial o semi-logarítmica, de manera que cada punto de aumento puede significar un aumento de energía diez o más veces mayor.

Una magnitud 4 no es el doble de 2, sino que es 100 veces mayor.

El gran mérito del Dr. Charles F. Richter (del California Institute for Technology, 1935) consiste en asociar la magnitud del Terremoto con la "amplitud" de la onda sísmica, lo que redundó en propagación del movimiento en un área determinada. El análisis de esta onda (llamada "S") en un tiempo de 20 segundos en un registro sismográfico, sirvió como referencia

de "calibración" de la escala. Teóricamente en esta escala pueden darse sismos de magnitud negativa, lo que corresponderá a leves movimientos de baja liberación de energía (Tabla de la Ilustración I.24).

Magnitud en Escala Richter ³	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 - 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

Ilustración I-24.- Tabla de Magnitud contra Efecto de los Terremotos, tomado de "Terremotos" de Alejandro Nava, CONACYT

Intensidad en Escala de Mercalli (Modificada en 1931 por Harry O. Wood y Frank Neuman) Se expresa en números romanos.

Creada por el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli, no se basa en los registros sísmográficos sino en el efecto o daño producido en las estructuras y en la sensación percibida por la gente. La intensidad depende de:

- ✓ La magnitud del terremoto,
- ✓ La distancia de la falla donde se produjo el terremoto,
- ✓ La forma como las ondas llegan al sitio en que se registra (oblícuo, perpendicular, etc.) y
- ✓ Las características geológicas del material subyacente del sitio donde se registra la intensidad.

Los grados no son equivalentes con la escala de Richter. Se expresa en números romanos y es proporcional, de modo que una Intensidad IV es el doble de II, por ejemplo.

I.04. Estructuras

Las Estructuras son los elementos que proporcionan resistencia a una construcción que satisface su necesidad de espacios para sus actividades cotidianas.

El ser humano es un animal social, y como tal, ha desarrollado ciudades, que son grandes concentraciones humanas que le permiten desarrollar sus aptitudes de interrelación personal.

En las grandes concentraciones urbanas, los seres humanos han construido estructuras que tienen varios niveles, permitiendo esto aprovechar las áreas que circundan a los elementos

³ NOTA: Esta escala es "abierta", de modo que no hay un límite máximo teórico, (salvo el dado por la energía total acumulada en cada placa)

geográficos que les llevan a establecer las ciudades (islas, la rivera de ríos, valles fértiles, lagos y bahías etc.) de esta manera se desarrollaron ciudades, tales como: New York, Paris, Londres, Chicago, Venecia, y muchas más, las cuales son famosos por sus ríos y geografía (New York es la bahía de Hudson y la Isla de Manhattan, Paris es el río Sena, Londres es el río Támesis, Chicago son los grandes lagos, Venecia es el Mediterráneo, entre otras).

Estas Estructuras denominadas Edificios, han desarrollado cada vez, más altura, y espacios libres (claros) cada vez más grandes, estos han sido los retos que se impone seguir rompiendo.

El desarrollo actual ha permitido que en zonas donde el valor del terreno es muy alto, esto debido a las vías de acceso, la cercanía de servicios y la concentración humana el hombre haya creado estructuras cada vez más altas, y que estos retos se hayan vuelto tan importantes como para establecer record y símbolos de las ciudades en que se localizan (el Empire State en New York, USA; la Torre Eiffel en Paris, Francia; las Torres Gemelas del WTC en Chicago, USA; las Torre CNN en Toronto, Canadá; la Sky Tower en Auckland, New Zealand, y las Torres Petronas en Malasia, la Torre Khalifa en Dubái, entre muchas más).

Todo lo anterior ha llevado a la Ingeniería a desarrollar sistemas cada vez más confiables para resistir los eventos naturales y humanos a los que puede verse sometidas estas edificaciones, los que ha desarrollado principalmente tres tipo de materiales que permite construir estas edificaciones: El acero, el concreto reforzado y el concreto presforzado (prefabricado).

Dentro de las estructuras de Concreto, que en los últimos años se han desarrollado más aceleradamente, ya que su comportamiento en los sismos ha sido más confiable y predecible, a diferencia del comportamiento de las estructuras de acero, específicamente, el comportamiento de las conexiones en las Estructuras de acero de varios niveles durante el Sismo de Northridge, 1994, durante el cual, después del evento, al desarrollar mantenimiento rutinario en plafones de edificios se encontró que varias de las conexiones ya habían colapsado presentando un comportamiento inadecuado, y que no correspondía a la filosofía de diseño, lo cual establece que en las conexiones viga – columna se busca el criterio de viga débil – columna fuerte, esto con el fin de que al fallar la conexión, y establecer un nodo plástico, este suceda en la viga, y al rotar acuse una deformación en el marco que evidencia su falla, avisando la necesidad de reparar. En Northridge, las conexiones fallaron en la cara cercana a la columna, rotando sin deformar el entrepiso y por lo tanto, fallando sin avisar y en algunos casos, antes de haber desarrollado por completo su ciclo dúctil esperado, presentando un ciclo histerético muy pobre.

Actualmente en diferentes Universidades y Departamentos de Investigación se están desarrollando conexiones más confiables y que tengan un comportamiento más dúctil y por lo tanto un mejor ciclo histerético ante cargas cíclicas como las que se presentan en un sismo intenso o un huracán grande. Las conexiones que se están probando, podemos poner ejemplos actuales desarrollados en las siguientes universidades:

Universidad de Auckland, en Nueva Zelanda, se está experimentando con conexiones atornilladas en las cuales las placas tienen agujeros para el paso de los tornillos de conexión de manera elíptica de tal manera que cuando la conexión tiene que trabajar, disipa energía en la deformación producto del movimiento por fricción en la conexión, aunque cuando esta trabaja hace un escándalo tremendo (Ilustración I.25).

Universidad de Berkeley, se está experimentando con una conexión denominada Hueso



Ilustración I-25.- Experimento en el Laboratorio de la Universidad de Auckland, New Zealand

de perro (Dog Bone) y que esta adelgazada en los patines un poco antes de la zona de la conexión, lo que ocasiona que la concentración de esfuerzos se de en esta zona y que la deformación avise que la estructura trabajo en el rango inelástico (Uang y Bertero, 1998).

En la Universidad de San diego y en la Universidad de California se están colocando los contraventeos excéntricos para ocasionar un área de muy alta rigidez y una zona débil para deformación y absorber energía en esta parte (Villaverde, 1999).

La importancia de la Estructuración de un Edificio define en gran parte su comportamiento, por lo cual esta incluye y debe ser definida de acuerdo a la zona y los eventos climáticos a los que va a estar expuesta (sismo, viento, granizo, lluvia, sol, etc.).

I.05. Tecnología y Sociedad

La Ingeniería Sísmica comienza como una herramienta de la Ingeniería Estructural en principios del siglo XX, la cual permitía estudiar que estaba sucediendo con las estructuras en el momento de un Temblor. De esta manera prever el comportamiento de las mismas en futuros eventos.

El desarrollo acelerado de la Tecnología hace prever que los retos a romper por parte de la Ingeniería serán cada vez más atrevidos, como lo revela el proyecto de las torres del Milenio en Japón (de un kilómetro de altura) o como lo reveló en su momento la torre de una milla de Frank Lloyd Wright, en incluso las torres de más de 500 metros de altura que se están desarrollando en este momento en diferentes partes del mundo.

La alta concentración de población en ciertas regiones y el subsiguiente crecimiento de los controles del medio ambiente y la protección ambiental, ocasionan que cada vez se tenga que construir a alturas cada vez mayores. Los riesgos que esto implica requieren de un desarrollo tecnológico creciente.

El ser humano asimismo es un ser político por lo cual, además de los eventos naturales, hay que prever la creciente demanda de requerimientos más estrictos de seguridad frente a ataques terroristas, asaltantes, manifestaciones y otro tipo de agresiones ocasionadas por el mismo ser humano.

Pruebas recientes la conforman los eventos del edificio federal de Oklahoma, en la cual un coche bomba estacionado en el sótano del edificio, derrumbo parte de la estructura, ocasionando pérdidas humanas y daños por millones de dólares.

El ataque terrorista del 11 de septiembre del 2001, a las Torres gemelas del World Trade Center, en Nueva York, revela una desafortunada combinación de una estructuración y un ataque impensable a los edificios.

Las Torres gemelas del WTC de Nueva York eran dos torres de 110 pisos construidas en estructura de acero, con un sistema denominado tubo en tubo, esto es, los marcos resistentes eran el contorno del edificio y el cubo de elevadores era el otro conjunto de marcos muy rígidos, el piso de cada nivel era solo para cargas gravitacionales, y se apoyaban en estos dos tubos muy rígidos. La estructura de acero estaba cubierta de una espuma retardante del fuego, y contaba con un sistema contra incendio muy eficiente. El ataque terrorista que se produjo fue introducir dos aviones a la mitad de cada torre, con los tanques de combustible llenos (por eso los dos aviones eran rutas a Los Ángeles, que es la distancia interna más grande), esto ocasiona que con la explosión la temperatura se incrementó en varios cientos de grados, durante un par de horas, acabando con el recubrimiento de protección y derritiendo las columnas del nivel en cuestión, y al colapsar dichas columnas el peso de los pisos superiores fue golpeando como un martillo piso a piso, colapsando las columnas nivel por nivel, lo que ocasionó el efecto observado por televisión de una caída que comenzó lenta y se fue acelerando conforme más pisos se sumaban al golpe en el piso inferior. El impacto de los aviones no fue como para haber afectado la masa de la estructura, piense en la fuerza sísmica equivalente con la que se revisa el edificio de estas dimensiones, y puede ser comparable al impacto del avión, es más, en una toma de televisión que está hecha en contrapicada a una persona que están entrevistando, con las torres gemelas a la espalda, se ve al segundo avión impactando en la torre, y no se llega a ver que el edificio se mueva por el impacto del avión, por esto la estructura falló por una desafortunada combinación de falla a fuego (recuerde que es uno de los inconvenientes del acero), y del sistema estructural de las torres. Un hecho que refuerza esta tesis, es que en 1943, un avión B2 se estrelló contra el Empire State, y a diferencia de este atentado, como es una estructura de acero, concreto y mampostería, el resultado no fue más que el incendio de los niveles donde fue el impacto.

Lo anterior revela que cada día va a ser más importante para el ingeniero estructural pensar en la situación política y social que interviene en la ubicación del edificio o estructura en cuestión.

Otro punto a tomar en cuenta, es la creciente importancia del costo del impacto social de los colapsos de los edificios (como el caso del WTC que ocasiono un caos económico a nivel mundial por ser el centro financiero de Estados Unidos, y una guerra), y por el elevado costo de reconstrucción (como los casos de Northridge, 1994 y de Kobe, 1995, cuyo impacto económico costo varios miles de millones de dólares). Este punto se estudiará más adelante cuando se analice el concepto de "Business Interruption", que es un aspecto financiero del impacto de los desastres.

Todo lo anterior lleva a que el ingeniero estructural se encuentre ante un rompecabezas cada vez más complejo, y con más variables que tomar en cuenta. Esto requerirá de un desarrollo de tecnologías y por lo tanto de reglamentos y códigos cada vez más completos y complejos.

I.06. Códigos y Reglamentos

Los códigos y Reglamentos son un medio de prever el desempeño de una estructura ante las sollicitaciones a que está expuesta durante el tiempo de vida útil de la misma. Esto es, nos permite tener un parámetro del grado de seguridad que tendrá la estructura durante su funcionamiento.

Hasta antes del terremoto de septiembre de 1985, el Reglamento vigente para el Distrito Federal era de fecha 1976. En este se contemplaban cambios realizados al reglamento de 1957 (temblor en el que se cayó el Ángel de la Independencia), el de 1976 contemplaba varios cambios a raíz de los problemas presentados por los Sismos en el D.F. (colapso de la Universidad Iberoamericana). A raíz del Terremoto de septiembre de 1985, en la Ciudad de México se emitieron las Normas de Emergencia, posterior al Sismo, esta tomaban en cuenta factores muy altos de diseño.

En 1993 se elaboró y publicó, el Reglamento de Construcciones para el Departamento del Distrito Federal, el cual se introdujeron varios cambios vigentes al día de hoy, que es de fecha 29 de enero del 2004 (RCDF-04), en este reglamento se consideran grandes cambios a partir del Sismo de 1985, los cuales son:

- ✓ Se reducen los factores de comportamiento sísmico (el de estructuras dúctiles baja de 6 a 4);
- ✓ Se imponen condiciones severas para el uso del coeficiente de comportamiento sísmico de 4;
- ✓ Se cuestiona el término de "factor de ductilidad", utilizando mejor el nombre de factor de comportamiento sísmico.
- ✓ Se castiga con una reducción del 20%, en caso de no cumplir con una regularidad geométrica en planta y elevación;
- ✓ Las acciones horizontales de Diseño se han incrementado considerablemente.
- ✓ Los límites admisibles de desplazamiento se han vuelto más restrictivos, esto por la separación entre edificios para evitar el choque de los mismo conocido como "papaloteo".

De lo anterior, el punto quizá más álgido de la discusión es el referente al término de coeficiente de ductilidad, el cual se discutirá más adelante.

Aunque no se contempla explícitamente en el RCDF-2004, el período natural de vibración de la estructura se busca que se aleje del período natural de vibración del terreno, para evitar

un proceso denominado "resonancia". Este ocasionó muchos de los colapsos de 1985, e incluso se busca evitar que la estructura al entrar en el rango de deformaciones inelásticas que afectan a la degradación de la rigidez, se acerque al período del terreno. Este concepto es el que más ha complicado el diseño actual, ya que el reforzar una estructura para que tenga una gran rigidez lateral, puede llevar a un período de la estructura inadecuado, así como el cuidado de revisar el período de vibración de una estructura existente que es reforzada.

Actualmente para poder actualizar de manera más regular y cíclica las normas de análisis y diseño de nuestras estructuras, se crearon las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (NTC-2004), las cuales contemplan los requerimientos mínimos y básicos de análisis y diseño de las diferentes estructuras en cuanto a sus materiales y en cuanto al tipo de acción a revisar, las cuales son:

- Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.
- Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Madera.
- Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
- Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones.
- Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo.
- Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Viento.
- Normas Técnicas Complementarias de Previsiones contra Incendio.

Lo anterior fue creado para tener una manera más rápida y técnica de revisar criterios de seguridad sin depender de la autorización legal de los mismos, creando un instrumento legal más accesible al profesional diseñador y constructor sin tanto término legal como el contenido en el Reglamento.

Se puede hablar que en términos generales en cuanto a Sismo, las normas técnicas complementarias correspondientes, en el capítulo 11, están encaminadas a obtener estructuras cuya respuesta sea dúctil, y que no sufran deterioro significativo aunque el temblor sea de larga duración. De manera que los daños localizados que experimenten puedan repararse después del evento sísmico, al mismo tiempo se procura que tengan una sobre resistencia del orden de las supuestas implícitamente al escoger las solicitaciones del diseño. Se buscan márgenes de seguridad más elevados contra las fallas frágiles que contra las dúctiles y el diseño se hace de manera que las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo eventual de colapso se formen predominantemente en las vigas. Esta es la Filosofía de Diseño actual "Columna Fuerte – Trabe débil".

En el ámbito internacional, el desarrollo de los reglamentos también ha sido de alguna manera impulsado por los desastres, y en Estados Unidos, el sismo de Northridge 1994, ocasiona que se publiquen las modificaciones en el reglamento UBC 1997 (Uniform Building Code de 1997) y se publique también el IBC 2000 (International Building Code 2000) ambos editados por el ICBO (International Council of Buildings Officials), y que en la mayor parte del Oeste de la Unión Americana se use el UBC 1997, y en el Este de Estados Unidos se use el IBC 2000, el trabajo que se está realizando es uniformizar al IBC 2000 todas la construcciones a nivel mundial. Esto se está trabajando con las Empresas Aseguradoras, para que las construcciones que cumplan con las

Normas IBC2000, paguen menos seguro por tener normas de control más estrictas, sin importar donde se encuentre la construcción. En el 2009, se editó la versión actualizada del IBC 2009.

El IBC 2009, en su cuerpo de recomendaciones de diseño a viento, y a sismo, toma en cuenta parámetros de diseño para diferentes partes del mundo, lo que permite buscar una uniformidad en los criterios de diseño, tomando en cuenta las características locales.

En el libro del Dr. Mario Paz (Paz, Mario, 2011) sobre comparaciones entre reglamentaciones de diseño sísmico de diferentes partes del mundo, realiza una comparación muy completa entre los diferentes métodos, revelando la compleja y titánica misión del IBC 2009.

I.07. Diseño por Desempeño

El Diseño por Desempeño, como lo describen Terán-Gilmore⁴ y Miranda⁵, busca no solo el evitar el colapso de determinadas estructuras, sino que estas tengan su funcionalidad al 100 % en casos de que se presenten temblores de muy alta intensidad. Esto no es sencillo, ya que implica el estudio adecuado para cada caso de un espectro de respuesta ante aceleraciones del terreno, la respuesta de la estructura ante no un solo Sismo dado, sino ante una familia de Sismos con características similares al de diseño. Requiere de una mejor y más transparente relación entre el análisis y el diseño de las estructuras, así como el entendimiento del adecuado funcionamiento durante la vida útil de la misma. En este momento existen varias lagunas en el conocimiento para la implantación práctica de este procedimiento, tales como un mejor entendimiento del concepto de sobre - resistencia de los elementos de la estructura, su comportamiento en conjunto. Y el área que necesita mayor aporte de investigación y estudio es el entendimiento de las relaciones que existen entre la respuesta global sísmica de una estructura y el daño que sus miembros estructurales y no estructurales. Así como su contenido, pueda sufrir.

El reto hoy en día, como alternativa directa a el uso del comportamiento inelástico de una estructura, es buscar materiales inteligentes y con un gran "loop" de comportamiento histerético para disipar la energía sin necesidad de deformación inelástica, de tal manera que la propuesta no es sustituir con la disipación sísmica el comportamiento inelástico, sino convertirlo en lo que realmente es: la última línea de defensa en una estructura antes Desastres Naturales.

Por todo lo anterior la búsqueda actual ha girado hacia el control de la vibración y su consecuente disipación de energía sin mayores daños a las estructuras. A este concepto se le ha denominado Atenuación Sísmica.

⁴ "Diseño Basado en Desempeño Sísmico de las Estructuras", Terán Gilmore, A. UAM, Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, México. 16 al 19 de noviembre de 1996, Vol. I, páginas 29-54.

⁵ "Hacia la transparencia en Criterios de Diseño Sísmico", Miranda, E. CENAPRED, Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, México. 16 al 19 de noviembre de 1996, Vol. I, páginas 3-28.

En los capítulos siguientes se examinará en secuencia, la clasificación y desarrollo teórico del tema, y después su desarrollo práctico, lo cual se comentará en su aplicación desde el punto de vista financiero y de Ingeniería, para su utilización en la práctica profesional.

Como comentario final de este capítulo introductorio, es suficiente con hacer mención que cada día los recursos son más escasos, el tema de la sustentabilidad toma mayor peso en las decisiones y la vulnerabilidad y la Administración de los Riesgos son temas actuales, que tienen como punto importante el evitar a toda costa que los Desastres Naturales y Antropogénicos en el Mundo actual nos quiten cada vez menos recursos (de por sí escasos) y que los impactos ya no son locales, sino globales como estamos sufriendo hoy en día, ante nuestra economías altamente conectadas, y como debido a los cambios climáticos y de calentamiento global, tanto político como del medio ambiente, estaremos cada vez más expuestos a los impactos de Desastres, es un tema ineludible desarrollar técnicas y desarrollo tecnológico para los tres tiempos de impacto de un Evento Natural:

Prevención → Respuesta inmediata (evento) → Recuperación de un Desastre.

Con esto también el PMI (Project Management Institute) está desarrollando actualmente Metodologías de elaboración de Planes de Recuperación de Desastres, para ello cuenta con organismos en los que se elaboran los Planes de Prevención (que es normalmente la Oficina de Protección Civil y los Centros de Investigación con Programas de Prevención) pero hace falta repetir el esquema en el que se ha insistido:

COOPERACIÓN.

II. Clasificación de los Sistemas de Disipación de Energía Sísmica

El concepto de Disipación Sísmica surge de las características que posee el comportamiento de la vibración en nuestras estructuras, ya que la forma en que se han establecido las ecuaciones, permite una serie de soluciones que han sido ocupadas en otros campos, como ejemplo se menciona: la vibración producida en un vehículo por un terreno desigual es modificada por un resorte, el cual a su vez es amortiguado por un pistón que precisamente recibe el nombre de amortiguador.

De esta manera, nuestras estructuras en el comportamiento de excitación de un sismo poseen un factor de amortiguamiento que es inherente al material que las conforma (acero, concreto, madera, etc.) este es muy pequeño (generalmente alrededor de entre el 2% al 3%) y el rango de comportamiento inelástico permite que este amortiguamiento se desarrolle, ocasionando sí grandes deformaciones a la estructura, pero evitando el colapso (alrededor del 5%). En la actualidad este concepto no es suficiente, el evitar el colapso nos permite salvaguardar las vidas de los ocupantes, pero en la actualidad, existen experiencias donde el total funcionamiento de determinadas estructuras (hospitales, centrales de bomberos, policía, etc.) es vital después de un sismo, para la atención del desastre, así como el impacto económico en la pérdida de funcionalidad de algunas de las estructuras (puentes, medios de comunicación, antenas, aeropuertos, etc.) es desastroso para la posterior recuperación de la sociedad. Estos eventos están cambiando nuestra filosofía de diseño, inclusive llegando a propuestas como la descrita en la filosofía del Diseño por desempeño.

En la actualidad existe en el mundo un interés por estos sistemas, lo que ha llevado a la creación de Sociedades de intercambio de información sobre el tema. El Comité de Investigación del Control Estructural (Structural Control Research Comitte) de la Fundación Nacional para la Ciencia (National Science Foundation) del gobierno de los Estados Unidos, el cual tuvo lugar en 1997 una reunión para intercambio de información en el área, en Albuquerque, tomó como uno de los temas, el control de las vibraciones. Asimismo el programa de Mitigación de Daño Sísmico (Earthquake Hazard Mitigation Program) en Estados Unidos, estudia los diferentes dispositivos que se están experimentando para la reducción del daño sísmico.

A partir de aquí se formó el nuevo campo de la investigación en el control de estructuras.

Elementos de la infraestructura, como edificios, puentes, torres de televisión, chimeneas, ductos, centros de comunicación, servicios de informática, instalaciones fabriles estratégicas, hospitales, centros de comando de emergencias, están sometidos a fuerzas de la naturaleza tales como terremotos, viento, y también por acciones del hombre. Además, existen estructuras en las que las acciones son pequeños y no una amenaza para la supervivencia, pero sí producen movimientos inaceptables, por ejemplo, la vibración de los edificios de gran altura inducido por el viento, o los micro-temblores inducidos por el movimiento de las instalaciones de fabricación de precisión.

El procedimiento habitual es el diseño de estructuras e instalaciones para tener una resistencia adecuada para a las acciones antes descritas, aunque esto puede ser costoso. Un enfoque alternativo que ha atraído recientemente la atención es modificar la estructura a fin de reducir los movimientos y tensiones. Algunos edificios en zonas sísmicas de los EUA se han apoyado en los elementos base flexible (aislamiento de base) que reducirá las fuerzas sísmicas de transmisión a la estructura, en la Costa Este algunos edificios de gran altura que tenía influencia objetables durante el tiempo ventoso, se controlan mediante la instalación de amortiguadores dinámicos de vibración en el piso superior (el ejemplo típico son algunos Edificios en Chicago). También es posible controlar los movimientos, proporcionando fuerzas contrarias (Sistemas Activos).

Estudios sobre el Control de Estructuras dan una idea sobre el potencial y la viabilidad de diversos Métodos de control activos / pasivos, incluida la eficacia, coste y fiabilidad. El impacto financiero justifica la utilización de los mismos.

El Panel de EUA en Investigación de Control Estructural, se constituyó en 1990 bajo los auspicios de la NSF con los objetivos de:

- 1) Facilitar la transmisión de información sobre la evolución del estado de la técnica en el campo,
- 2) Identificación y priorización de la investigación necesaria y el desarrollo,
- 3) El desarrollo de los planes preliminares para el avance de los conocimientos analíticos y experimentales en el campo,
- 4) Elaboración de planes para la realización de ensayos a gran escala y la demostración, y
- 5) Colaborar con las organizaciones internacionales.

El Grupo está dirigido por las universidades de California para la Investigación en Ingeniería Sísmica (CURÉE, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering), con George W. Housner y Sami F. Masri, Co-Investigadores Principales.

El Grupo está integrado por siete miembros. Un Comité Ejecutivo supervisa las actividades del Grupo Especial. Los objetivos del Grupo se logra a través de los esfuerzos de los siete grupos de trabajo: Métodos analíticos, métodos experimentales; Creación de aplicaciones, aplicaciones no-construcción; enfoques interdisciplinarios; Coordinación Internacional y Difusión de la Información.

Entre los logros más importantes de este panel está la creación de la Asociación Internacional para el Control Estructural (International Association of Structural Control, IASC).



Ilustración II-1.- Sesión de apertura y Clausura del 3th WCSCM, en Como, Italia

En años recientes, se realizó la 5ª Conferencia Mundial en Control estructural y Monitoreo, (5th WCSCM por sus siglas en inglés). Se presentaron las últimas investigaciones en el área del Control Estructural. Se presentara más adelante algunas de las ponencias de este congreso que han resultado interesantes (Ilustración II.1).

En México, mediante un Programa de experimentación, se llevaron a cabo estudios sobre el área en el CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres), por parte de López-Batíz¹, en pruebas físicas de disipadores de energía por deformación. En el Instituto de Ingeniería de la UNAM, Ruiz y Silva², se analizó las simulaciones matemáticas de la ubicación y respuesta de estructuras con disipadores sísmicos. Y finalmente en la práctica profesional ya está disponible por parte de la empresa "Distribuidora de Implementos Sismorresistentes" un dispositivo de control pasivo denominado ADAA's, Usados por el Maestro Enrique Martínez Romero para el reforzamiento del Edificio central del IMSS, en Av. Reforma, Ciudad de México, de fabricación Norteamericana y los amortiguadores tipo Taylor, los cuales ya fueron usados en México en la Torre Mayor, se verá más adelante. Este ha sido usado con éxito en algunas reestructuraciones de edificios dañados en la Ciudad de México, aunque el costo de esto últimos es bastante elevado, Y una de las necesidades existentes es obtener un dispositivo económico.

¹ "Comportamiento de disipadores de acero por deformación"

² "Comparación de la respuesta sísmica de marcos con dispositivos disipadores de energía y sin ellos", Sonia E. Ruiz Gómez y Francisco L. Silva González, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS Número 48 septiembre – diciembre 1994, página 23-40.

En los últimos años la creación de diferentes sociedades internacionales con búsqueda de compartir la información de los avances en la investigación de control estructural ha sido amplia y podemos mencionar: ANCRISST, La Red de Asia y el Pacífico de Centros de Investigación en Tecnología de Estructuras inteligentes (ANCRISST) que celebró su 4° Taller Internacional sobre Tecnologías en Materiales Avanzados (Smart materials) y Estructuras Inteligentes (Smart Structures) (ANCRISST 2008) en la Universidad de Waseda en Tokio, Japón, durante el 24 y 25 de junio del 2008.

El consorcio de centros de investigación se estableció en 2002 y actualmente consta de 16 JSPS institutos de investigación. La JSPS (Sociedad Japonesa para la Promoción de la Ciencia) el Comité 157 sobre control de respuesta estructural, tiene su sede y desarrollo como Taller con el apoyo financiero de la Sociedad Japonesa para la Promoción de la Ciencia.

El propósito del taller es evaluar el progreso actual de los materiales inteligentes y la tecnología de las estructuras y desarrollar sinergias entre los proyectos de investigación que no puedan ser fácilmente llevados a cabo por los distintos centros. Además, se hará hincapié en la integración de Investigación y la educación a través de:

1) Una mejor educación a la próxima generación de ingenieros hacia la maximización de las ventajas ofrecidas por la tecnología de estructuras inteligente.

2) Para proporcionar un desarrollo profesional continuo para la práctica de los ingenieros.

Por todo lo anterior, debemos enfocar los esfuerzos ahora en los retos de este siglo, en la búsqueda de sistemas de control acorde a cada tipo de problema planteado.

Entre las características que se están buscando y planteando como una necesidad es obtener un dispositivo económico.

Para comenzar la descripción de los Dispositivos de Disipación de Energía Sísmica, comenzaremos por hacer una clasificación aproximada, que han estado utilizando los autores más comunes del tema, en sus investigaciones, aunque hasta el momento no se ha dado a conocer una clasificación oficial, nosotros partiremos del comportamiento y tipo de material del Dispositivo, para ir explicando las características de los mismos a lo largo del presente capítulo, y los ejemplos a nivel mundial de su aplicación en el capítulo siguiente.

Intentar realizar una clasificación (Ilustración II.2) es sumamente complicado, ya que el área es relativamente reciente, pero de acuerdo a los parámetros antes expuestos, se propone la siguiente clasificación de los dispositivos de Disipación de Energía Sísmica en cuanto a su comportamiento y los materiales que sirven de disipación de energía:

Clasificación de Disipadores Sísmicos

- i) Dispositivos de Control Pasivo.
 - (1) Disipadores de energía.
 - (a) Comportamiento Elasto-plástico. (*Metalic Dampers MD*).
 - (b) Disipación por Extrusión. (*Lead Extrusion Dampers LED*)
 - (c) Disipación por Fricción. (*Friction Dampers FD*).
 - (d) Disipadores con comportamiento visco-elástico. (*VED*)
 - (2) Aisladores de base.
 - (a) Aisladores elastoméricos (RB)
 - (b) Aisladores pendulares de fricción (SB)
 - (c) Aisladores de Neopreno con Centro de Plomo (LRB)
 - (d) Aisladores Metálicos (MB)
 - (3) Osciladores resonantes.
 - (a) Masas resonantes (TMD)
 - (b) Líquidos resonantes (TLD)
 - (4) Materiales inteligentes. (Materiales con Memoria, Smart Material).
 - (a) Cables de Preesfuerzo.
- ii) Dispositivos de Control Activo y Semi-activos.
 - (1) Masa activa.
 - (a) Masa pendular.
 - (b) Líquidos activos.
 - (2) Elementos Activos computarizados.
 - (a) Tendones Activos.
 - (b) Dispositivos de Fricción Activos.
 - (c) Actuadores computarizados.
 - (3) Amortiguadores Electromagnéticos.
- iii) Dispositivos Híbridos.
 - (1) Combinados de los anteriores.

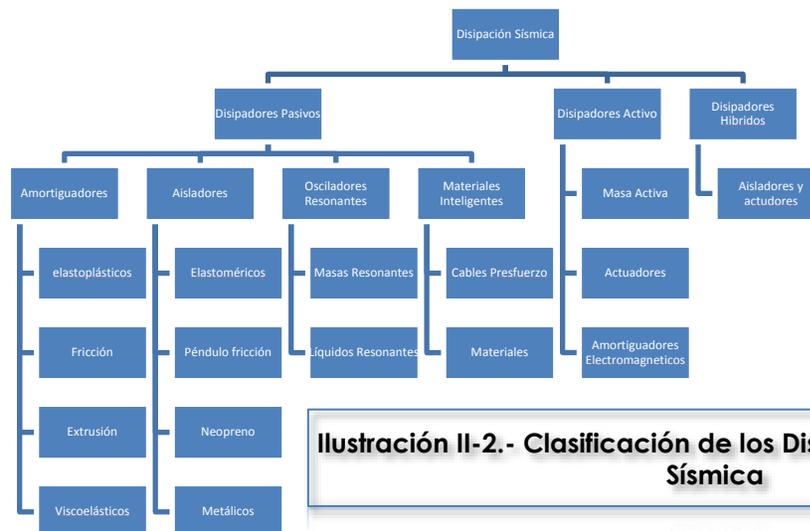


Ilustración II-2.- Clasificación de los Dispositivos de Disipación Sísmica

A continuación se describen cada uno de los dispositivos que se clasificaron anteriormente con explicaciones de su funcionamiento.

II.01. Dispositivos de Control Pasivo.

Dentro de los dispositivos de control pasivo, son los dispositivos, los cuales necesitan menos mantenimiento, y dependen de los materiales con que se conforman, y se activan en el momento cuando se presenta el evento sísmico o de viento, pero dependen mayormente de las sollicitaciones de desplazamiento y rigidez a las que se someta la estructura, por lo cual han sido sumamente criticados, al requerir del movimiento y esfuerzos para activarse, cuando es precisamente lo que queremos evitar, pero la idea básica es convertirse en una primera línea de defensa, se puede hablar de cuatro sistemas principales con base a su comportamiento y composición:

II.01.1. DISIPADORES DE ENERGÍA.

Los disipadores de energía aumentan el amortiguamiento y por lo tanto cambian la rigidez de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía. Para su funcionamiento dependen principalmente de los desplazamientos relativos de entrepiso.

Estos elementos generalmente se colocan en contravientos concéntricos y tienen como finalidad disminuir o disipar la energía mediante el comportamiento histerético de las conexiones viga-columna, de la estructura.

Por el material que utilizan para la disipación de energía, se suelen agrupar de la siguiente manera:

II.01.1.a) Disipadores Metálicos, comportamiento elasto-plástico (MD).

Este dispositivo tiene un comportamiento de deformación histerético en el cual, la pendiente de la zona inelástica depende de las características de diseño de cada dispositivo y su disipación es más grande conforme se incrementa el área debajo de la curva. Llamados comúnmente *Metalic Dampers* (MD), son dispositivos generalmente metálicos, que se deforman bajo cargas de fluencia, salvando otras partes de la estructura, son estrictamente hablando "materiales de sacrificio".

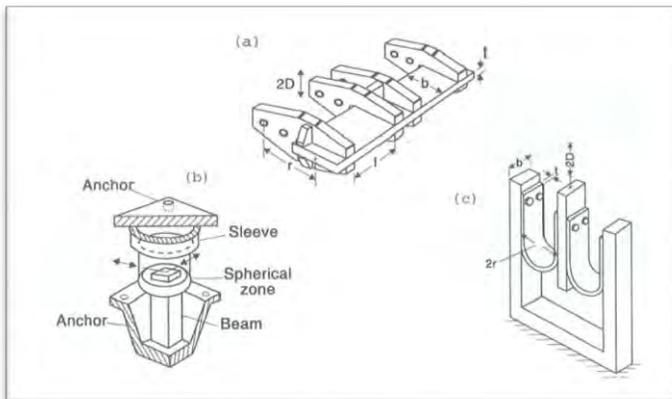


Ilustración II-3.- Dispositivos de Skinner et al, (1975) y de Aguirre y Sanchez (1990)

El primer dispositivo ha sido estudiado por Skinner et alii. (1975), el cual consiste en dos placas en forma de U que disipan energía al desplazarse una cara con respecto a la otra. Las placas en la parte central del dispositivo se unen a un nivel de la estructura y las partes extremas al nivel inmediato superior, todo esto mediante barras. Los desplazamientos relativos entre los niveles ocasionan el movimiento conocido como rolado por flexión, mediante el cual éste disipa energía, por deformación elastoplástica, de ahí su clasificación (Ilustración II.3).

Aguirre y Sánchez (1989 y 1990) probaron experimentalmente soleras también en forma de U, su comportamiento histerético es muy estable, y por la manera en que se deforman

alcanzan la fluencia en casi toda la sección transversal al mismo tiempo. El número de ciclos de carga y descarga que soportan depende de la amplitud de la deformación. El Instituto de Ingeniería de la UNAM, realizó pruebas experimentales en la mesa vibradora con un marco de una crujía y dos niveles uniendo dos de estos dispositivos (para dar la forma de una oruga de tractor), estudio a cargo de Chávez y González (1989).

Jara *et alii.* (1992), estudiaron la respuesta analítica de una estructura de acero de diez niveles y una estructura de concreto de nueve, con este dispositivo, sometidas a temblores con las características de los que ocurren con mayor frecuencia en la Ciudad de México. Al someter a las estructuras al temblor de Michoacán de 1985 registrado en SCT, se obtuvieron resultados alentadores para la reducción de la respuesta de la zona blanda del Distrito Federal, sobre la estructura de acero. Estudios posteriores del análisis paramétrico de un sistema de un grado de libertad con disipadores de energía y demandas de ductilidad de dos y cuatro, mostraron que el intervalo de aplicación de este sistema en la zona blanda de la Ciudad se limita a los períodos de vibración de las estructuras cuyos valores sean inferiores a 1.6 segundos, este estudio fue realizado por Gómez *et alii.* (1993).



Ilustración II-4.- Disipador tipo "E" usado en el puente South Rangitikei, NZ

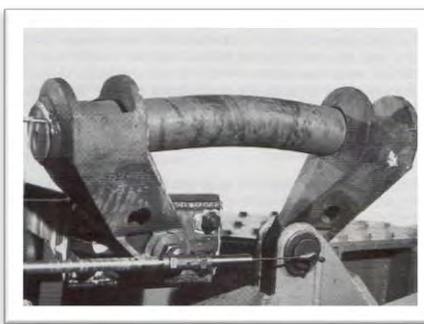


Ilustración II-5.- Dispositivo tipo "U" prototipo de deformación

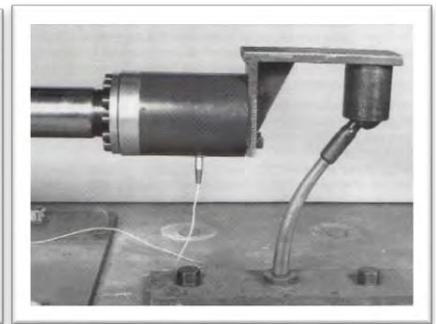


Ilustración II-6.- Dispositivo tipo "T" usado en una Sub-estación Eléctrica, NZ

También se estudió la variación de la respuesta sísmica de marcos de concreto reforzado con tres crujías y diez niveles para diferentes ubicaciones de disipadores con respecto a la altura del edificio. Los resultados muestran la inconveniencia de colocar distribuciones de disipadores no simétricos. Este estudio fue realizado Urrego *et alii.* (1993).

Skinner *et alii.* (1975) y Skinner y Mc Verry (1975) estudiaron experimentalmente elementos sometidos a flexión en cantiléver, que se colocan en la cimentación. Al ocurrir un desplazamiento relativo entre la superestructura y la cimentación se disipa energía debido al comportamiento histerético del cantiléver. Los ciclos son estables y sus parámetros fueron determinados experimentalmente por Skinner *et alii.* (1975). Por el lugar en que se colocan se recomienda que se incorporen combinados con aisladores de base (Ilustración II.6).

A este tipo pertenece el dispositivo formado por una placa de sección trapecial usado en la base de una chimenea construida en Nueva Zelanda (Skinner *et alii.* (1980)). Los parámetros que determinan su geometría son proporcionados por las gráficas que relacionan la altura de las placas con su espesor que se obtuvieron en base a pruebas experimentales. Al sistema se adicionaron barras de acero (para permitir desplazamientos horizontales) que combinados con aisladores de base incrementan el amortiguamiento. El comportamiento de la chimenea bajo las cargas reales a que se ha visto sometida no se ha publicado en la literatura (Ilustración II.4).

También hay un elemento que fue usado en la construcción de un puente (Skinner *et alii.* 1980), está formado por una barra circular de acero que se deforma, por la acción de dos brazos, hacia arriba y hacia abajo disipando energía por flexión; también los ciclos histeréticos del disipador que resultan son casi rectangulares, lo que lo hace muy eficiente en la disipación de energía. Los dispositivos se colocaron entre la superestructura y el estribo de apoyo fijo (Ilustración II.5).

Kelly (1988), usó un dispositivo semejante al anterior en un edificio de la corporación Kajima en Japón, de tres niveles, construido sobre aisladores de base. Los resultados analíticos mostraron que la respuesta es del orden de la tercera parte de la respuesta obtenida para la estructura original sometida, a temblores con contenidos altos de frecuencias altas.

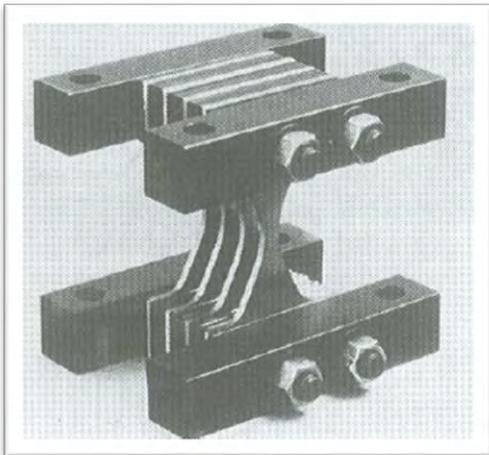
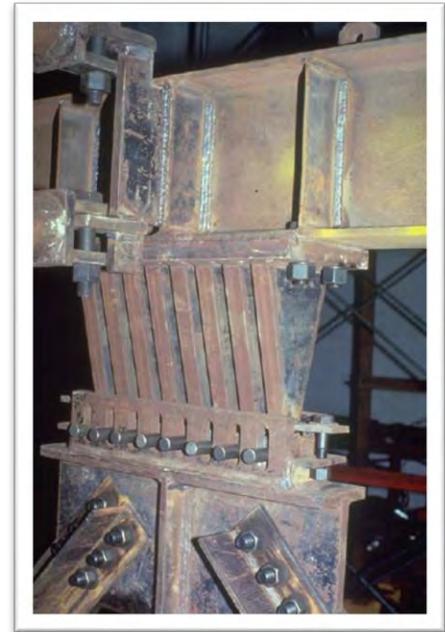


Ilustración II-7.- Dispositivo de Placas en "X", Soong and Dargush (1997)

Ilustración II-8.- Dispositivo TADAS



Alonso (1989), Whittaker *et alii.* (1989), Scholl (1990), Su y Hason (1990-a y 1990-b) y Bergman y Hanson (1990) estudiaron un dispositivo compuesto por placas de acero, con sección transversal en forma de X, llamadas ADAS (Added Damping and Stiffness). La variación de la sección transversal obedece a que al desplazarse un nivel respecto al otro, las placas se deforman en doble curvatura, así que, si se empotran las placas, se genera un diagrama de esfuerzos casi uniforme en todo el peralte que cambia de signo en el eje neutro. Esto ocasiona que el esfuerzo de fluencia se alcance prácticamente en todo el volumen al mismo tiempo. Se han probado también placas de sección rectangular. Dado que la distribución de esfuerzos por flexión sigue siendo triangular, en este caso los esfuerzos de fluencia se alcanzan sólo en pequeñas zonas extremas lo que reduce radicalmente la disipación de energía con respecto a la sección transversal en forma de X (Ilustración II.8).

Las placas ADAS se pueden colocar en los contraventeos en marcos y muros de rigidez con traveses de acoplamiento. El comportamiento histerético de las placas presenta una gran disipación de energía. Los dispositivos se sometieron a más de cien ciclos de carga y descarga, mostrando un comportamiento muy estable, sin degradación. De estos resultados se desprende la recomendación que en su diseño se consideren valores de ductilidad máxima de seis.

Estos dispositivos se usaron como solución estructural en la reparación de tres edificios de la Ciudad de México dañados por los Temblores de septiembre de 1985 (Martínez, 1990) los cuales se comentarán más adelante.

Tsai *et alii.* (1993) estudiaron una placa triangular (similar a la mitad de una placa de ADAS) llamadas TADAS (Ilustración II.7). Las placas se empotran en uno de sus lados a otra placa de acero que se conecta al nivel superior del entrepiso. En el vértice del triángulo se colocan pernos que se conectan a contravientos que parten del nivel inferior del entrepiso. Este tipo de conexión ocasiona que las placas se deformen en curvatura simple. Al incorporar este sistema en un marco de acero a escala natural se pudo comprobar que las reducciones en la respuesta son similares a las obtenidas con ADAS. Sin embargo, de acuerdo con los autores, los resultados del modelo analítico del marco se acercan más al modelo experimental con este dispositivo debido a que la rigidez lateral de las placas, por la forma de conectarlas, se predice con menor incertidumbre que con las placas ADAS, en las que la rigidez es fuertemente dependiente de la conexión con las placas de apoyo. Esta dependencia se señala también en el estudio de Whittaker *et alii.* (1989).

Kobori *et alii.* (1992) estudiaron la respuesta experimental de placas de acero similares en sección transversal a los ADAS pero, colocadas en su dirección perpendicular y unidas entre sí. Por el espacio que queda entre las placas se le nombró tipo panel. Los ciclos histeréticos obtenidos son muy estables, con forma casi rectangular. Se realizó un estudio analítico de este sistema colocado entre un nivel y otro, a través de muros, en una estructura de 29 niveles. Las reducciones en la respuesta fueron de hasta un 60%. Adicionalmente, analizaron otro dispositivo de acero de sección circular variable empotrado en dos placas de acero. Este dispositivo se analizó en el estudio analítico de una rampa de 98 m de altura máxima; la respuesta resultó 40% menor que aquella que se obtuvo sin incorporar la barra de acero.

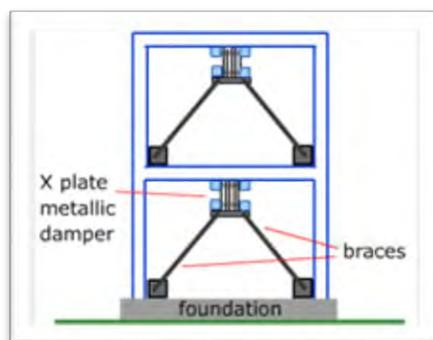


Ilustración II-9.- Ubicación típica de los disipadores

El comportamiento elastoplástico también se logra al someter a una barra de acero a torsión (Skinner *et alii.* 1975-a y b, y Skinner y Mc Verry, 1975), que como sucede con los disipadores ADAS y en forma de U, alcanza el esfuerzo de fluencia al mismo tiempo en casi todo su volumen. La torsión se genera sobre la placa 5 al conectar los elementos 1 y 2, a la base y los brazos 3 y 4 a la cimentación. Este sistema fue usado en la construcción de un puente nuevo en Nueva Zelanda (Beck y Skinner, 1974).

Estudios posteriores (Kelly *et alii.* 1977) muestran que una zona crítica en el diseño de estos elementos es la unión entre los brazos del dispositivo y la placa que trabaja a torsión. El estudio experimental consistió en probar un edificio de tres niveles provisto de aisladores de base. Las vigas a torsión se comportan elásticamente, y se plastifican cuando la excitación sobrepasa cierto umbral, lo que modifica la rigidez del edificio en condiciones de servicio. Al disipar energía

se incrementa también el amortiguamiento crítico equivalente, estimándose este 30% para el modelo de tres niveles, lo que causa una fuerte reducción de la respuesta (Ilustración II.9).

Medeot y Albajar (1992) hacen una descripción de los dispositivos incorporados a puentes y estudios llevados a cabo en Italia sobre estos sistemas. La mayor parte tienen forma y comportamiento similar a varios de los anteriores. Se hace mención también del buen comportamiento de los sistemas híbridos.

Para que estos sistemas se usen en la práctica profesional, es necesario que se obtengan recomendaciones de diseño sencillas y de fácil aplicación. Con este propósito School (1993) y Whittaker et alii. (1993) sugirieron criterios generales que deben considerarse para el análisis de estructuras con disipadores de energía. La incorporación de estos dispositivos en los reglamentos actuales requiere que se continúe con estudios experimentales y analíticos que permitan contar con un mayor número de resultados en que fundamentar las propuestas.

Otra forma promisoría de reducción de la respuesta con comportamiento elastoplástico, pero ahora en la estructura misma, sin necesidad de dispositivos especiales; consiste en colocar una barra diagonal desde un nivel inferior hasta un punto distante del nudo del nivel superior, o dos barras desde los nudos del nivel inferior al centro de la viga superior sin que se conecten en el mismo punto. Esto ocasiona que la parte de la viga ubicada entre la barra y el nudo o entre las dos barras fluya por cortante y disipe energía. Por la manera en que se conectan los elementos diagonales, a este sistema se le denomina de contravientos excéntricos (Ricles y Popov 1987; Popov et alii. 1989 y Ricles y Bolin 1990).

La aplicación práctica de estos dispositivos ha sido hecha después de una serie de aplicaciones experimentales para tener datos con los cuales pasar ahora a las estructuras a escala completa, la implementación primera sucedió en Nueva Zelanda, como fue reportada por Skinner et alii. (1980), y fue utilizada como una barra de acero a torsión en los apoyos del puente Rangitikei. La flexibilidad transversal del puente y los rígidos apoyos permitieron el uso de disipadores metálicos de primera generación. Manwhile utilizó placas con dispositivos en cantiliver para la base de una chimenea en Christchurch y para el viaducto elevado Dunedin. Seis disipadores de trabes de flexión para amortiguamiento fueron utilizados en el puente Cromwell, y además se usaron un par de disipadores por extrusión en dos puentes de acceso a vías rápidas de Wellington. Todas estas implementaciones son discutidas en el artículo de Skinner et alii. (1980).

También aparecen algunas aplicaciones de aisladores de base, pero estos serán discutidos más tarde en este capítulo. Para ejemplificar el uso de estos disipadores en superestructuras de edificios, se comentará la utilización por parte de Martínez- Romero (1993) de los dispositivos ADAS para reforzar unas estructuras en la Ciudad de México.

El primero es un edificio en la calle de Izazaga No. 38, el cual consta de 13 niveles, y es una estructura construida en la década de los '70, consta de una estructura a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería confinados a los marcos. El edificio sufrió daño moderado durante los sismos de 1985 en la Ciudad de México (Michoacán 1985), fue reparado pero volvió a recibir impactos en 1986 y 1989, por lo cual se dictaminó una segunda reestructuración, para la cual fue seleccionado el sistema de disipadores sísmicos ADAS, los cuales se instalaron en 1990. El análisis estructural realizado reveló que la estructura redujo su período de vibración de 3.82 s y 2.33 s en sus direcciones principales a 2.24s y 2.01 s, respectivamente, con la adición de los elementos ADAS. Cálculos también determinaron una reducción del 40% en las deformaciones de entrepiso, conservado el mismo coeficiente de cortante en la base. Se utilizó el programa DRAIN-2DX, para la verificación final del diseño con una historia de carga con análisis no lineal o análisis inelástico.

La segunda aplicación en México, fue la reestructuración del Hospital de cardiología, un edificio de 6 niveles, construido en aproximadamente 1970, y dañado en los sismos de 1985. El reforzamiento sísmico consistió en una serie de 90 armaduras externas conectadas al edificio mediante un total de diez y nueve amortiguadores tipo ADAS. Una vista frontal de las armaduras laterales se muestra en la fotografía. Este particular diseño permite una mínima interferencia con la operación del hospital durante la construcción del reforzamiento estructural. El análisis inelástico con DRAIN-2D fue ampliamente utilizado para el proceso de rediseño. Asimismo en este caso, la utilización de las armaduras exteriores y los amortiguadores ADAS redujo considerablemente los cortantes en la base y las deformaciones de entrepiso.

Tanto el DRAIN-2DX como el DRAIN-2D, son programas de análisis estructural, diseñado como parte de una investigación de la Universidad de California en Berkeley, y es muy utilizado en investigaciones que realicen análisis inelástico.

La tercera estructura, El edificio del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), ubicado en Reforma No. 476, en 1992, necesitó de un trabajo intenso de reestructuración. Este edificio de trece niveles fue construido en 1940 y está enlistado en el Registro Nacional de Edificios Clásicos. Una vista exterior se observa en la foto que se muestra a continuación. Este edificio sufrió daño significativo durante el sismo de 1957, y más recientemente en los eventos del sismo de 1985, los cuales tuvieron un efecto menor. A través de los años, la cimentación ha sufrido asentamientos diferenciales. Ahora más que nunca la estructura estaba muy vulnerable a futuros sismos severos. La más reciente reestructuración discutida con Martínez –Romero (1993), involucra el uso de amortiguadores ADAS con contra vientos a la mitad del claro, en cuarenta crujías. El edificio fue analizado con detalle usando el programa DRAIN-2D inelástico, utilizando los registros de cuatro sismos grandes. El análisis bidimensional se realizó en trece diferentes secciones. En orden de importancia fue revisado el diseño, comparando los marcos, de la estructura con los contra vientos con los amortiguadores ADAS y la estructura con únicamente los contravientos. La reducción de los desplazamientos y de la distorsión de entrepiso fue significativamente reducida por los ADAS, Asimismo el cortante basal, en la columna de esfuerzo crítico y la aceleración de los pisos superiores se vio incrementada más fuertemente en la estructura con los contravientos únicamente. En el Diseño final algunas zonas de las losas de entrepiso y varias columnas fueron reforzadas para poder resistir los niveles de esfuerzo que se presentarían en caso de un sismo.

Con la implementación de estos mismos amortiguadores ADAS se reestructuró el Edificio del Banco Wells Fargo (Wells Fargo Bank Building) en San Francisco, California (USA) discutido por Perry et alii. (1993). El edificio cuenta con dos pisos con marcos de concreto no dúctiles de la estructura original construida en 1967 y dañado por el sismo de Loma Prieta de 1989. Aquí también se utilizaron los contravientos y los amortiguadores ADAS, y el análisis fue hecho con un modelo tridimensional y su estudio de respuesta elástica de la estructura original con el SAP90, una vez con estos datos, se realiza el estudio de la respuesta inelástica usando una representación lineal equivalente aproximada para los elementos ADAS, representando los esfuerzos de rediseño. El Diseño final fue verificado con un análisis paso a paso inelástico con el DRAIN-2D. El proyecto entero fue completado en un período de seis meses, a tiempo para que el banco abriera sus puertas en febrero de 1992. Perry et alii. (1993) describe el proceso aprobado y las sugerencias de estos elementos ADAS tienen un gran potencial en aplicaciones

para nuevos edificios y reestructurar edificios existentes, ya sean de estructuras con marcos de concreto o de marcos de acero.

II.01.1.b) Disipadores de Extrusión (LED)

En estos sistemas la disipación se logra al deformar un material su sección transversal. Esto ocurre cuando se mueve el material disipador dentro de un tubo de sección variable. El sistema fue propuesto inicialmente por Robinson y Greenbank (1975 y 1976) y Robinson y Cousins (1987) para su uso en la construcción de dos puentes en Nueva Zelanda (Ilustración II.10).



Ilustración II-10.- Amortiguador de Robinson Seismic Ltd.

El dispositivo está formado por un tubo de acero con plomo en su interior. Al deformarse el plomo se disipa energía y, al recuperar su sección original, se cristaliza y recupera sus propiedades iniciales. El dispositivo fue sometido a ciento veinte y tres ciclos de carga y descarga, con ciclos histeréticos casi rectangulares y sin degradación apreciable (Ilustración II.11).

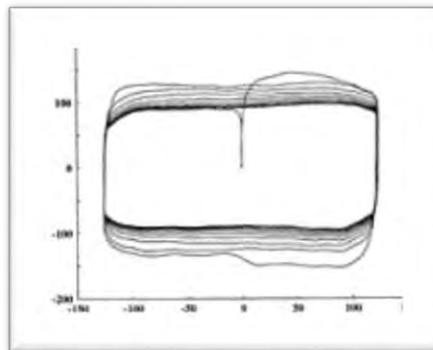


Ilustración II-11.- Curva de comportamiento histerético de un LED

Después se han repetido amortiguadores similares en Estados Unidos por el Profesor Taylor, desarrollando amortiguadores para las torres de despegue de la NASA en Florida, que son sometidas a vibraciones extremas en el momento del despegue, este desarrollo se llevó después a la reparación de estructuras y comenzó a tener éxito, aunque en los últimos años se han dedicado a los amortiguadores viscosos, dejando de lado los amortiguadores de extrusión.

También llamados *Lead Extrusion Dampers* (LED) han sido usados enormemente en edificios y puentes, su colocación típica es en los contraventeos de las crujeas de los edificios (Ilustración II.12).



Ilustración II-12.- Ubicación típica de Amortiguadores

En años recientes también se exploraron materiales diferentes, que se pueden considerar en esta clasificación de Dispositivos por Extrusión, en Europa principalmente se han estado usando con mucho éxito en los puentes, por parte de la empresa FIP Industriale, con sede en Italia.

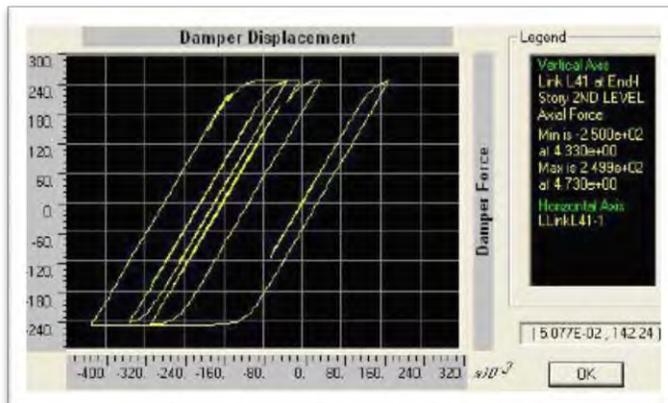


Ilustración II-13.- Curva Histerética de disipación

En un principio como fueron concebidos los Amortiguadores por extrusión, (LED), por el Dr. W.H. Robinson en una discusión con el Dr. R.I. Skinner en 1971, en el Laboratorio de PEL (Physics and Engineering Laboratory of the NZ Department of Scientific and Industrial Research), en el sentido de tener un dispositivo que permitiera tener una disipación de energía de un sismo sin degradación del ciclo histerético, (que entre más ciclos, menos energía se disipara Ilustración II.13), fue cuando apoyándose en la teoría de Joseph Bramah, quien en 1797, desarrolló un método para "extruir metales blandos a través de tuberías, extruido por presión" (padre de la Prensa Hidráulica), y comenzó el desarrollo, inicialmente pensado para puentes.

A lo largo de estos años se han desarrollado otros materiales que cumplan la función, y como veremos más adelante, se están acercando a los dispositivos de disipación visco elástica. Se han también usado amortiguadores con materiales viscosos de diferentes componentes que no presenten mucho calentamiento, los amortiguadores Taylor también han crecido en tamaño

y presentan diferentes características de acuerdo al tipo de estructura que se quiere incrementar su amortiguamiento natural.

En Nueva Zelanda, como se revisará en el capítulo donde se describe el uso de estos dispositivos en los edificios, se ha comenzado a usar en conjunción con elementos de aislamiento sísmico.

II.01.1.c) Disipadores de Fricción.

Los disipadores por fricción consisten en colocar dos placas en la intersección de contravientos en forma de cruz, de manera que al desplazarse lateralmente la estructura produzca esfuerzos de fricción por el contacto entre las placas.

Este sistema de hecho fue el primero que su creador el Avtar Pall realizó en 1987 unas pruebas en la mesa vibradora de la Universidad de Berkeley.

El sistema mostrado fue desarrollado por Pall y Marsh (1982). Se conecta con barras al marco y disipa energía por fricción, al desplazarse una diagonal con respecto a la otra. El diseño busca evitar el deslizamiento bajo cargas de servicio, lo que da rigidez adicional al marco y, al sobrepasar un umbral, se inicia la disipación de energía por fricción. Estudios posteriores de este sistema se encuentran en Pall (1984) y refinamientos en su modelación analítica en Filiatrault y Cherry (1987 y 1990) y Filiatrault et alii. (1990). El comportamiento de los dispositivos es mostrado en gráficas (Ilustración II.13).



Ilustración II-14.- Sistema Pall de Amortiguador por fricción

La incorporación de este dispositivo en estructuras de hasta diez niveles en Canadá se menciona en Pall y Pall (1993). La modelación analítica de estas edificaciones muestra que los desplazamientos laterales de los marcos con los disipadores son del orden de la tercera parte de los marcos solos, al ser sometidos a los registros sísmicos utilizados en el estudio, de acuerdo a la gráfica de disipación de energía (Ilustración II.15).

Este sistema ha sido ampliamente utilizado en Canadá y Estados Unidos principalmente, aunque tiene el gran inconveniente que hasta ahora ha dado mejores resultados en estructuras tanto hospitales como edificios y almacenes, reestructurados y reforzados, se ha usado en

edificios desde el diseño solamente con fines industriales ya que desde el punto de vista estético tiene varios detractores (Ilustración II.14).

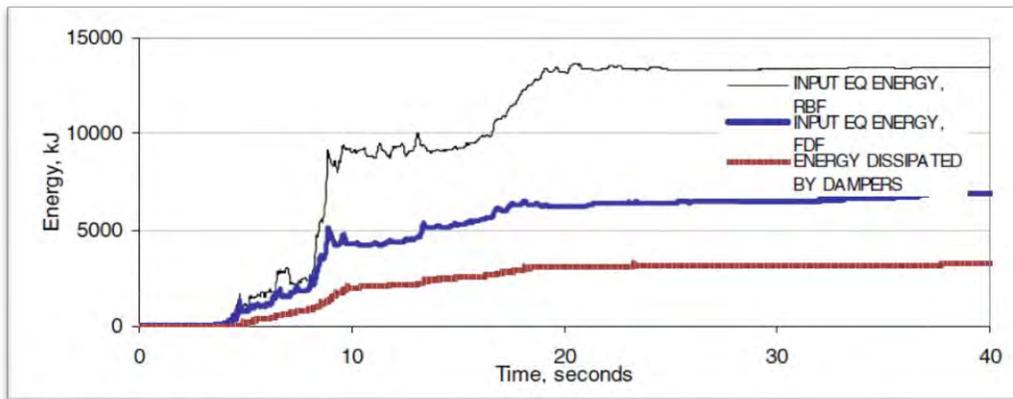


Ilustración II-15.- Gráfica de Disipación de energía

Scholl (1984) estudió un dispositivo desarrollado por Oiles Industry Co., Ltd of Tokio, Japón, formado con acero y hule. Se coloca, al igual que el anterior, en la intersección de contravientos. El Estudio experimental de un marco de un nivel con estos elementos, muestra incremento en el amortiguamiento y modificación en la rigidez con respecto al marco sin dispositivos. La principal desventaja es su costo comparativo con otros sistemas.



Ilustración II-16.- Dispositivo de Grigorian y Popov (1993)

Ilustración II-17.-Modelo de Grigorian y Popov (1993)



Nims et alii. (1993) determinaron la respuesta analítica de un marco de seis niveles a escala 1/3, probado anteriormente en laboratorio, con un elemento disipador por fricción.

La fuerza de fricción que se desarrolla es proporcional al desplazamiento relativo que se desarrolla es proporcional al desplazamiento relativo entre sus extremos. El disipador está compuesto por un cilindro de acero que en su interior tiene resortes con bordes de bronce en los extremos. La respuesta analítica se comparó con la respuesta del marco solo, y del marco con diagonales. Los desplazamientos del marco con el disipador son del orden de la mitad de

los obtenidos para los otros dos modelos y los cortantes son prácticamente iguales para el marco solo y el marco con el dispositivo; el marco con diagonales genera fuerzas cortantes del orden del triple de los dos modelos anteriores.

Grigorian y Popov (1993) probaron dos tipos de dispositivos. En el primero, la fricción ocurre entre dos superficies de acero y en el segundo, entre acero y latón. Las placas se unen por medio de un perno con un agujero para permitir el desplazamiento (Ilustración II.16).

Los elementos se colocan en diagonales de manera que si la carga axial sobre estos excede un umbral, el sistema se desliza y disipa energía por fricción. Los ciclos histeréticos de los dispositivos son muy estables y casi rectangulares. Los dispositivos se incorporaron en un modelo de tres niveles en los laboratorios de la Universidad de California en Berkeley. Los primeros resultados obtenidos muestran que el sistema no tuvo una degradación después de ser sometido a varios temblores simulados (Ilustración II.17).

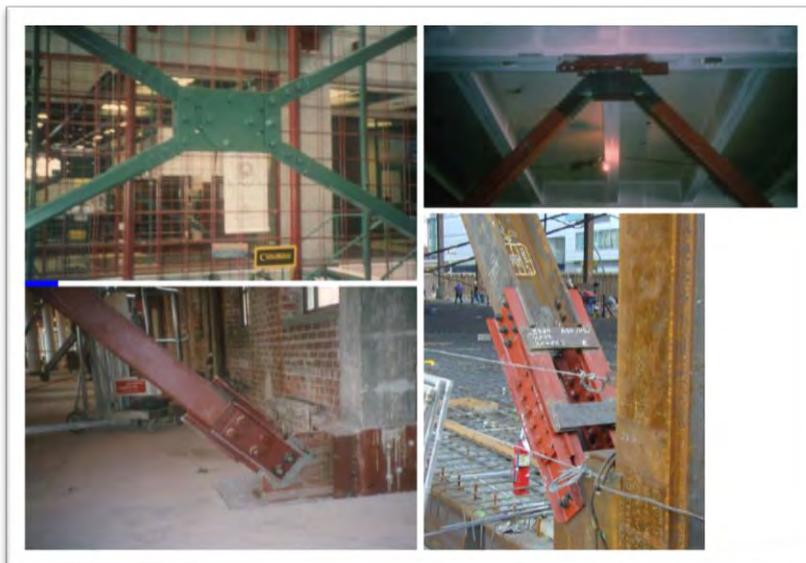


Ilustración II-18.- Amortiguadores de Fricción tipo Pall

Estos dispositivos han sido estudiados principalmente en laboratorio, con marcos de acero de 2 y 3 niveles como alternativas a los elementos "hueso de perro" (dog bones, propuestos después de los sismos de Northridge 1994) y de los amortiguadores tipo Pall (Ilustración II.18).

II.01.1.d) Disipadores de materiales viscoelásticos.

Los disipadores de este tipo se colocan en forma similar a los de fricción, pero su comportamiento es el correspondiente a materiales viscoelásticos. Se han llevado a cabo estudios experimentales de marcos con la inclusión de dispositivos que tienen este comportamiento (Lin et alii. 1988), Los ciclos histeréticos se grafican.

Los resultados obtenidos muestran un fuerte incremento del amortiguamiento del marco y reducciones importantes en la respuesta. Esta misma conclusión fue obtenida en el estudio de Aiken et alii. (1990), en el que resultaron despreciables los incrementos de temperatura generados durante la prueba, en el material viscoelástico (Ilustración II.19).

Soong y Mahmoodi (1990) estudiaron el comportamiento de este sistema al variar la temperatura de 22°C a 35°C. Encontraron una fuerte dependencia del amortiguamiento como función de este parámetro, por lo que debe tenerse especial cuidado en su evaluación.

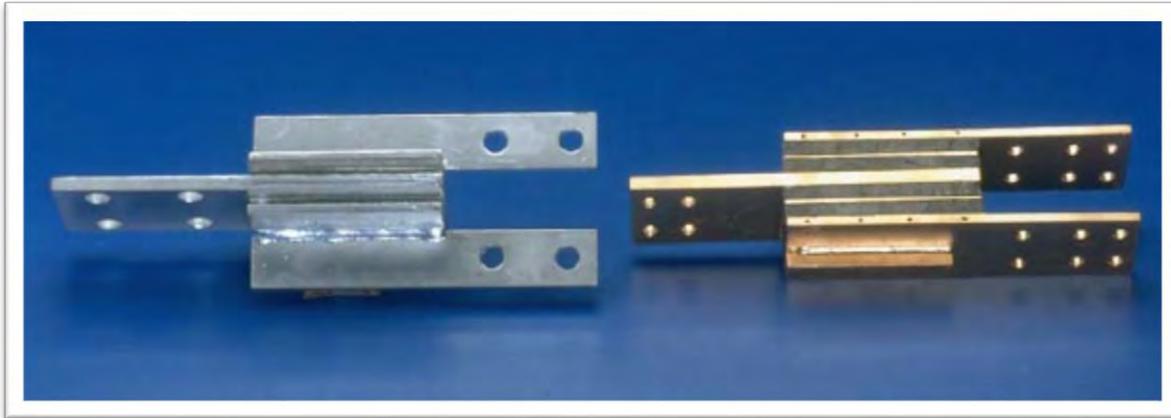


Ilustración II-19.- Amortiguador Viscoelástico

Kirekawa y Asano (1992) realizaron una prueba experimental sobre un marco de acero de un nivel con un disipador viscoelástico de acrílico. Las curvas histeréticas del disipador son muy estables y muestran buena capacidad de disipación. Sin embargo, el amortiguamiento es también muy dependiente de la temperatura ambiente a la que se lleve a cabo la prueba.



Ilustración II-20.- Amortiguador tipo muro viscoelástico

Chang et alii. (1992) proponen un procedimiento de diseño para el análisis de estructuras con disipadores viscoelásticos. Las fórmulas propuestas se obtuvieron con base en resultados de estudios analíticos y experimentales de un modelo de laboratorio de cinco niveles de acero, a escala 2/5.

Constantinou et alii. (1993) probaron un amortiguador consistente en un pistón de acero con un orificio de bronce que contiene en su interior un fluido viscoso con comportamiento viscoelástico. A diferencia de otros dispositivos del mismo tipo, este reduce los desplazamientos laterales y los momentos flexionantes sin introducir esfuerzos axiales importantes.

El análisis de un modelo de acero de tres niveles mostró reducciones de la respuesta de dos a tres veces con respecto al marco sin los dispositivos, al someterse al registro del temblor de El Centro, 1940. Se incorporaron también en un puente apoyado sobre aisladores para incrementar su capacidad de disipación. Los resultados incrementaron el amortiguamiento del sistema hasta un valor cercano al 50% del crítico. Una limitante de los dispositivos con este comportamiento es que su gráfica histerética depende de la frecuencia de excitación.

En los últimos años, también se han desarrollado amortiguadores viscosos y muros viscoelásticos, los cuales están siendo usados en algunos de los edificios de reciente construcción, aunque los ha estado promoviendo Taylor en Estados Unidos y Japón (Ilustración II.20).



Ilustración II-21.- Amortiguador viscoso tipo Taylor

El uso de estos Amortiguadores viscoelásticos se puede rastrear hasta su aparición en la década de los 50's en la aeronáutica, y poco después en 1969 se presenta su uso en las Torres Gemelas de Nueva York (WTC) para evitar la vibración a viento en los entrepisos, también en otros edificios en Chicago usaron este sistema.

Algunos autores separan por esta razón los amortiguadores de fluido viscoso, tipo Taylor y Endine Inc., pero como son resultado de la investigación en el área de los materiales viscoelásticos y sus curvas de comportamiento histerético son tan similares, en esta clasificación lo consideraremos dentro de los amortiguadores viscoelásticos a manera de simplificación (Ilustración II.21).

Nótese en este punto la diferencia en base a su comportamiento, entre los amortiguadores de tipo viscoso y los amortiguadores de extrusión de materiales descritos como LED, en el inciso anterior.

II.01.2. AISLADORES DE BASE.

Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el período fundamental de vibración de la estructura. Se han aplicado fundamentalmente en lugares donde los principales temblores que ocurren tienen gran contenido de frecuencias altas; así, la estructura se aleja de los períodos con amplificaciones importantes del terreno.

Al respecto de la historia de su utilización, regresaremos al punto al describir el desarrollo de las aplicaciones en edificaciones en el mundo, pero baste decir que esta es uno de los primeros dispositivos que se buscó para evitar el daño sísmico a las construcciones (Ilustración II.22).

Los primeros intentos de usar aisladores como los actuales se describieron en el Tercer Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica celebrado en 1965 (Katsuta y Mashizu, 1965, y Matsushita e Izumi, 1965-a y b).

Las primeras aplicaciones de los aisladores de base actuales fueron en puentes, debido a que estas estructuras normalmente se apoyan sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por cambios de temperatura. Esto permitió la sustitución, sin mayores modificaciones, de las placas de neopreno por aisladores de base.

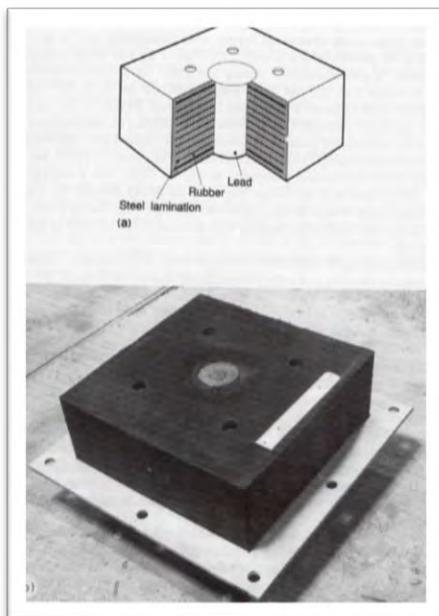


Ilustración II-23.- Aislador de Base

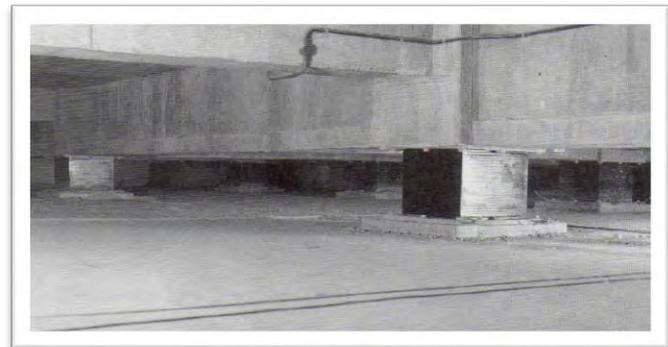


Ilustración II-22.- Aisladores ubicados

Entre los primeros aisladores de base fabricados comercialmente se encuentran los apoyos rectangulares o circulares formados con placas de hule intercaladas con placas más delgadas de acero. Este sistema es muy flexible horizontalmente pero tiene una gran rigidez vertical. Su disipación de energía es pequeña y su objetivo fundamental consiste en flexibilizar lateralmente la estructura (Ilustración II.23).

Los aisladores se han combinado con algunos de los sistemas disipadores de energía mencionados para tener en conjunto una estructura flexible con disipación de energía en la base (Skinner et alii., 1975-a y b, Skinner y Mc Verry, 1975).

Ahora pasaremos a revisar los primeros estudios que se hicieron en los aisladores de base a base de neoprenos.

II.01.2.a) Aisladores elastoméricos.

Se han realizado estudios de laboratorio con esta combinación en la Universidad de California, en Berkeley Los estudios demuestran la conveniencia de adicionar disipadores de energía para limitar los desplazamientos y tener un comportamiento adecuado en condiciones de servicio. De acuerdo con la modelación analítica del marco, se demostró que la reducción de la respuesta experimental se predice adecuadamente si se considera que el disipador proporciona un porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente adicional de alrededor del 30% para el primer modo de vibrar.

En el estudio anterior se destaca también que aunque en general una estructura aislada tiene un comportamiento similar al de una estructura de un grado de libertad, al incorporar disipadores de energía, pueden llegar a tener importancia los modos superiores de vibrar. Esto se comprueba en los estudios de Lee y Medland (1977-1978-a) y Priestley et alii. (1977).

Tyler (1977-a) realizó pruebas dinámicas con estos aisladores. Aunque el comportamiento histerético para un número elevado de ciclos de carga en los que se alcanzó una deformación unitaria al corte de 50% es muy estable, la disipación de energía es muy pequeña.

Un sistema similar pero formado con placas de teflón y acero lubricadas y sin lubricar fue probado por Tyler (1977-b). Las áreas de las curvas histeréticas son bastante amplias, lo que hace atractivo su uso como disipador de energía. Con estas placas Tyler (1977-c) propone un dispositivo para desligar elementos no estructurales que a su vez incrementa el amortiguamiento de la estructura.

En un artículo, Skinner et alii. (1976) estudiaron el comportamiento de una planta nuclear aislada, con dispositivos de acero en cantiliver que disipan energía por comportamiento inelástico. Encontraron reducción de las fuerzas y desplazamientos de diseño, de hasta diez veces.

Robinson y Tucker (1977) y Robinson (1982) realizaron estudios con un disipador en el cual se insertó un corazón de plomo, con la finalidad de disipar energía. La principal ventaja sobre los aisladores anteriores es el incremento sustancial de la disipación de energía, como lo muestran los ciclos histeréticos obtenidos en las pruebas de laboratorio realizadas.

Para mejorar el comportamiento de los aisladores anteriores sometidos a aceleraciones moderadas, Shimoda et alii. (1992) proponen que se reduzca la sección del corazón de plomo en los extremos del aislador, al colocar placas de hule verticales entre el plomo y las placas horizontales. El comportamiento mejora sustancialmente para aceleraciones menores de 100 gales. Para valores mayores de aceleración, el comportamiento es similar al aislador original.

Con la misma idea de obtener disipación de energía con aisladores de base, Suzuki et alii. (1993) proponen un nuevo aislador formado por placas de hule mezclado con ferrita, de alto amortiguamiento. Las curvas histeréticas de este aislador son mucho más amplias que las obtenidas con hule normal.

Al usar las propiedades calculadas en Lee y Medland (1978-a), dichos autores (1978-a) estudiaron varias estructuras de seis niveles sometidas a 19 tipos de temblores con y sin aisladores. Los resultados muestran reducciones de la respuesta de hasta el 80%, con respecto a la estructura sin aisladores. Los autores dan también algunas recomendaciones de diseño para estructuras aisladas.

Megget (1978) realizó el estudio del primer edificio aislado en Nueva Zelanda. Consta de cuatro niveles con estructuración de marcos de concreto reforzado. Para protegerlo se usaron

aisladores con corazón de plomo (Robinson y Tucker, 1977). El diseño se realizó con dispositivos lo suficientemente rígidos, para que el plomo se comportara elásticamente ante las máximas fuerzas esperadas producidas por viento. El costo de los aisladores representó el 3.5% de del costo total del edificio y se estimó similar al costo requerido del edificio sin aisladores, para soportar las mismas acciones de diseño.

Kelly et alii. (1980) estudiaron un marco de 5 niveles con aisladores de base, a escala 1/3, en el laboratorio de la Universidad de California en Berkeley. Se adicionó un sistema de seguridad que entra en funcionamiento al presentarse la falla de los aisladores y consiste en apoyos adicionales que disipan energía por fricción y limitan los desplazamientos, aunque incrementan las aceleraciones transmitidas a la estructura.

Tyler y Robinson (1984) encontraron satisfactorio el comportamiento de aisladores de base con corazón de plomo para deformaciones unitarias por corte mayores del 100%. Existen estudios posteriores que corroboran el buen comportamiento del aislador, para un gran número de ciclos de carga (Rodwell et alii., 1990).

Fujita (1985) hizo una revisión de los sistemas desarrollados en Japón para aislar equipos. Los sistemas se han combinado con amortiguadores de aceite y fricción y/o disipadores.

Constantinou y Tadjbakhsh (1984) muestran las ventajas del uso de aisladores de base mediante un estudio analítico mediante la teoría de vibraciones aleatorias y modelaron la excitación como un proceso no estacionario. Esta modelación permitió analizar un gran número de casos; se concluye que los desplazamientos y fuerzas cortantes se reduce de manera muy importante al incorporar los aisladores.

Con la finalidad de contar con métodos que permitan probar un mayor número de estructuras con aisladores de base, Tagani et alii. (1990) desarrollaron un método de prueba pseudodinámico, para el análisis de estructuras aisladas, al recurrir a técnicas de subestructuración.

El efecto de aceleración vertical, en un sistema de dos masas, sobre la respuesta de aisladores que disipan energía por fricción, fue estudiado analíticamente, por Lin y Tadjbakhsh (1986). Los resultados bajo carga armónica muestran incrementos en la fricción y los desplazamientos relativos al incorporar la aceleración vertical. Sin embargo su influencia fue prácticamente nula al someter al sistema al sismo de El Centro, de 1940.

Kelly et alii. (1986) estudiaron la superestructura de un puente sobre aisladores con y sin corazón de plomo. El aislador con plomo resulto efectivo para disipar energía y limitar los desplazamientos laterales. Encontraron también adecuado el método lineal equivalente, para el análisis de la estructura.

Para el diseño de aisladores, se ha iniciado el desarrollo de criterios que permitan obtener recomendaciones prácticas como las de Priestley et alii. (1977), Kelly et alii. (1986), Medhrai y Clayton (1987), Chañhoub y Kelly) (1990), Kelly (1990), Mayes et alii. (1990), Kuntz (1990) y Griffith et alii. (1990-b).

Tadjbakhsh y Lin (1987) estudiaron el uso de aisladores con fricción proporcional al desplazamiento. La variación en la fricción se logra mediante la colocación de dos cables que producen un incremento de la fuerza axial sobre las placas al desplazarse lateralmente los aisladores. Los resultados muestran que el incremento de fricción reduce la respuesta de manera importante.

Anderson y Saunders (1987) estudiaron el uso de aisladores en la reparación y en el reforzamiento de edificios antiguos. Los elementos mecánicos y desplazamientos obtenidos bajo acciones sísmicas, corrobora los resultados de otros investigadores, con relación a los porcentajes de reducción de la respuesta.

Adriano y Carr (1987) colocaron aisladores de base en estructuras de muros de concreto. Comprobaron, con buenos resultados, la aproximación del método lineal equivalente y la distribución de fuerzas propuesta por Priestley et alii. (1977).

Constantinuo et alii. (1987) determinaron experimentalmente la variación de la fricción en una interfase de teflón de acero. La fricción se incrementó al crecer la aceleración y disminuyó al aumentar la presión sobre las placas. Para frecuencias de la estructura menores a 0.5 hz. y presiones bajas, el sistema proporciona un asilamiento eficiente para temblores moderados y grandes. Para otras combinaciones se carece de estudios experimentales que muestren el comportamiento.

Mokha et alii. (1990-a y b) realizaron estudios experimentales de aisladores con superficies de teflón. Determinaron que este material reduce la transferencia de frecuencias altas a la estructura por la dependencia de la fricción con la velocidad de deslizamiento. Con base en estos estudios se dan propuestas para el modelado analítico de este material.

Kelly (1981) e Ikonolmou (1982) proponen la sustitución de las placas de acero por teflón en los aisladores de base. El sistema cuenta con una varilla de acero que conecta la superestructura con la subestructura diseñada para fallar cuando las fuerzas producidas por el temblor excedan de cierto umbral o límite.

Griffith et alii. (1988) estudiaron un modelo experimental de siete niveles, escala 1/5, estructurado con muros de concreto sobre aisladores de base formados de placas de acero y hule. El modelo fue sometido a varios temblores entre los que se encuentran la componente E-W de la estación SCT del temblor del 19 de septiembre de 1985 de México. Ante la acción de temblores de gran magnitud la estructura se separó de los apoyos. Para evitar tal separación Griffith et alii. (1990-a) proponen un aislador con un dispositivo en el centro que le permite trabajar en tensión y reducir los desplazamientos. La efectividad del dispositivo se comprobó al estudiar un modelo de nueve niveles sometido a varios temblores.

Nagarajaiah et alii. (1989) desarrollaron un programa de computadora para el analizar estructuras aisladas tridimensionalmente. Calibraron los resultados con estudios experimentales de otros investigadores. Posteriormente Nagarajaiah et alii. (1990) aplicaron este programa y demostraron que el comportamiento biaxial tiene mayor importancia en los aisladores de fricción que en los aisladores con corazón de plomo.

Un aspecto poco estudiado es el relacionado con la fatiga de los aisladores. Roeder et alii. (1990) realizaron varias pruebas de laboratorio con aisladores de hule y acero para determinar la importancia de los parámetros que intervienen en el fenómeno. De acuerdo con los resultados, la variación de la temperatura y la amplitud de los ciclos de histéresis son las variables que más contribuyen al fenómeno, que puede llegar a ser un aspecto importante en el diseño.

II.01.2.b)

Aisladores pendulares de fricción

Zayas et alii. (1990) y Bozzo et alii. (1990) proponen un sistema de asilamiento de superficie cóncava basado en el movimiento de un péndulo. La fuerza restitutiva es proporcionada por la forma del dispositivo. El material con que se fabrica es acero y en la zona de deslizamiento cromo. Por la geometría del aislador, el período no depende de la carga vertical aplicada y su rigidez es directamente proporcional a la carga lo que hace que las torsiones provocadas por concentraciones de masa en la estructura disminuyan en el nivel de aislamiento. Su comportamiento histerético es regular, su principal desventaja es que el cromo (similarmente al teflón) se adhieren con el tiempo (Ilustración II.24).

En México a mediados de los 60, el Ing. Manuel González Flores (1964) desarrolló un sistema de aislamiento de base con placas de acero y balines. El aislador fue incorporado en dos edificios de cinco niveles que hasta la fecha han mostrado buen comportamiento. Su principal

limitación se encuentra en la carencia de un dispositivo disipador de energía que reduzca la demanda de disipación de la estructura. Sosa y Ruiz (1992) determinaron el comportamiento analítico de uno de los edificios de cinco niveles incorporando disipadores de energía de solera en forma de U. Los resultados muestran un adecuado comportamiento para edificios con períodos intermedios ubicados sobre terreno duro.

Un sistema similar pero con control de desplazamiento fue propuesto por Anderson (1990).

El dispositivo redujo 30% la aceleración en un marco de acero de diez niveles y los efectos $p-\Delta$, con respecto al marco original.



Ilustración II-24.- Aisladores de Base tipo Péndulo

Kaneko et alii.(1990) estudiaron la efectividad de cuatro tipos de aisladores de base colocados en estructuras reales en Japón. Se analizaron dos aisladores de hule laminados combinados con dispositivos amortiguadores de aceite y con disipadores formados de placas de acero; aisladores de hule de alto amortiguamiento y aisladores de hule con corazón de plomo. Dos de los edificios son de concreto reforzado de ocho niveles. Se estudió su comportamiento bajo los temblores ocurridos en Japón entre 1986 y 1989 con un intervalo de magnitudes entre 3.4 y 6.8. El comportamiento observado para estos eventos muestra reducciones de entre 40 y 67% en la máxima aceleración de la azotea, normalizada con respecto a la aceleración registrada en la cimentación.

II.01.2.c) Aisladores de Neopreno con Centro de Plomo (placas de plomo LRB).

Buckle y Mayes (1990-a) determinaron analíticamente el comportamiento de un puente continuo de cuatro claros colocando aisladores de base de corazón de plomo en los estribos. Se encontraron reducciones en los desplazamientos y fuerzas cortantes de 40% y 50% respectivamente.

Recientemente se han hecho aleaciones cuyo comportamiento esfuerzo - deformación se han denominado con memoria adaptable. La gráfica esfuerzo deformación se comporta diferente de acuerdo a la temperatura, la primera corresponde a temperaturas emnosres de cierto umbral; si la temperatura al formar la aleación se incrementa, se puede tener un comportamiento como el de la grafica siguiente (que disipa energía sin deformación permanente) o la última gráfica. Graesser y Cozzarelli (1989) han propuesto sus uso para aisladores de base. Materiales con estas características podrían ser los que en un futuro se usen en la construcción (Ilustración II.25).

Poco se ha avanzado en estudios que muestran la factibilidad económica de los sistemas aisladores de base. Kelly et alii. (1989) hacen una estimación para una estructura aislada y otra sin aislar según la metodología desarrollada por Ferrito (1984). Los costos así obtenidos no pueden considerarse generales.

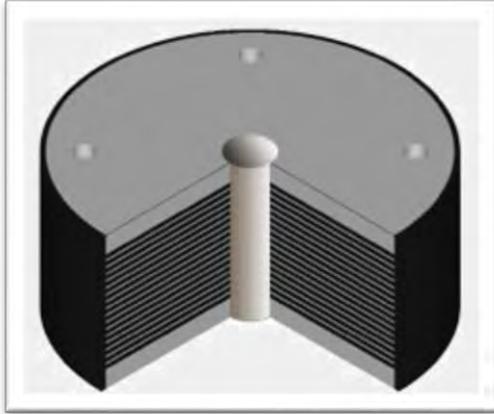


Ilustración II-25.- Aislador LRB

Mediante un estudio costo-beneficio Mayes et alii. (1988) muestran la factibilidad del uso de aisladores en la industria de la prefabricación. Este estudio sin embargo, no incorpora aspectos importantes conclusiones generales, como son los criterios de reposición.



Ilustración II-26.- Edificio con Aisladores de base

Debido al creciente interés por los aisladores de base se han propuesto criterios de toma de decisiones para determinar la factibilidad de su uso (Olson y Lambright, (1990) y Sharpe (1990)). Uno de los principales obstáculos para la incorporación de estos sistemas a la práctica profesional es la carencia de códigos que rijan su diseño (Mayes et alii. (1990)).

Se han construido varias estructuras con aisladores de base como las descritas en Charleson y co (1980), Skinner (1982), Andriano y Carr (1987), Takayama et alii. (1987), Skinner et alii. (1980), Kelly (1988) Mc Verry y Robinson (1989), Way y Howard (1990), Tajirian et alii. (1990), Gates et alii. (1990), Anderson (1990), Sveinsson et alii. (1990), Asher et alii. (1990), Hart et alii. (1990) Bachman et alii. (1990), Jones et alii. (1989), Mayes et alii. (1989), Jones (1990), Higashino (1990), Saruta et alii. (1990), Einserberg et alii. (1992), Vestroni et alii. (1992), Tanabe et alii. (1993), Sarrazini y Moroni (1992), Amin et alii. (1993), Cho y Retamal (1993), Kelly y Boardman (1993), y Okoshi et alii. (1993).

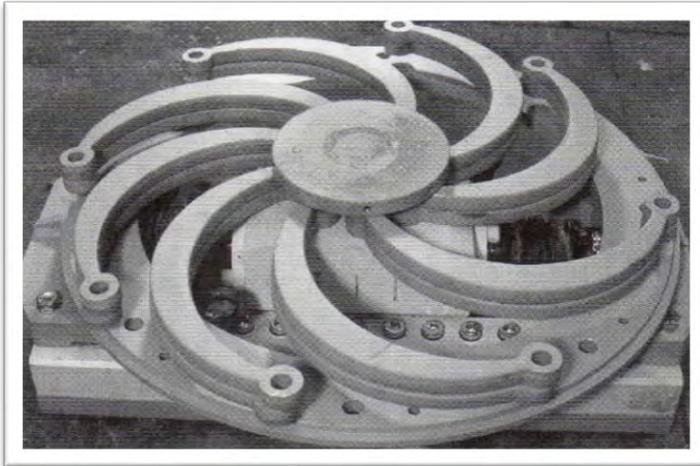


Ilustración II-27.- Aislador metálico con amortiguamiento histéretico

Villaverde (1993) hace una revisión crítica de los sistemas de control activo y pasivo, y describe las principales estructuras en las que se han implementado. Del estudio se concluye que la aplicación de cada dispositivo depende de las propiedades dinámicas de los sismos y de las características propias de la estructura. Los costos actuales de estos sistemas deberán disminuir en un futuro cuando su utilización se extienda de manera generalizada (Ilustración II.26).

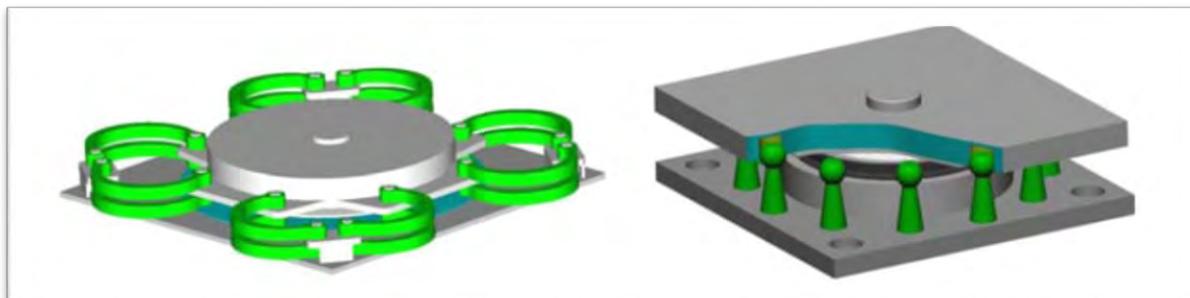


Ilustración II-28.- Aisladores con amortiguador metálico

II.01.2.d) Aisladores Metálicos.

En Europa principalmente se ha popularizado en las últimas décadas, unos aisladores de base metálicos (como resortes) que poseen tanto propiedades de aislador como de amortiguador, en Italia es donde se han hecho más estudios al respecto.

Castellano e Infanti (2009) han realizado estudios de rehabilitación de estructuras en Italia con estos dispositivos fabricados principalmente en puentes, estos han sido probados e utilizados

principalmente con amortiguadores metálicos, dando excelentes resultados en la pruebas cíclicas de carga multidireccional sin presentar pérdida de capacidad de carga (Ilustración II.27).

Se han estado instalando en diversas estructuras y se ha aprovechado una gran ventaja que ofrecen estos sistemas y es la posibilidad de aislar edificios de mampostería y antiguos, lo que permite conservar la herencia cultural de Italia. En el capítulo donde se examina las aplicaciones se mostrarán las obras que se han aislado con estos dispositivos (Ilustración II.28).

II.01.3. OSCILADORES RESONANTES.

La inclusión de una o varias masas adicionales con propiedades dinámicas conocidas, sobre un edificio puede reducir considerablemente su respuesta ante eventos sísmicos.

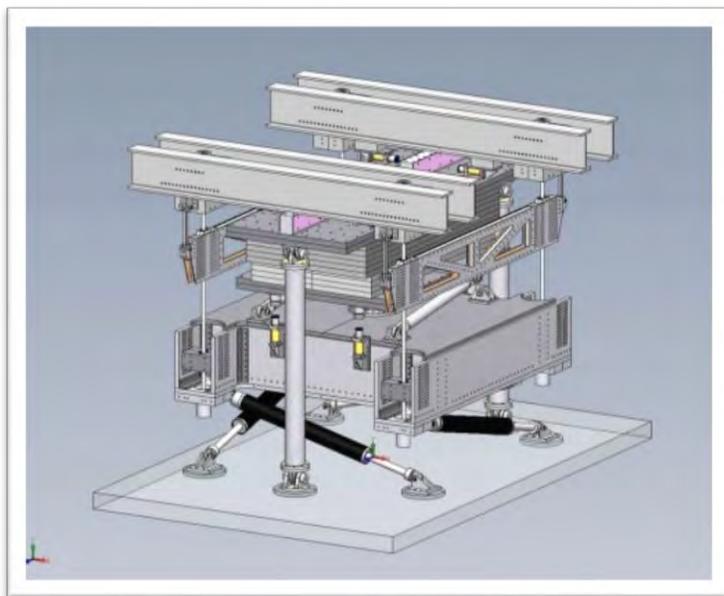


Ilustración II-29.- Masa resonante

Esta reducción siempre va acompañada de la transferencia de energía de vibración a un amortiguador de masas, la cual en la mayor parte de las ocasiones consiste en una masa auxiliar sostenida por una serie de amortiguadores y resortes que están anexados a la estructura original.

Este concepto se comenzó a estudiar en sus aplicaciones estructurales, con raíces en los estudios realizados en sistemas de absorción de vibración dinámica hechos en 1909 por Frahm y que consistían en una masa pequeña y un resorte unidos a una masa mayor, con un resorte más grande, ante cargas armónicas de excitación en el movimiento, la masa más grande encontraba un punto en el que se estacionaba completamente inmóvil cuando la vibración coincidía con la frecuencia natural del sistema, gracias al efecto de la frecuencia de excitación de la masa adherida más pequeña.

Después ya desde el punto de vista estructural, Den Hartog (1956) fue uno de los primeros investigadores que abordó el tema de sistemas con osciladores resonantes, demostró que con ciertos parámetros dinámicos del sistema conjunto pueden obtenerse reducciones importantes de la respuesta. En un sistema de dos grados de libertad, si el período de la carga coincide con el período de vibrar del segundo nivel (piso adicional), el movimiento del primer nivel es nulo y el segundo se ve sometido a una fuerza de igual magnitud y sentido contrario a la fuerza de excitación. Al existir amortiguamiento ambas masas se mueven pero los desplazamientos de la

primera pueden reducirse de manera importante al elegir adecuadamente las propiedades dinámicas de la segunda masa. Cuando el sistema es elástico y las frecuencias están bien separadas, Dan Hartog obtuvo expresiones para evaluar los parámetros del oscilador.

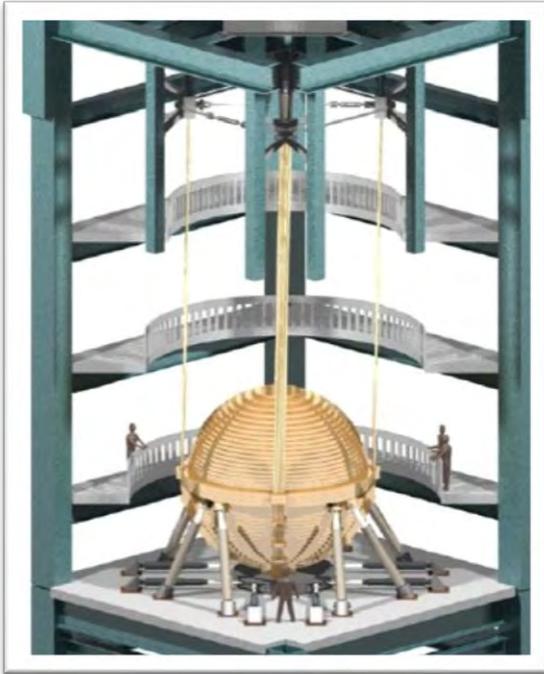


Ilustración II-30.- Amortiguador de masa pendular, Edificio Taipei 101

II.01.3.a) Masas resonantes.

El uso de masas resonantes en edificios altos han sido muy utilizados, y esto ha permitido reducir la vibración de diferentes tipos de excitación en estas estructuras, tales como viento, sismo o la propia operación de la mismas (Ilustración II.29).

Entre las masas resonantes se encuentran las de tipo pendular, las soportadas por resortes, e incluso las que están amortiguadas. Las experiencias en pruebas de laboratorio, se han dividido en dos tipos, las pruebas de pequeña escala (en laboratorio) y las de escala completa que son temporales (en sitio), cuando las estructuras se han visto sometidas a algunas cargas accidentales.

Entre las pruebas a escala se encuentra las realizadas por Isyumov et alii.ab. (1975), En un sistema de dos grados de libertad, sometido en un túnel de viento a excitaciones de viento, propuestas para edificios altos en un ambiente turbulento de viento (por ejemplo, Chicago), luego se presentaron estudios de Mc Namara (1977) en los que se estudian los periodos de vibración que alejan al modelo de las vibraciones adecuadas para permitir una relación de masa optima, que debe estar alrededor del 1% al 2% de la relación de las masas.

Una de estas Masas Pendulares está colocada en el interior del Edificio Taipei 101, en los pisos superiores, el cual se menciona en el capítulo correspondiente y tiene un mirador donde puede ser visitado como atracción turística (Ilustración II.30).

Tanaka y Mak (1983) demostraron la escala y el modelo adecuado que consiste en una caja rígida de material ligero para permitir un adecuado amortiguamiento de la carga de viento en una de las direcciones del edificio.

II.01.3.b) Líquidos resonantes

En la República de Armenia se han estudiado analítica y experimentalmente edificios de varios grados de libertad con un piso adicional sometidos a eventos sísmicos con características dinámicas diversas, obteniéndose reducciones de la respuesta a la mitad de la obtenida sin este piso (Korenev y Reznikov (1988) y Khachian et alii. (1990).

Paniagua et alii. (1989), estudiaron analíticamente un sistema de dos grados de libertad considerando como masa adicional un tinaco con agua. La mayor reducción de la respuesta se encontró para excitaciones correspondientes a registros de la zona blanda del valle de México (temblores de banda angosta).

Generalmente la masa y amortiguamiento del piso adicional difieren considerablemente del resto de la estructura (Ilustración II.31).

Esto dificulta el análisis debido a la carencia de modos clásicos de vibrar. El problema ha sido tratado por varios investigadores entre los que se encuentran: Warburton y Soni (1977), Villaverde y Newmark (1980), Villaverde (1986 y 1988), Yang et alii. (1988), Chen y Soong (1989), Ibrahim et alii. (1989) e Igusa (1990).

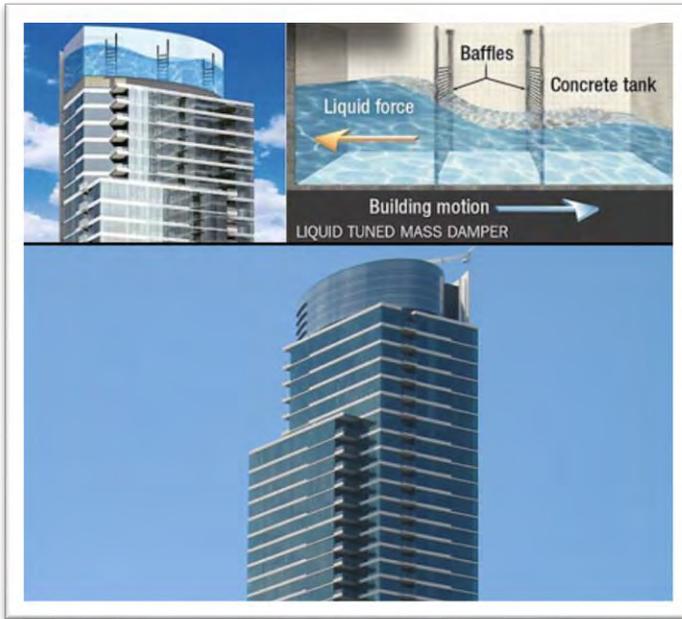


Ilustración II-31.- Tanque de Agua Amortiguador

En México se llevó a cabo un estudio analítico de un sistema de dos grados de libertad, en el que el primero representa a la estructura y el segundo a la masa adicional (Aguíñiga y Jara, (1993)), Los resultados del análisis inelástico permiten ver que una limitación importante para aplicar estos sistemas es que el oscilador se ve sometido a demandas de desplazamientos que resultan inalcanzables desde un punto de vista práctico. Sin embargo, de acuerdo con lo hasta obtenido, si se permite que la estructura tenga demandas de ductilidad moderadas, los desplazamientos del oscilador disminuyen considerablemente, lo que podría

hacer aplicable al sistema. Esto revela porque se ha estado usando estos dispositivos en edificios altos.

II.01.4. MATERIALES INTELIGENTES Y BIOESTRUCTURAS.

Dentro de estos materiales, que se están estudiando en los últimos años, se han hecho avances espectaculares, ya que consiste en la utilización de materiales que responden a los estímulos del ambiente físico y cambian sus propiedades y su respuesta de acuerdo a estos estímulos, por lo que se han hecho avances en dos sentidos, el material como tal y en la filosofía de su estructura que algunos han comparado con las estructuras biológicas y su inteligencia para reaccionar a las demandas del medio ambiente.

Por estas razones en este momento se puede hablar de las siguientes subdivisiones de este tema, ya que varios autores aun lo consideran parte de las estructuras de control activo, e incluso híbridas, pero en este estudio las consideraremos como Pasivos porque no requieren sistemas de cómputo para su control.

Hablaremos de los materiales y al final de la filosofía de diseño que se está generando con este desarrollo de los últimos años. Uno de los materiales que poseen esta "memoria física" es el acero de presfuerzo, que posee una carga previa que le permite reaccionar a los esfuerzos que se presentan en un sismo.

II.01.4.a) Cables de Preesfuerzo.

Los enormes daños provocados por los temblores de septiembre de 1985 obligaron a buscar sistemas alternativos de reparación y reforzamiento de estructuras. Uno de los sistemas más propuestos y usados en el reforzamiento de escuelas fue la inclusión de cables de presfuerzo como contravientos de la estructura para incrementar su resistencia y su rigidez (Rioboo et alii., (1989). se han llevado a cabo estudios analíticos (Paniagua et alii., (1989)) y experimentales (Miranda y Bertero, (1989)) del comportamiento de estos sistemas que muestran reducciones importantes en la respuesta al incorporar los cables. Aunque no es propiamente un sistema de disipación, el comportamiento de las estructuras analizadas lo hacen atractivo como una posible solución para la reducción de daño sísmico. Los estudios anteriores se han limitado a estructuras pequeñas con estructuraciones similares a las que se utilizan en la construcción de escuelas bajo excitaciones sísmicas de registros cercanos a los epicentros (Costa del pacífico de México) y alejados de ellos (Ciudad de México). Uno de los parámetros considerados en los análisis fue la variación de las fuerzas cortantes de entrepiso con la inclinación de los cables. Para los casos estudiados se concluye que al graficar la fuerza cortante contra desplazamiento relativo del entrepiso al incorporar los cables, el comportamiento lateral es prácticamente elástico, por lo que los edificios deben diseñarse para una demanda de ductilidad de uno.

La bondad del sistema se ha comprobado en estudios de edificios de uno y dos niveles. La solución, sin embargo, es atractiva para edificios pequeños y de mediana altura, como se comprueba en los estudios analíticos de Jara u col (1992) y Gómez et alii. (1993), donde se muestra que para edificios diseñados originalmente con demandas de ductilidad de dos y cuatro, estas pueden reducirse de manera apreciable al incluir los cables de presfuerzo.

II.01.4.b) Materiales Inteligentes (smart materials).

Ahora hablaremos de los materiales que cambian sus propiedades bajo la presencia de por ejemplo electricidad, permitiendo variar su esfuerzos ante una presencia de corriente eléctrica, o cambiar su forma, permitiendo reaccionar ante los estímulos del medio ambiente, a este respecto tenemos los estudios que han realizado Palomera-Arias (2005), que realizo análisis

de respuesta de amortiguadores excitados por corrientes eléctricas que se producían en elementos de tipo solenoide colocados en los elementos estructurales que se sometían a solicitaciones sísmicas simuladas. A este respecto también tenemos los estudios realizados en la Universidad de Washington con dispositivos magnéticos que permiten variar la respuesta de vibración,

Uno de los estudios interesantes es en el 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Chen y Liu (2010) presentaron avances con materiales formados por nanotubos de carbono y sus respuestas basadas en los estudios de Castro y Timmis (2002) para obtener materiales y dispositivos con respuestas inteligentes a esfuerzos, de tal manera que funcionan como redes neuronales.

II.01.4.c) Biotecnica (Bioestructuras).

Una de las corrientes originadas por los materiales inteligentes consiste en la teoría biotecnica o lo que es lo mismo, la micro fragmentación de los esfuerzos de una estructura, lo que permite realizar estructuras copiando o inspirándose en elementos naturales que permiten la estructura de grandes árboles, que resisten fuertes vientos por ejemplo, basándose en microestructuras que permiten la redistribución de esfuerzos, teoría que ha sido aplicada en la Torre Biónica, en la cual su creador define como: "Bajo la filosofía bio-tecnológica "la naturaleza lo hizo primero y lo hizo mejor", la Biónica nació en Rusia a mediados del siglo XX, como ciencia crisol de otras ciencias naturalistas e ingenieros-técnicas. La Biónica pretende ser una disciplina puente entre la biología y la tecnología industrial. Su objetivo es el estudio de las estructuras y de los procesos en los fenómenos biológicos con el fin de aprovechar estos conocimientos en el desarrollo, perfeccionamiento y humanización del entorno tecnológico del ser humano."

En este punto varios arquitectos están desarrollando teorías de microfragmentación estructural que permite la redistribución de esfuerzos en el momento que se presentan sismos o vientos muy fuertes, permitiendo que la estructura disipe energía, de acuerdo a las pequeñas estructuras contenidas en la estructura real sin que se dañe el interior del edificio.

En un estudio presentado en el 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Flatau (2010), se explican avances recientes en los Bio-sensores y el desarrollo de los Bio-actuadores, haciendo una comparativa de cómo los organismo vivos se comportan y responden ante los agentes externos y cómo podemos poner los sensores y los actuadores a manera de "redes inteligentes" que reaccionen a los eventos naturales.

II.02. Dispositivos de Control Activo.

El control activo se basa en el principio de eliminar las vibraciones de una estructura mediante la aplicación de fuerzas externas. El movimiento se detecta mediante la inclusión de sensores, en varias partes de la estructura, que miden la respuesta de esta y las excitaciones externas.

Los sensores se conectan a una computadora que envía señales a sistemas (actuadores) que aplican fuerzas a la estructura con la finalidad de contrarrestar el movimiento.

Un sistema de control activo de estructuras es un sistema de control con red cerrada cuyo esquema de funcionamiento se resume de la siguiente manera. Sus elementos básicos son:

- Sensores: Miden continuamente la respuesta de la estructura y la transforman en una señal analógica o digital.

- Controlador: A partir de la respuesta medida de la estructura genera una señal de control, es decir, calculan la fuerza de control necesaria basado en un algoritmo de control.

- Actuadores: Son dispositivos mecánicos que interpretan la señal de control y ejercen sobre la estructura un sistema de fuerzas denominado fuerzas de control. El tiempo de respuesta de los mecanismos actuadores, es decir, el tiempo que transcurre desde que éstos reciben la señal hasta que aplican las fuerzas de control a la estructura introduce un desfase que debe ser tenido en cuenta en la generación del algoritmo de control.

Los principales sistemas desarrollados en la actualidad se describen a continuación:

II.02.1.a) Masa activa.

Este sistema es una extensión del sistema pasivo con oscilador resonantes. El movimiento de la masa sobre el último nivel de la estructura es controlado por medio de una computadora a través de los sensores y envía a los actuadores el movimiento que se debe aplicar a las masas. A diferencia del sistema pasivo, el activo controla el movimiento del edificio para temblores de banda angosta y de banda ancha. La primera aplicación de este sistema se hizo en Japón para un edificio de acero de 11 niveles (Toyama et alii. (1992)). Mediciones de la respuesta ante la acción del viento han mostrado que el movimiento lateral del edificio es de alrededor del 30% del que tendría, si no existiera la masa activa.

Una de las principales desventajas de estos sistemas es la gran demanda de energía que se requiere para aplicar las fuerzas de control. Encaminados a ampliar esta aplicación de estos dispositivos, se han propuesto diversos sistemas como el descrito por Maebayashi et alii. (1992), Se propone un sistema de control similar al anterior, pero con el uso del sistema de masa tanto activa como pasiva, con lo que se logra disminuir la energía necesaria a la tercera parte para el control de viento y sismos moderados. El sistema se encuentra instalado en un edificio del Japón de siete niveles.

Similar al anterior, Fijita et alii. (1992) describen el estudio experimental de un modelo a escala natural de seis niveles en el que se incorporó una masa de control activo para viento y temblores moderados, que se convierte en pasiva para temblores de gran magnitud. La reducción de la respuesta para estos últimos eventos es de alrededor del 40%. Una propuesta similar es la de Kimura et alii. (1992), que incorpora como masa adicional seis tanques sobre aisladores de base, en el último nivel de la estructura de 21 pisos y 130 m de altura. La respuesta analítica de los desplazamientos con control activo representa el 35% de la estructura sin control. Cuando la masa actúa como sistema pasivo, la máxima reducción encontrada es del 10%

II.02.1.b) Tendones Activos.

Los tendones activos son contravientos colocados diagonalmente en forma de X que abarcan uno o varios niveles de la estructura. Las fuerzas que se requieren aplicar a los tendones se obtiene de manera similar al sistema anterior.

Se han desarrollado también tendones activos para modificar las propiedades dinámicas de la estructura cuyo objetivo es alejar el período fundamental de la estructura de las frecuencias dominantes del temblor para cada instante y con esto evitar el efecto de resonancia. Una de las posibles alternativas es la de modificar la inclinación del tendón con el tiempo, lo que permite cambiar la rigidez de los marcos.

Descripciones más detalladas de estos elementos y estudios de laboratorio se encuentran en Higashino et alii. (1990) y Soong (1990 y 1991).

Se han propuesto métodos de análisis para estos sistemas como los descritos en Cheng (1990), Suhardjo et alii. (1990) y Yamada et alii. (1990).

II.02.1.c) Dispositivos de Fricción Activos.

Akbay y aktan (1990) propusieron un sistema de control activo que disipa energía por fricción, similar al pasivo de Pall (1982). El sistema puede controlar la fuerza de umbral de deslizamiento de los dispositivos en condiciones de servicio y en condiciones últimas.

II.03. Dispositivos de Control Híbridos.

Los sistemas de control híbrido, que se han desarrollado en la última década (1990-2000) consisten en sistemas que utilizan tanto sistemas pasivos como activos.

Los sistemas de control activo precisan un importante aporte de energía para operar el movimiento de los actuadores. Si la energía utilizada es hidráulica deben disponerse instalaciones de almacenamiento capaces de mantener una presión de alimentación constante y, en presencia de una excitación dinámica violenta, son frecuentes las interrupciones en el suministro de energía eléctrica por lo cual no suele ser posible suministrar fluido a presión constante por mucho tiempo.

Para obviar estas limitaciones se proponen los sistemas de control híbridos o también conocidos como sistemas de control semi-activos, que se caracterizan por consumir una cantidad ínfima de energía durante su actuación. Los sistemas de control híbridos se distinguen de los sistemas de control pasivos en que reciben información en línea de la respuesta de la estructura y de los sistemas activos en que no precisan un aporte exterior de energía en cantidad apreciable.

La mayoría de los sistemas de control híbridos son en base a amortiguadores de masa. Para mejorar el rendimiento de estos elementos pasivos de absorción dinámica se ha propuesto un sistema híbrido.

Según Fujita, un amortiguador de masa híbrido con modo activo y pasivo, es un verdadero amortiguador de masa híbrido, el cual trabaja como un amortiguador de masa activo para el control efectivo de vibraciones relativamente pequeñas de edificios altos causadas por vientos y sismos moderados y al mismo tiempo, puede trabajar como un amortiguador de masa pasivo contra sismos severos.

Los amortiguadores de masa tanto activos como híbridos tienen la siguiente estructura.

II.03.1.a) TIPO MECANISMO DE MOVIMIENTO XY

Como se muestra, la masa móvil del amortiguador de masa de este tipo es soportada por un mecanismo de movimiento XY que provee traslación horizontal bidireccional sin rotación. La masa móvil y el marco intermedio, así como el marco intermedio y la base inferior, son respectivamente conectados por resortes helicoidales (Ilustración II.32).

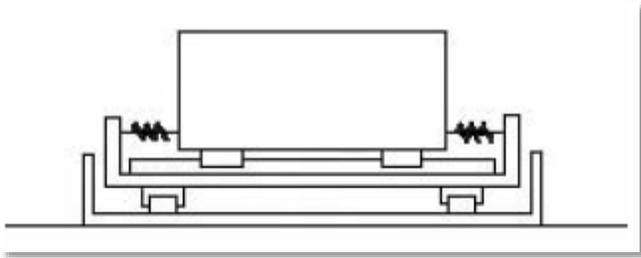


Ilustración II-32.- Amortiguador de masa del tipo mecanismo de movimiento XY

Consecuentemente, la frecuencia natural del amortiguador de masa puede ser un set independiente en cada dirección.

Amortiguadores de masa híbrido de este tipo usan un actuador hidráulico o un servomotor. Además también existen amortiguadores de masa pasivo de este tipo.

II.03.1.b) TIPO APOYO DE GOMA MULTIPLATAFORMAS

El apoyo de goma multiplataformas consiste de un número de plataformas (cada plataforma comprende 3 o 4 elementos de apoyo de goma laminada) amontonadas con placas estabilizantes entre las plataformas. Este tipo de apoyo de goma, fue desarrollado por Fujita en colaboración con un fabricante mayor de productos de goma, para la aislación sísmica de estructuras ligeras o equipos, produciendo muy bajas frecuencias naturales horizontales en los edificios con aislación basal (Ilustración II.33).

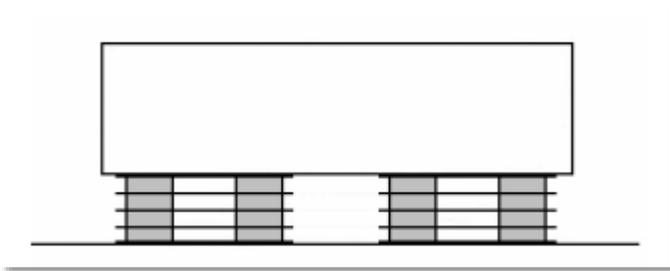


Ilustración II-33.- Amortiguador de masa del tipo apoyo de goma multiplataforma

En la aplicación para amortiguadores de masa, los apoyos de goma multiplataformas pueden soportar masas móviles de gran escala y proveer movimientos horizontales sin fricción, aunque las frecuencias naturales de los amortiguadores de masa llegan a ser iguales en cada dirección horizontal.

Este tipo es más conveniente para la instalación al aire libre sobre el techo del edificio. Siendo ampliamente usado por varios amortiguadores de masa activos e híbridos.

Amortiguador de masa del tipo apoyo de goma multiplataforma.

II.03.1.c) TIPO PÉNDULO MULTIPLATAFORMA

Como se muestra, la masa móvil es suspendida por un mecanismo de suspensión multiplataforma en lugar de un mecanismo de péndulo normal, disminuyendo la altura del amortiguador de masa.

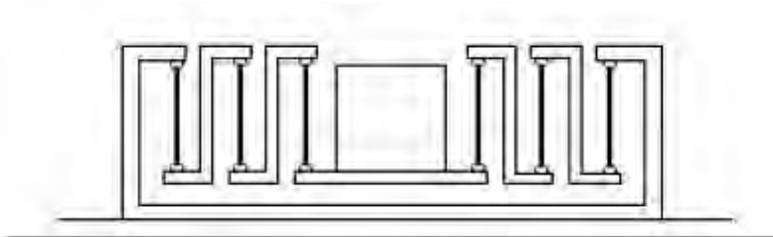


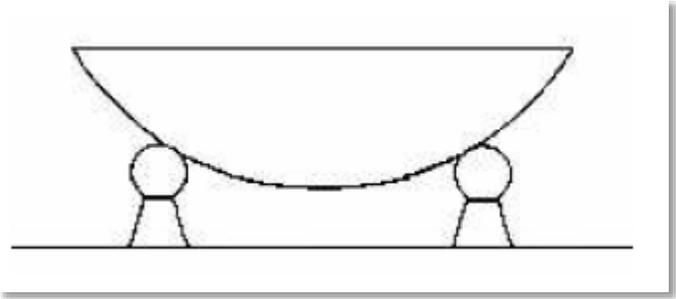
Ilustración II-34.- Amortiguador de masa del tipo péndulo multiplataforma

Cada plataforma consiste de un marco circundante de la masa. Amortiguadores de aceite son instalados entre los marcos (Ilustración II.34).

II.03.1.d) TIPO PÉNDULO DE CUERPO RÍGIDO

Este tipo es normalmente usado por un amortiguador de masa unidireccional. La masa móvil tiene una parte inferior en forma de arco que es montada sobre rodillos, y desliza como un péndulo de cuerpo rígido. Este tipo es también conveniente para disminuir la altura del amortiguador de masa que usa el principio del péndulo. Para ser bidireccional, dos set del amortiguador de masa son combinados (Ilustración II.35).

Ilustración II-35.- Amortiguador de masa del tipo péndulo de cuerpo rígido



II.03.1.e) TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES

A continuación se describirán algunos de los principales Sistemas de Amortiguación de Masa Híbridos: el dispositivo S-HMD, el amortiguador de masa híbrido en forma de V IHI, el amortiguador de masa híbrido Yokogawa y el sistema DUOX.

II.03.1.e.(i) Dispositivo S-HMD

Este dispositivo de tipo activo, denominado S-HMD es desarrollado por la empresa japonesa Shimizu Corporation. Este amortiguador de masa híbrido es del tipo apoyo de goma multiplataforma (Ilustración II.36).

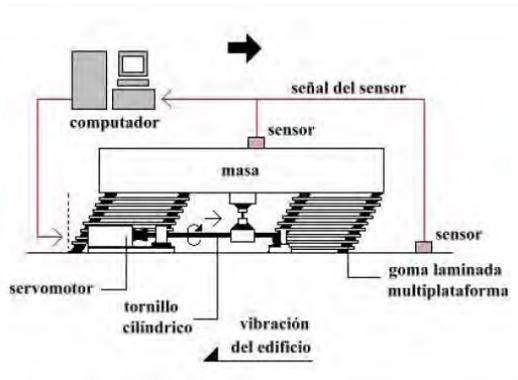


Ilustración II-36.- Esquema y Foto del dispositivo S-HMD



Este sistema de amortiguador de masa híbrido Shimizu, maximiza la eficiencia de la energía combinando el dispositivo TMD pasivo y el equipo de transmisión controlado por computador.

El dispositivo S-HMD está compuesto por una masa auxiliar soportada por apoyos de goma multiplataforma y un servomotor con un tornillo cilíndrico para el sistema actuante. Los apoyos de goma multiplataforma tienen una baja rigidez. El factor de amortiguamiento del sistema puede ser fácilmente cambiado adhiriendo amortiguadores viscoelásticos entre cada plataforma de los apoyos de goma.

Un sistema de freno de aire es equipado contra la deformación extremadamente grande o para algunos problemas del sistema. Se muestra un esquema del dispositivo con sus componentes y en la Foto se puede apreciar la fotografía de un dispositivo.

El dispositivo S-HMD es efectivo para reducir todo tipo de vibraciones, esto incluye tanto la vibración lateral como la vibración torsional de la estructura. Por otro lado, no sólo es efectivo para reducir la respuesta debido al viento, sino también para la reducción de la respuesta contra cargas sísmicas moderadas. El S-HMD es muy efectivo para controlar las vibraciones de edificios muy altos.

En cuanto al costo del dispositivo la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 2.0 y un 3.0%. Por otra parte, la razón de peso entre dispositivo/edificio es 0.3 a 0.4%.

El dispositivo S-HMD fue implementado al ORC 200 Symbol Tower, completado en 1992 en la ciudad de Osaka, Japón. Esta es una estructura de marco de acero de 200 m de alto con 50 pisos con un periodo natural de 4.7 s en la dirección longitudinal (dirección X) y 4.4 s en la dirección transversal (dirección Y) como valores de diseño (Ilustración II.37).

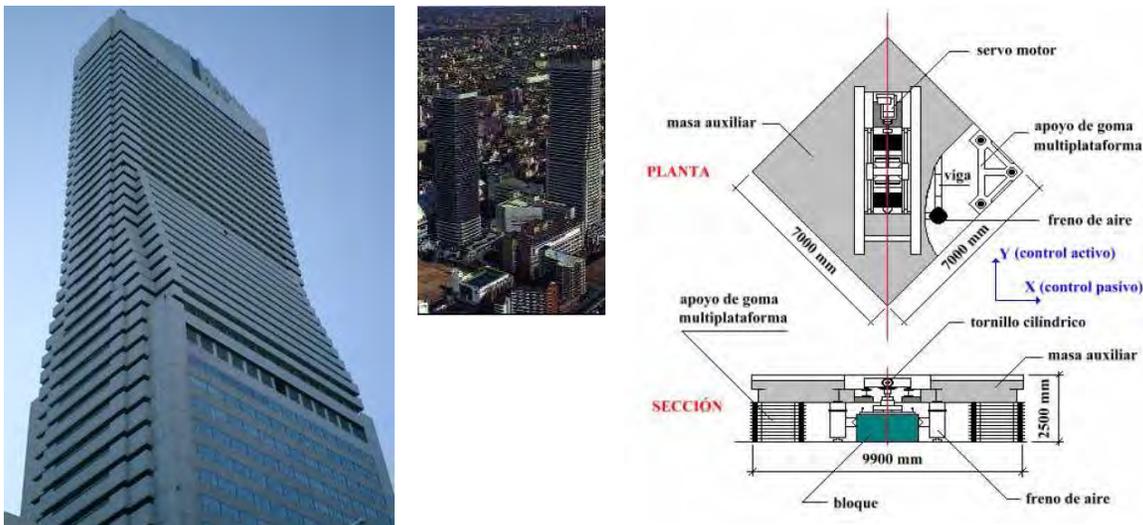


Ilustración II-37.- ORC 200 Symbol Tower, 1992 en la ciudad de Osaka, Japón

La parte más baja del edificio es usado por oficinas, la parte media para residencias y la superior como hotel.

A causa de su planta rectangular y de su esbeltez, el efecto de vibración torsional y lateral es importante durante la excitación debido a fuertes vientos. El sistema consiste en dos unidades para el control de vibración lateral y torsional.

Cada unidad de amortiguador de masa híbrido S-HMD tiene una masa de 100 toneladas soportada por 4 apoyos de goma multiplataforma que tiene una baja rigidez horizontal, pudiendo deformarse casi linealmente a más de 100 cm en la dirección horizontal, es decir, tiene un recorrido máximo de ± 100 cm.

Se muestra el esquema del dispositivo S-HMD utilizado en el ORC 200 Symbol Tower y en las especificaciones del dispositivo. Este amortiguador de masa puede trabajar como un amortiguador de masa híbrido en la dirección Y, mientras trabaja como uno pasivo en la dirección X. Este sistema es diseñado principalmente para controlar el primer modo de vibración lateral en la dirección transversal acoplado con la vibración torsional debido a vientos fuertes.

Existen otras empresas japonesas que han desarrollado e instalado amortiguadores de masa híbrido del tipo apoyo de goma multiplataforma, entre ellas está Fujita Corporation en colaboración con varias compañías.



Ilustración II-38.- Long Term Credit Bank of Japan Building 1993 en Tokio, Japón

El amortiguador desarrollado por Fujita Corporation, se implementó al Long Term Credit Bank of Japan Building terminado en 1993 en Tokio, Japón. El amortiguador de masa utiliza un actuador hidráulico, para cambiar de modo pasivo a activo y el apoyo de goma multiplataforma (Ilustración II.38).

El edificio es una estructura de acero con un perfil en forma de T en una elevación y una simple torre en la otra. Tiene una altura de 130 m, un área de piso total de 62,821 m², un peso total de 39800 toneladas y un período natural de diseño de 3,0 s. El edificio es usado para oficinas del banco.

Una característica novedosa de este sistema es la utilización como masa auxiliar de elementos que se encuentran y son parte del edificio. Tanques de almacenamiento de calor son utilizados como parte de la masa móvil. Esta consiste de seis tanques de almacenamiento y un marco que está soportado por seis apoyos de goma multiplataforma. Dos actuadores hidráulicos son equipados en cada dirección horizontal entre el marco y la losa del techo del edificio.

II.03.1.e.(ii) Amortiguador de Masa Híbrido Forma de V.

Este amortiguador de masa híbrido del tipo péndulo de cuerpo rígido, el cual usa un servomotor, desarrollado por la empresa japonesa Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co.,Ltd. en conjunto Kajima Corporation. Esta última empresa le asigna el nombre de sistema de control TRIGON.

Este dispositivo, compacto y de alto rendimiento ha sido desarrollado para disminuir las vibraciones inducidas por sismos y vientos en edificios de alta elevación, y de esta forma, mejorar la habitabilidad en los pisos superiores. La viabilidad de este sistema ha sido confirmada por variados ensayos desarrollados por la empresa.

Este sistema usa un mecanismo compacto, que permite la fácil sintonización del período natural del sistema vía un mecanismo pasivo que consta de una masa auxiliar en forma de V, que se desliza sobre rodillos que operan conforme al principio del péndulo. Este mecanismo es controlado activamente por un motor eléctrico, que adopta un algoritmo de control para las normas de control.

Las características especiales de este sistema son las siguientes:

1) Este sistema es clasificado como de tipo híbrido, en que un sistema de control motorizado es añadido a un sistema pasivo capaz de sintonizar el período natural.

2) La base de las masa auxiliar es en forma de V y se desliza sobre rodillos moviéndose conforme al principio del péndulo, eliminando el mecanismo colgante de un péndulo convencional. Por lo tanto, este sistema puede ser de una altura tan pequeña como 3.5 m.

3) Las masas auxiliares constan de un carril en forma de V y un peso muerto. El período natural del mecanismo del sistema puede ser ajustado cambiando el ángulo de operación del carril en forma de V, pudiendo ser fácilmente sintonizado al periodo natural del edificio. Este cambio de ángulo puede realizarse gracias a los "espaciadores", cuya altura determina el período fundamental.

El sistema es equipado con funciones inteligentes, tales como arranque automático de la unidad de impulsión cuando la oscilación del edificio excede un nivel estándar seguro, debido a sismos o a fuertes vientos, y la inmediata implementación de la parada de emergencia por el sistema de monitoreo de seguridad en caso de ser necesario.



Ilustración II-39.- Amortiguador de masa híbrido en forma de V instalado en Shinjuku Park Tower



En cuanto al costo del dispositivo la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.4 y 1 %.

Este sistema fue aplicado a un edificio de alta elevación, el Shinjuku Park Tower terminado en Abril de 1994 y ubicado en Tokio, Japón. La parte superior del edificio es usada como habitaciones de hotel, la parte media como oficinas y la parte inferior como corredores (Ilustración II.39).

En el edificio se instalaron tres amortiguadores de masa en forma de V.

El edificio fue fundado para experimentar traslación en la dirección transversal, acompañada por torsión cuando es expuesta a vientos fuertes, esto debido a los aspectos climáticos y su forma característica. Por ende, podría tener un gran impacto en la habitabilidad del hotel, localizado en los pisos superiores del edificio.

Para mejorar la habitabilidad en los eventos sísmicos o de vientos fuertes, el sistema de amortiguamiento se instaló en una habitación especialmente habilitada como sala de máquinas en el piso intermedio N° 39, basado en los siguientes cuatro objetivos de diseño del edificio:

- 1) Debería ser posible sintonizar el largo período natural del sistema al de la estructura de edificio, dentro de un amplio rango.
- 2) El sistema debe tener grandes efectos de amortiguamiento.
- 3) El sistema entero debe ser compacto para cumplir con las condiciones de instalación en el edificio.
- 4) Los pisos superiores e inferiores de la sala de máquinas, deben ser mantenidos en un nivel de ruido aceptable y uniforme durante la operación del sistema.

II.03.1.e.(iii) Sistema de Amortiguador de Masa Híbrido Yokogawa

El amortiguador de masa híbrido tipo péndulo multiplataforma fue desarrollado e instalado por la empresa japonesa Yokogawa Johnson Controls Corporation.

El sistema de péndulo multiplataforma tiene la singular característica de disminuir la altura del amortiguador de masa en comparación con el péndulo simple, lo que reduce notablemente su tamaño, permitiendo de ésta manera una mayor facilidad de instalación.

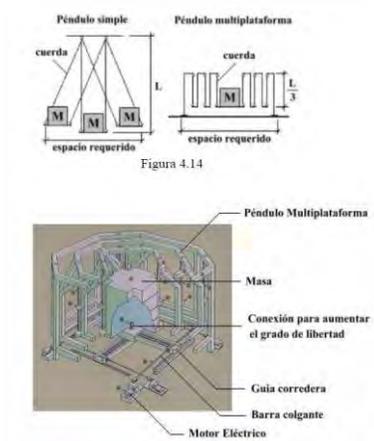


Ilustración II-40.- Amortiguador de masa híbrido, Yokohama Landmark Tower, Japon

Este amortiguador consiste en una masa móvil que está localizada en el centro de una serie de marcos de acero concéntricos, como se muestra, los cuales están conectados entre sí

por cables provistos con ajustes de control del periodo natural. Sólo el marco exterior está fijado al piso.

El dispositivo de impulsión está bajo la masa móvil y consiste de servomotores, tornillos cilíndricos, un mecanismo de movimiento XY y una conexión universal que conecta el dispositivo de impulsión a la masa móvil. En la Ilustración II.4 se muestra el amortiguador de masa híbrido bajo ensayos en la fábrica.

El sistema está diseñado para controlar las vibraciones de edificios debidas principalmente a vientos.

Este sistema fue instalado al Yokohama Landmark Tower completado en Julio de 1993 en la ciudad de Yokohama, Japón. Se instalaron dos del mismo sistema sobre el mismo piso (piso 68), los cuales trabajan en forma independiente. Las masas de las masas auxiliares son de 170 toneladas cada una.

En la Foto (Ilustración II.40) se muestra el edificio que tiene una altura de 296 m, un área de piso total de 392,283 m², un peso de 260,610 T y un período natural de diseño de 6 s. Los pisos inferiores son usados como oficinas (del 1 hasta el 48) y los pisos superiores para un hotel (del piso 49 hasta el 70).

El sistema está diseñado para controlar el 1er modo de vibración del edificio debido a los vientos que influyen en forma importante por ser una estructura de gran altura.

La compañía implementó un sistema de amortiguador de masa híbrido que comprende 2 unidades a la torre de control del Aeropuerto Internacional de Kansai cerca de la ciudad de



Ilustración II-41.- Torre de control del Aeropuerto Internacional de Kansai, Osaka en Japón

Osaka en Japón, para el control de las vibraciones laterales y torsionales de la torre. La estructura tiene 86 m de altura y fue terminada en 1992 (Ilustración II.41).

La unidad de amortiguador de masa híbrido consiste de un péndulo normal controlado por servomotores. La compañía está también implementando sistemas de amortiguador de masa híbrido del tipo péndulo multiplataforma a varios edificios de gran altura que están bajo construcción en Japón.

II.03.1.e.(iv) Sistema DUOX - Amortiguador de Masa Híbrido

El sistema DUOX fue desarrollado y aplicado por la empresa japonesa Kajima Corporation. Este sistema es una combinación de un sistema AMD y un amortiguador de masa sintonizada pasiva (TMD).

Aunque se reconoce un insignificante retraso de tiempo en poner en marcha instantáneamente el sistema DUOX cuando ocurre un sismo, posee casi la misma eficiencia de control que la del sistema AMD. Este es un sistema de fácil instalación, que tiene varias ventajas desde el punto de vista de la planificación arquitectónica y económica. Su característica especial es que todo lo que se requiere para formar el sistema es montar un dispositivo AMD pequeño encima de un amortiguador de masa sintonizada convencional. Por consiguiente, se puede hacer un dispositivo de control bidireccional. Como referencia, el peso del dispositivo AMD es aproximadamente 10 - 15 % del peso del dispositivo TMD.

En la Foto (Ilustración II.42) se muestra el diagrama conceptual del sistema de amortiguador de masa híbrido y en la siguiente se puede ver el principio del control estructural del sistema.

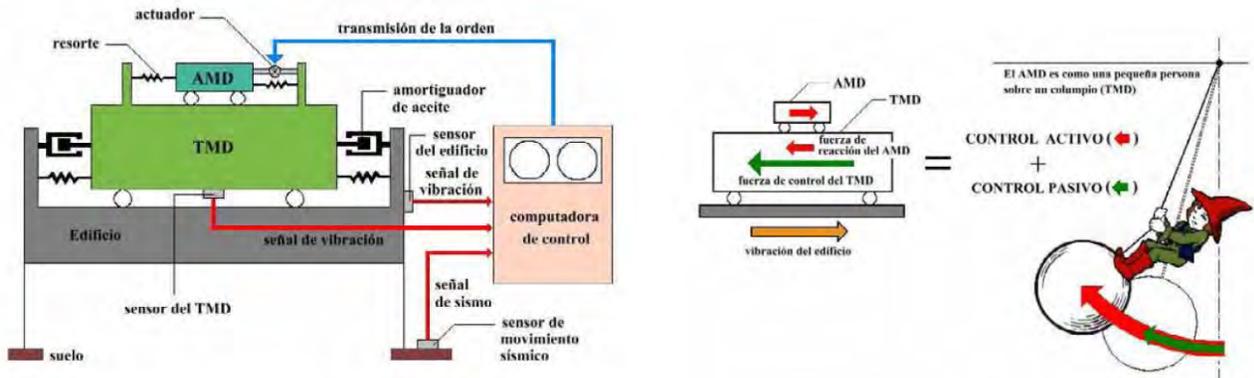


Ilustración II-42.- Diagrama Conceptual del sistema DUOX

El sistema ejecuta el control de la siguiente forma. Primeramente, la velocidad absoluta del edificio en la localización del dispositivo (generalmente en el techo), el desplazamiento relativo del TMD con respecto al edificio (techo) y el desplazamiento y velocidad relativa del AMD con respecto al TMD, son medidos por sensores. Esta información es usada por el controlador para determinar la óptima ganancia de control y así alcanzar el efecto de control requerido, y además para mantener los recorridos del AMD dentro de un rango aceptable. Las masas del TMD y el AMD son en este caso 0.8 % y 0.08% de la masa de la estructura, respectivamente.

El sistema DUOX se aplicó al Edificio Nishikicho Ando mostrado en la Ilustración II.43 (localizado en Nishikicho, Kanda, Tokio) que es un edificio residencial y de oficina de 14 pisos, de 68 m de altura total (incluyendo 14 m de altura del muro de cortina del techo), que se terminó de construir en 1993 (Ilustración II.43).

Esta estructura de edificio tiene una planta casi cuadrada. El sistema es diseñado para que la respuesta de vibración de la parte superior del edificio sea menor que 1/3 de la respuesta para el estado no controlado, cuando es sometido a sismos moderados o vientos fuertes.

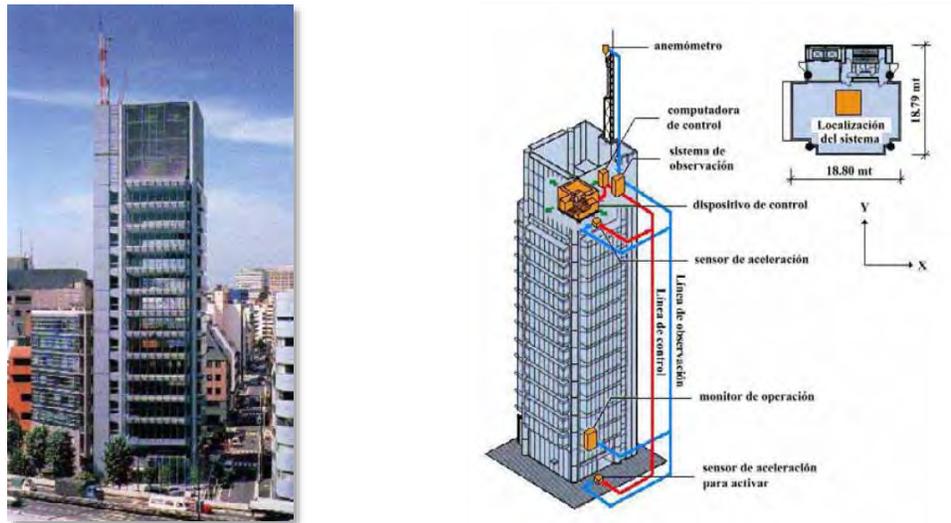


Ilustración II-43.- Edificio Nishikicho Ando, en Kanda, Tokyo, Japón, y Composición total del sistema

La composición total del sistema y la composición del equipo son mostradas en la Fotos respectivamente.

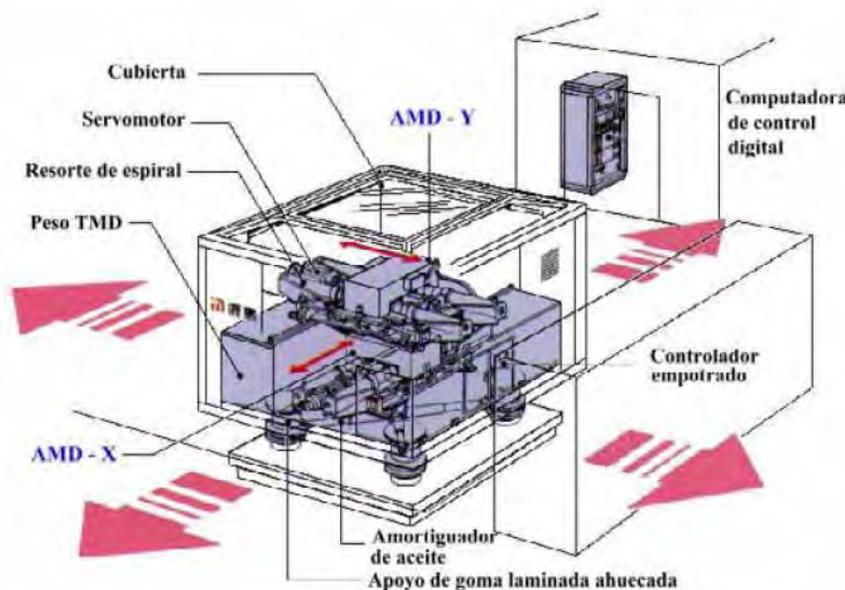


Ilustración II-44.- Composición del sistema DUOX

El peso auxiliar pasivo del DUOX es aproximadamente 20 [T] y el peso auxiliar de la parte activa es sólo 2.0 [T] (0.8% y 0.08% del peso del edificio, respectivamente).

Otra característica del sistema es que el dispositivo completo es sostenido por los apoyos de goma laminada ahuecada que posee el dispositivo TMD pasivo, con la adecuada rigidez lateral. Se usaron amortiguadores de aceite para disipar la energía de vibración del dispositivo TMD pasivo, estos se ubicaron entre la masa pasiva y la losa del techo del edificio (Ilustración II.44).

Para este caso, se instalaron dos pequeños dispositivos AMD idénticos sobre el TMD pasivo, de esta forma el sistema DUOX tiene un control bidireccional, por medio de las fuerzas de inercia generadas por los AMD. El sistema fue instalado al aire libre sobre el techo del edificio dentro de una construcción especialmente diseñada. Por lo tanto, el sistema se puede instalar directamente sobre el techo siendo conveniente para la instalación al aire libre, lo cual sin duda es una ventaja de este sistema.



Ilustración II-45.- Edificio con Sistema HiDAX en Japón, se muestra también una imagen del análisis dinámico realizado en SAP (CSI)

De acuerdo al diseño y pruebas realizadas, el sistema DUOX bidireccional fue capaz de reducir las vibraciones del edificio producto de vientos, en alrededor de un 60%.

Una variante de este sistema es el desarrollado por Kajima conocido como Sistema HiDAX (Ilustración II.45) que recientemente ha sido usado en dos edificios altos construidos en Tokyo, y probado en sus laboratorios de Estructuras Grandes del centro de Investigación (Ilustración II.46).

En este momento no hay muchos datos sobre el comportamiento de estos dispositivos todavía en etapa de uso, pero son un avance sobre el anterior sistema DUOX que aprovecha los elementos de la experiencia obtenida de los rascacielos construidos con el sistema DUOX.

En este momento en los laboratorios de Investigación de las grandes compañías constructoras de Japón se lleva a cabo una carrera para conseguir las combinaciones más eficientes para llegar a alturas más grandes y aprovechar más los espacios de Tokyo que son muy caros.



Ilustración II-46.- Laboratorio de Estructuras de Gran Tamaño de KAJIMA Technology

Así como hace algunos años, el gran impedimento para las estructuras grandes eran los elevadores, hoy en día es el control de vibraciones en edificios de gran altura, ese es el reto de este milenio para la ingeniería estructural.

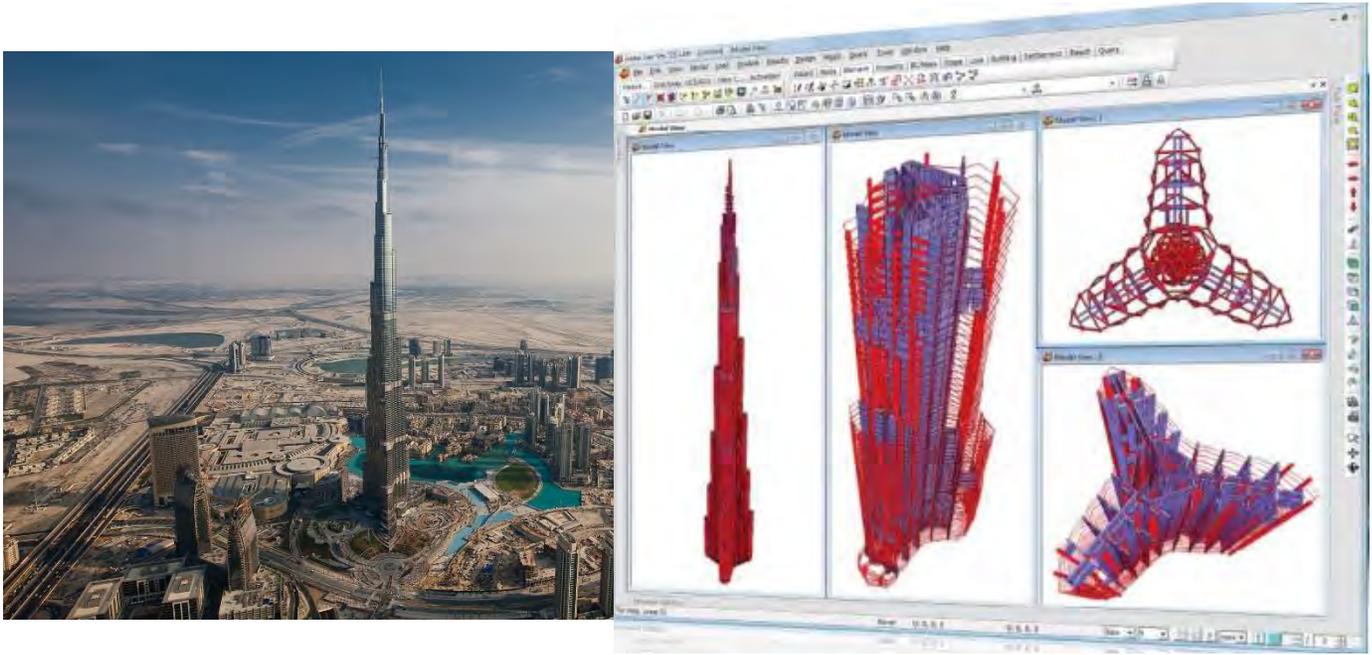


Ilustración II-47.- Modelo Tridimensional de MIDAS y Foto del Edificio Terminado, el Burj Khalifa en Dubái

Así lo demuestra la construcción del Burj Khalifa en Dubái (La Torre Árabe, en Dubái, de 828 metros de altura). Donde se usó uno de los programas de Análisis y Diseño Estructural de los más modernos en la actualidad, El Midas Gen, para revisar el control de vibración ante las tormentas de arena que azotan Dubái.

III. Desarrollo de Disipadores y Aisladores Sísmicos en Estados Unidos de América

III.01. Desarrollo Histórico.

De manera específica hablaremos de los Edificios con aisladores que hay en el mundo, principalmente, ya que es el sistema que más se ha desarrollado actualmente, y que por previsiones, es el que tiene un impulso más fuerte. Los disipadores actualmente se están usando como un apoyo a los sistemas aislados, pero, en el desarrollo de investigación, falta mucho camino por recorrer, para hacer asequible al Ingeniero práctico el desarrollo de estos elementos.

El sistema de aisladores de base está más documentado y muchos ingenieros de la práctica los han usado en los apoyos de puentes desde hace varias décadas, lo que permite suponer de manera razonable que en las siguientes décadas tendrá un desarrollo más acelerado sobre otros sistemas de disipación de energía, haciendo que el futuro de los sistemas de disipación pasiva de energía sean los que tengan mayores posibilidades de desarrollarse.

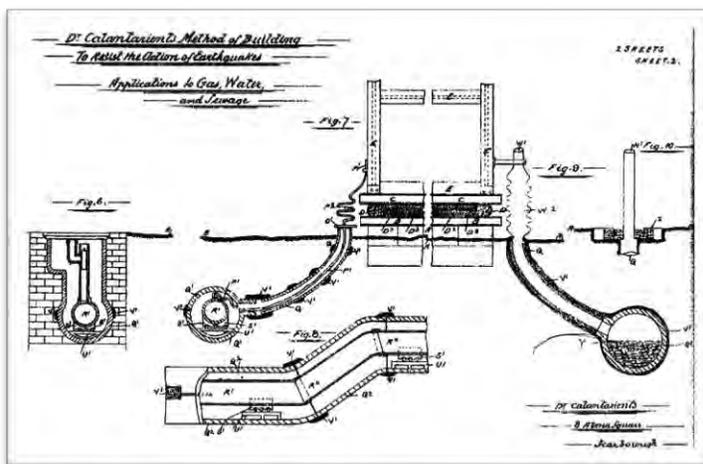


Ilustración III-1.- Comentario de J.A. Calantarients (1909)

Como desarrollo histórico de los sistemas de aislamiento de base, se puede comentar que en agosto de 1909, J.A. Calantarients, un Doctor en medicina de la parte norte de Inglaterra, en

la Ciudad de Scarborough, escribió una carta al Director del Servicio Sismológico de Chile en la Ciudad de Santiago, llamando la atención sobre un método de construcción de edificios que había descubierto, permitiendo que “los edificios que se construían en los países con terremotos severos podían permanecer con una perfecta seguridad ante sismos de grados severos evitando las pérdidas de los terremotos con tan solo la existencia de juntas libres lubricadas” de esta manera también Calantarians envía una solicitud de patente presentada en la oficina de patentes de Inglaterra para este método de construcción, que el edificio se construya en esta “junta libre” (free joint) y una capa de arena, mica o talco, que permita que el edificio deslice libremente durante un sismo, reduciendo de esta manera los esfuerzos que se transmiten al edificio (Ilustración III.1 e Ilustración III.2).

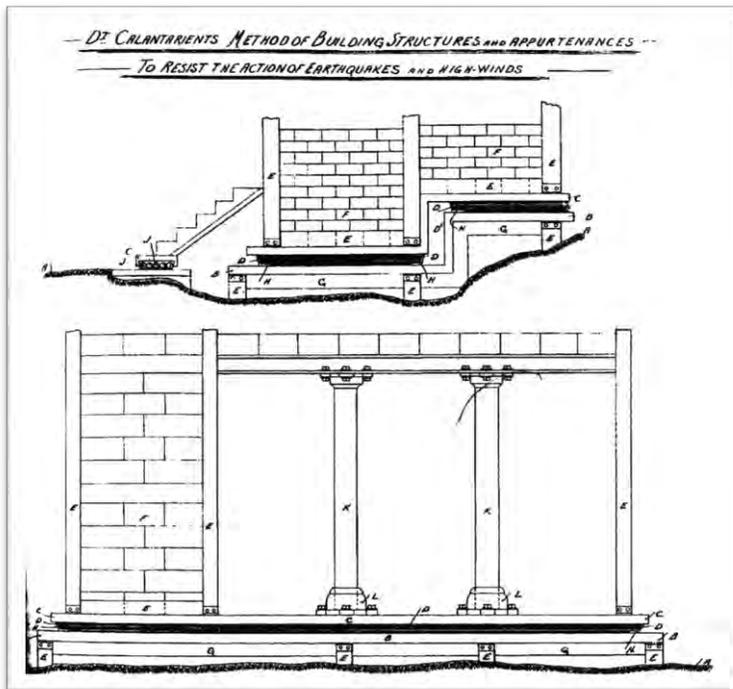


Ilustración III-2.- Sistema descrito por el Dr. J.A. Calantarients (1909)

Este método descrito por el Doctor es un claro ejemplo de la estrategia de diseño sismo resistente conocido como *aislamiento de base* o *aislamiento sísmico*. Algunos mecanismos que han sido inventados en el último siglo nos permite resistir adecuadamente este propósito de evitar la acción de daño sísmico, por ejemplo: rodillos, balines, cables, columnas suspendidas, que funcionan como la arena. Edificios que han sido construidos sobre balines incluyen un edificio en Sevastopol, Ucrania, y una escuela de cinco niveles en la Ciudad de México (por el Ing. Manuel González Flores, creador de los pilotes de control). Y últimamente en un edificio de cuatro niveles para dormitorios del Observatorio Estatal de Sismología en la ciudad de Beijing, ha sido construido sobre una capa de arena entre el edificio y la cimentación, lo que le permite deslizarse durante un terremoto.

El Dr. Calantarients menciona en su carta lo siguiente: “Yo he hecho experimentos con algunas bolas algunos años antes, cuando me encontraba en Japón, y esto es lo que ha aparecido en documentos hace 25 años”, La referencia ciertamente se refiere al inglés John

Milne quien era profesor de Ingeniería Minera en Tokio en el período de 1876 a 1895. Durante este período Milne estuvo interesado en el fenómeno de los terremotos, y lo llevó a improvisar varios sismoscopios y sismógrafos, Milne comenzó como pionero la investigación en sismología tanto que él ha sido referido como el Padre de la Sismología Moderna. Él también ha dado algunos de los diseños de edificaciones en regiones frecuentemente sísmicas y publicado reglas para construcciones antisísmicas que aún hoy en día son válidas.

En la Universidad de Tokio, él construyó un ejemplo de un edificio aislado, la estructura fue construida sobre balines, en "unas placas de acero, con límites de desplazamiento en las cabezas de las pilas, encima de los balines y añadida a el edificio encontraba una placa también de acero, ligeramente cóncava, pero en lo demás, igual a la anterior", El edificio fue instrumentado y aparentemente sometido al movimiento de un sismo. En 1885, él describió este experimento en un reporte a la Asociación británica para el Avance de la ciencia, (British Association for the Advancement of Science). Aparentemente Jhon Milne no completo de manera satisfactoria el comportamiento este edificio ante la carga de viento. Por esto cambio el sistema de aislamiento, y describió una nueva versión en 1886 en el reporte siguiente a la asociación. Las primeras bolas de acero habían tenido unos 25.4 cms. (10") de diámetro. Los balines de (20.32 cms.) 8" de diámetro, y de hasta 2.54 cms (1") fueron probados. Finalmente la casa resistió utilizando en sus apoyos con un puñado de balines (perdigones de rifle), de ¼" de pulgada de diámetro. Mediante esto, el edificio vino a ser estable ante las cargas de viento. El diseño final es evidente que sería exitoso bajo las actuales acciones de sismos. John Milne es considerado en la actualidad el fundador de la Sismología.



Ilustración III-3.- Tumba de Ciro "El Grande", Emperador de Persia

Históricamente, quizá el primer edificio aislado, sea la tumba de Ciro "El Grande", Emperador del Imperio Persa, aunque algunos historiadores dudan de que esta fuese la tumba del fundador del primer imperio persa, pues no existe ninguna prueba o inscripción al respecto, desde antaño es comúnmente aceptado que el cuerpo de Ciro el Grande recibió eterno descanso en esta edificación (Ilustración III.3). Datado en el siglo VI a.C., el sepulcro estuvo a punto de ser destruido cuando los árabes conquistaron Persia, pero sus cuidadores convencieron a los fieles musulmanes de que allí estaba enterrada la madre del rey Salomón, leyenda ampliamente aceptada aún. Es de destacar el basamento sobre el que se sitúa el mausoleo, que le proporciona aislamiento sísmico ante los numerosos temblores de tierra registrados en la zona.

El concepto del asilamiento sísmico ha regresado a la realidad práctica en los últimos 20 años con el desarrollo de los cojinetes de capas múltiples de elastómeros, las cuales se hacen vulcanizando los bordes de las hojas de caucho, entre las que se colocan placas delgadas de acero reforzando. Estos cojinetes son bastante rígidos en la dirección vertical y pueden acarrear la carga vertical del edificio pero son flexibles en el sentido horizontal, logrando con esto que el edificio se desplace lateralmente bajo un movimiento de terreno muy grande (sismo). Este desarrollo ha permitido el extenso uso actual de los cojinetes elastoméricos para puentes (apoyos de neopreno) y los cojinetes de aislamiento de vibración en los edificios. En años más recientes, otros sistemas se han venido desarrollando con modificaciones para aprovechar el deslizamiento (apoyos fijos y apoyos móviles). El concepto del asilamiento de base es ahora ampliamente aceptado en regiones expuestas a sismos en el mundo, para proteger importantes estructuras de los movimientos de terreno muy grandes, y de esto existen algunos ejemplos en los Estados Unidos y Japón. Un menor número de edificios aislados ha sido construido en Nueva Zelanda y en Italia, principalmente para largo e importantes edificios. Proyectos de demostración de aplicaciones del sistema de aislamiento con bajo costo para casas populares en países en vías de desarrollo han sido completados en Chile, la República Popular de China, Indonesia y Armenia.

Y no es una sorpresa que la mayor parte de las aplicaciones sean en importantes edificios que tienen en su interior equipos internos muy sensibles.

Actualmente el dilema básico que enfrenta la Ingeniería Estructural es cargar con la responsabilidad de proveer una resistencia sísmica mayor al edificio para:

- ✓ Minimizar el desplazamiento de los entrepisos y,
- ✓ Reducir la aceleración de los pisos.

Y esto es porque largos desplazamientos de entrepisos, causan daño a componentes no estructurales (ventanas, muros, puertas, fachadas, etc.) y al equipo que interconecta los pisos (aire acondicionado, agua, luz, drenaje, etc.).

Se puede minimizar los desplazamientos de entrepisos con hacer más rígida la estructura, pero esto amplifica el movimiento de tierra, con las subsecuentes aceleraciones de los pisos más elevados, con posibilidades de poder dañar, al equipo interno más sensible (computadoras, maquina automáticas, muebles, etc.).

Las aceleraciones de los entrepisos se pueden reducir haciendo a las estructuras más flexibles, pero esto aumenta los desplazamientos de entrepisos.

El único camino práctico es reducir simultáneamente los desplazamientos de entrepisos y las aceleraciones de cada piso y esto se logra usando un aislamiento de base; los sistemas de aislamiento de base proveen la flexibilidad necesaria, con los desplazamientos concentrados en el nivel de asilamiento (generalmente la base o cimentación).

El concepto de aislamiento de base es bastante simple. El sistema desacopla el edificio o estructura de la componente horizontal del movimiento de terreno mediante interponer un elemento estructural con baja rigidez horizontal entre la estructura y la cimentación.

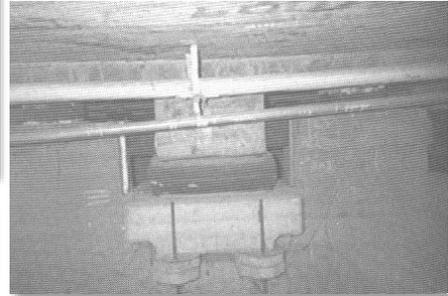
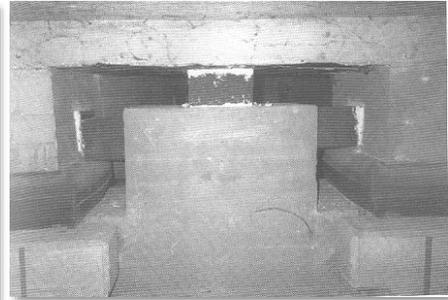
Esto provee a la estructura una frecuencia fundamental, que es mucho más baja que la frecuencia de la misma estructura con la base fija y que la frecuencia predominante (periodos) de los movimientos del terreno.

El primer modo dinámico de una estructura aislada envuelve deformaciones solo en el sistema de aislamiento, la estructura que se encuentra arriba de este nivel se puede considerar

para todo los propósitos como una estructura rígida. Los modos superiores producen deformaciones en la estructura de manera ortogonal al primer modo y consecuentemente al movimiento del terreno. Estos modos superiores no participan en el movimiento, de forma que la alta energía en el movimiento del terreno de estas frecuencias superiores no son transmitidas a la estructura. El sistema de aislamiento no puede absorber la energía del sismo, pero un poco es desviada a través del sistema dinámico; este efecto no depende del amortiguamiento, pero un cierto nivel de amortiguamiento es benéfico para suprimir la posible resonancia en la frecuencia de aislamiento.



Ilustración III-4.- Escuela en Skopje, Yugoslavia



El primer uso de un sistema de aislamiento de caucho (neopreno) para proteger una estructura de los terremotos, fue hecho en 1969 para una escuela elemental (primaria) en Skopje, Yugoslavia. La Escuela Pestalozzi, una estructura de concreto de 3 niveles diseñada y construida por ingenieros suizos, está aislada con un sistema conocido como el Sistema Suizo de Aislamiento Total de Base 3D (Swiss Full Base Isolation-3D, FBI-3D).

A diferencia de los apoyos de neopreno desarrolladas recientemente, los bloques de caucho usados aquí, son completamente sin refuerzo de modo que el peso de las edificaciones causa los abultamientos en los costados de los mismos.

Los Bloques de vidrio actúan como fusibles sísmicos, son rotos cuando las cargas sísmicas exceden un cierto umbral de fuerza. A causa de que la rigidez vertical y horizontal del sistema es casi la misma, el edificio puede saltar hacia adelante y atrás del tope de concreto en un terremoto.

Estas almohadillas que han sido diseñados con tecnología para reforzar los bloques de caucho con las placas de acero (como los apoyos de un puente), no habían sido lo suficientemente estudiadas y dadas a conocer, y esto ha ocasionado que este avance no haya sido usado nuevamente.

Ejemplos más recientes de edificios aislados usando almohadillas laminadas de capas múltiples de neopreno con capas de placas acero de refuerzo para cargar la componente del sistema.

Debido a estas placas de acero de refuerzo, estas almohadillas son muy rígidas en la dirección vertical pero muy suave y deformable en la dirección horizontal, produciendo esto el efecto de aislamiento. De fácil fabricación, estas almohadillas no tienen partes móviles, no son afectadas por el tiempo, y son muy resistentes a la degradación del medio ambiente.



Ilustración III-5.- Equipos de prueba de aisladores

Algunos sistemas de aislamiento, particularmente usadas en Nueva Zelanda y Japón, combinan almohadillas de caucho natural de bajo amortiguamiento con algunas formas mecánicas de amortiguadores. Estos incluyen amortiguadores hidráulicos, barras de acero, espirales de acero, o conectores guiados dentro del cojinete mismo. Este ha sido un salto importante para el uso de los amortiguadores para el aislamiento de estructuras: Cada tipo de amortiguador (excepto lo de conectores guiados) requieren conectores mecánicos y rutinas de mantenimiento, las deformaciones de amortiguadores metálicos introducen la respuesta inelástica no lineal, dentro de la respuesta del edificio aislado, y esto reduce los grados de aislamiento causados por los modos de vibración superiores (Ilustración III.5).

III.02. Desarrollo y Reglamentación.

En los Estados Unidos es más común usar los sistemas de aislamiento con conectores guiados en el cojinete. Estos cojinetes son laminados en múltiples capas de almohadillas de elastoméricos que tienen uno o más huecos circulares. Un conector guiado es insertado en esos huecos para adicionar amortiguamiento al sistema de aislamiento. Aunque algunos proyecto son solamente aislados con almohadillas de caucho con conector guiado, ellos generalmente son usados en combinación con almohadillas de capas múltiples de elastoméricos sin conectores guiados.

De esta manera también es posible incorporar amortiguamiento al sistema de aislamiento para incluirlo en el elastómero mismo. Edificaciones en los Estados Unidos, Italia, Japón, la República Popular China e Indonesia tienen aisladores que usan estos cojinetes de caucho

natural de alto amortiguamiento, y la simplicidad de este avance es tal que está ocasionando que la utilización y uso de estos se extienda rápidamente.

El primer edificio con aislamiento de base que fue construido en los Estados Unidos usando este tipo de aislador fue: El Centro de la Ley y la Justicia de las comunidades al pie de la Colina, The Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC por sus siglas) y cuyas foto se puede apreciar en la (Ilustración III.6).



Ilustración III-6.- Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC), EUA

Al mismo tiempo, antes y después del inicio de la implementación del aislamiento de base en las Estructuras de los Estados Unidos, han sido realizados extensos programas de investigación en un gran número de Universidades. Mucho de este trabajo de investigación ha sido patrocinado por la Fundación Nacional para la Ciencia en Estado Unidos (U.S. National Science Foundation NSF), junto con fondos de otras agencias tales como el Departamento de Energía de los Estados Unidos (U.S. Department of Energy) y el Instituto de Investigaciones de la Fuerza Eléctrica (Electric Power Research Institute).

Estas investigaciones incluyen experimentos en varias mesas vibratoras con simulaciones de grandes terremotos en el Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica (Earthquake Engineering Research Center EERC) en la Universidad de California en Berkeley. El programa de pruebas utilizó una serie de modelos de edificios cada vez más grandes, comprendidos desde modelos de unas 20 toneladas y tres niveles hasta modelos de nueve niveles y 60 toneladas con modelos cada vez más realistas de almohadillas o cojinetes de aislamiento de muchos tipos. En paralelo con pruebas de mesas vibratoras, donde generalmente se utilizaron pequeños modelos de aisladores de varios tamaños con factores de escalas de entre 3 y 8, pruebas estáticas que fueron realizadas en un amplio rango de aisladores con tamaños cercanos al tamaño original. Estas pruebas han permitido usando los aisladores, estudiar los mecanismos de falla y la influencia de varios parámetros en las características mecánicas de los aisladores. El resultado de estos programas de pruebas ha sido dado a conocer en las series de reportes del EERC.

El concepto del aislamiento de base también ha proporcionado una rica fuente de trabajo teórico, así como en la dinámica de los sistemas estructurales aislados, la mecánica de los aisladores mismos. Este trabajo teórico ampliamente publicado en revistas de Ingeniería Estructural y de Ingeniería Sísmica, ha conducido a elaborar lineamientos para el aislamiento de estructuras y las reglas de diseño para los aisladores. Varios países han ahora formulado códigos de diseño para estructuras aisladas.

En los Códigos de Diseño de los Estados Unidos, se ha incluido su uso desde 1986. En el proceso de elaboración del código, este ha sufrido una dura evolución a través de la serie de códigos que comenzaron con una simple regulación titulada "Tentativa de Requerimientos de Diseño para Aislamiento Sísmico" basada principalmente en un equivalente al diseño por métodos estáticos, el cual fue considerablemente modificado y ha llegado a ser en la versión de 1991 del Código de Edificación Uniforme (Uniform Building Code UBC). "Regulación sísmica para Estructuras Aisladas a Sismo" ("Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures"). En las versiones de 1994 y finalmente de 1997 del UBC has sido uniformemente más elaborados.



Ilustración III-7.- Reglamentos y Códigos

El UBC de 1997, es en extremo un complejo código basado principalmente en los métodos dinámicos de diseño. En 1986 el código de la Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California (Structural Engineers Association of Northern California, SEAONC), ha sido deliberadamente simple y directo, con el ánimo de fomentar el uso de esta nueva tecnología.

Como este Código ha evolucionado, y se ha incrementado su dificultad de uso, y ahora esto constituye un considerable impedimento para implementar la tecnología del asilamiento de base en los Estados Unidos de América (Ilustración III.7).

III.03. Disipadores y Aisladores en Estado Unidos de América

El primer edificio con asilamiento de base construido en los Estados Unidos es El Centro de la Ley y la Justicia de las comunidades al pie de la Colina, The Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC), un Centro de Servicios legales para el Condado de San Bernardino, localizado en la ciudad de Rancho Cucamonga, alrededor de 97 kms (60 millas) al este del centro de la ciudad de Los Ángeles, California. No es únicamente el primer Edificio con asilamiento de base de los Estados Unidos, sino también es el primer Edificios en el mundo que

usa las almohadillas aisladoras hechas con caucho natural de alto amortiguamiento. El FCLJC ha sido diseñado con aisladores de caucho por requerimiento del Condado de San Bernardino. El edificio está localizado a tan solo 21 km (13 millas) de la Falla de San Andres, la cual tiene la capacidad de generar muy grandes terremotos en su sección sureste. Como resultado, el condado ha tenido por algunos años uno de los más completos Programas de Prevención en Terremotos en los Estados Unidos.

El edificio aproximadamente de 15,794 m² y con cuatro niveles de altura en todo su planta, ha sido diseñado para resistir un SIMO de 8.3 de magnitud. Localizado en un sótano especial, un total de 98 aisladores fueron usados para aislar el edificio. La construcción comenzó cerca de 1984 y fue completada a mediados de 1985 con un costo de 38 millones de dólares.

Cuatro de los componentes del caucho natural de alto amortiguamiento fueron desarrollados por la Asociación de Investigación de Productores de Caucho de Malasia (Malasian Rubber Producer's Research Association, MRPRA), en el Reino Unido para este edificio. Los aisladores fueron hechos con una fibra de caucho natural muy densa, con propiedades mecánicas que la hacen ideal para los sistemas de aislamiento de base. La rigidez a cortante de este caucho es alta ante pequeños esfuerzos pero decrece con un factor de alrededor de 4 a 5 cuando el esfuerzo se incrementa, alcanzando un valor mínimo al 50% del esfuerzo cortante. Para grandes esfuerzos de hasta el 100%, la dureza comienza a incrementarse de nuevo. Hasta aquí, para pequeñas cargas causadas por el viento o terremotos de baja intensidad, el sistema posee una rigidez horizontal alta y un periodo de vibración pequeño; En el momento que las carga se incrementan, la rigidez salta y el periodo se alarga. Para cargas verdaderamente altas, por ejemplo, arriba de las cargas máximas de capacidad de terremoto (Maximum Capable Earthquake, MCE), la rigidez se incrementan nuevamente, proporcionando una acción de falla segura. El amortiguamiento que sigue es similar pero menos dramático que el modelo, decreciendo desde un valor inicial de cerca del 20% a un valor mínimo de alrededor del 10% y se incrementa nuevamente. El sistema es diseñado de modo que el valor mínimo de rigidez y amortiguamiento sea sumido, y la respuesta que se tome tienda a ser lineal. La alta rigidez inicial es usada únicamente para resistir cargas de viento y la respuesta a grandes esfuerzos únicamente para una acción de falla segura.

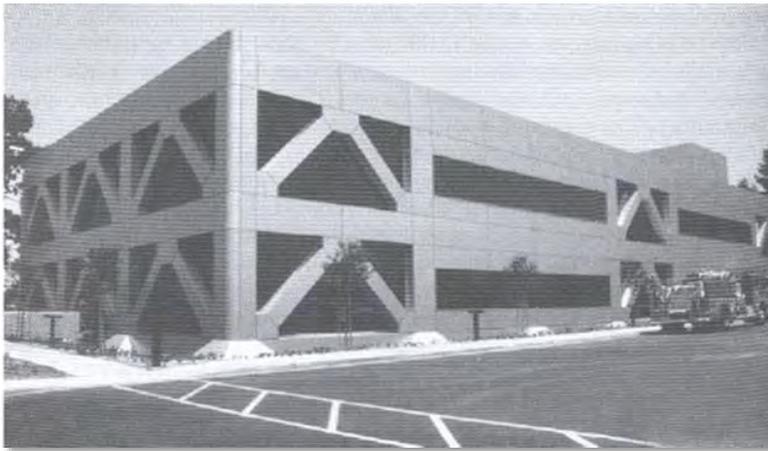


Ilustración III-8.- Fire Command and Control Facility (FCCF), EUA

El mismo sistema de caucho de alto amortiguamiento fue adoptado para el edificio comisionado por el Condado de Los Ángeles, Las Instalaciones de la Comandancia y Control de Fuego (Fire Command and Control Facility, FCCF). El punto de ubicación en el FCCF de la computadora y el sistema de comunicaciones para el control del Programa de Servicios de

Emergencia contra el fuego del Condado se requiere que funcione durante y después de un terremoto extremo (ilustración III.8).

Este edificio fue diseñado con aislamiento de base sobre una comparación entre un diseño convencional y un diseño con un esquema de aislamiento de base pensado para proveer el mismo grado de protección. En esta comparación, el diseño aislado fue estimado con un costo de 6% menos que el diseño convencional. Para la mayoría de los proyectos con diseño de aislamiento generalmente el costo es alrededor del 5% más comparado con un diseño convencional de acuerdo a los Códigos vigentes de Diseño.

Sin embargo, los códigos de diseño solo proveen un nivel mínimo de protección contra grandes movimientos de terreno, garantizando únicamente que el edificio no colapsará. Esto no garantiza que el edificio no sufrirá daño estructural. Cuando niveles de diseño y comportamiento equivalentes son comparados, un edificio aislado es siempre el del más eficiente costo. Adicionalmente, estos son costos primarios de los sistemas estructurales y no contempla los costos cíclicos de la vida útil de la estructura, el cual es bastante más favorable cuando se comparan un edificio que ha usado un sistema de aislamiento con una construcción convencional.

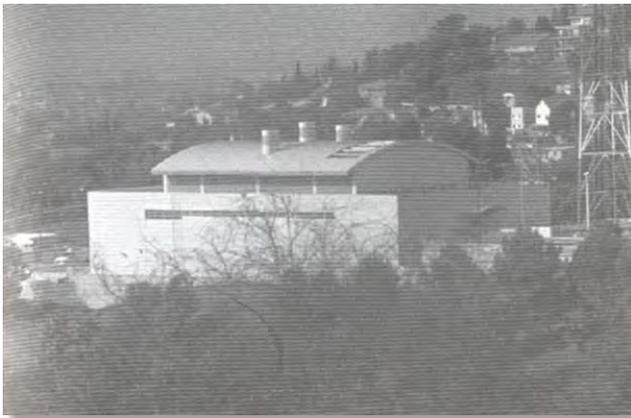


Ilustración III-9.- Emergency Operation Center (EOC), EUA

En los últimos años, se ha también comenzado a investigar y fundamentar un tema denominado "Business Interruption", el cual contempla añadir el costo de la Interrupción o Continuidad del Negocio, como parte de los elementos financieros a tomar en cuenta en una decisión hacia la utilización de los sistemas de aislamiento, que permitan la continuidad de los servicios cuando más se les necesita, después de un sismo intenso. Regresaremos a este punto más adelante, para ejemplificar elementos de toma de decisión.

Un segundo Edificio con aislamiento de base ha sido recientemente terminado en el Condado de Los Ángeles en la misma localización del FCCF. El Centro de Operaciones de Emergencia (Emergency Operation Center EOC) es una estructura de dos niveles con marcos contra vientos de acero aislados usando 28 cojinetes de caucho natural de alto amortiguamiento (Ilustración III.9), provistos por la Compañía de Productos de Ingeniería Bridgestone (Bridgestone Engineered Products Company).

Un ejemplo reciente de un Centro de Emergencia aislado es la construcción de la estructura de dos niveles del Centro de Manejo de Tráfico para CALTRANS (Traffic Management Center for CALTRANS) en Kearny Mesa, California, cerca de San Diego. La superestructura son marcos de acero con paneles contra vientos concéntricos en el perímetro.



Ilustración III-10.- Traffic Management Center of CALTRANS



El sistema de aislamiento consiste en cuarenta aisladores de caucho natural de alto amortiguamiento de 600 mm de diámetro (24 pulgadas) proporcionados por la Compañía de Productos de Ingeniería Bridgestone (Bridgestone Engineered Products Company). El periodo de aislamiento nominal es de alrededor de 2.5 segundos, y el desplazamiento del aislador durante la máxima capacidad de terremoto (Maximum Capable Earthquake, MCE), es de alrededor de 254 mm (10 pulgadas) (Ilustración III.10).



Ilustración III-11.- Hospital Martin Luther King, Jr. Multi-Service Ambulatory Care Center, EUA

El cortante en la base de diseño (Cortante Basal), para la superestructura es de alrededor del 15% del peso de la estructura. Este diseño es bastante conservador y la estructura es muy rígida. El desplazamiento de entrepiso esperado durante la máxima capacidad de terremoto (Maximum Capable Earthquake, MCE), no se espera que exceda el 0.1%, implicando que esto ocasionará un muy pequeño daño en elementos no estructurales.

Otro proyecto de un edificio nuevo con aislamiento de base en California incluye un número de hospitales. El M.L. King / C.R. Drew Diagnostics Trauma Center, en Willowbrook, es una estructura de 5 niveles, 13,000 m² (140,000 pies cuadrados) soportada en 70 almohadillas de caucho natural de alto amortiguamiento y 12 cojinetes de deslizamiento con guías de placas de bronce que se deslizan sobre superficies de acero inoxidable (Ilustración III.11).

Construido por el Condado de Los Ángeles y completado en 1995, el edificio está localizado a cerca de 5 km (3 millas) de la falla de Newport-Inglewood, con una probable capacidad de generar sismos de 7.5 grados de magnitud. Los aisladores son de 1.0 metros (40 pulgadas) de diámetro. Y en el tiempo en que fueron manufacturados fueron los cojinetes aisladores más grandes fabricados en los Estados Unidos.



Ilustración III-12.- Flight Simulator Manufacturing Facility, Salt Lake City, in UTAH, EUA

Están varios proyectos de Aislamiento de base para nuevas construcciones en los Estados Unidos fuera del Estado de California.

Uno de los ejemplos más claros son las Instalaciones de Manufactura de simuladores de vuelo, en Sal Lake City, en UTAH, completado en 1988. El propósito del sistema de asilamiento de base en este proyecto fue proteger el inventario de sistemas de computadores en las instalaciones (potencialmente arriba de 100 millones de dólares es el valor del inventario en cualquier momento, este es un ejemplo típico de Continuidad o Interrupción del Negocio).

El edificio está localizado muy cerca de la falla Wastach, la cual se ha evaluado la posibilidad de que produzca terremotos de 7.0 a 7.5 grados de magnitud con un largo periodo de retorno (el cual no se ha presentado). Este edificio de cuatro niveles y 10,800 m² (116,000 pies cuadrados) tiene marcos resistentes de momento de acero. Tiene un total de 98 aisladores en la estructura: 50 cojinetes son de 460 mm (18 pulgadas) cuadrados con 90 mm (3.5 pulgadas) de conector guiado y localizados bajo las columnas de los marcos de momento resistente (Ilustración III.12). Los otros aisladores son de 380 mm (15 pulgadas) cuadrados, almohadillas

planas de elastoméricos, que se encuentra localizadas bajo las columnas que trabajan para carga gravitacional.

El desplazamiento estimado requerido por el sistema es de 230 mm (9 pulgadas) para un periodo nominal de 2.0 segundos.



Ilustración III-13.- AutoZone (Automobile parts retailing company AutoZone) en Memphis, Tennessee, EUA

Un edificio de oficinas que recientemente ha sido completado en Memphis, Tennessee, para la Compañía de Distribución de partes de automóviles AutoZone (Automobile parts retailing company AutoZone).



Ilustración III-14.- Edificios en Oregón, una estructura nueva (Portland Water Bureau Building) y una reconstruida (Campbell Hall school), EUA

Esta Edificación de nueve niveles y con 23,226 m² (250,000 pies cuadrados) alberga el equipo de cómputo de la empresa. El sistema de aislamiento está compuesto de 24 aisladores

de caucho con conector guiado y 19 aisladores de caucho natural de alto amortiguamiento. El sistema de aislamiento incluye con el costo total de la construcción es de 27 millones de dólares (ilustración III.13).

Otro proyecto recientemente terminado con aislamiento de base incluye dos edificios en Oregón: un nuevo laboratorio para el Portland Water Bureau y la reestructuración del Campbell Hall, un edificio en el campus del Colegio Estatal del Oeste de Oregón en Monmouth, Oregon (Ilustración III.14).

Este último abre la opción a la reestructuración de edificaciones dañadas bajo algún evento ya sea sismo o tornado, y que se necesite recuperar las condiciones de servicio, incluso mayores a las que tenía el edificio antes del daño.

En adición a los nuevos edificios descritos anteriormente, están un número importante de muy grandes edificios en California que han sido reestructurados usando aislamiento de base.

La reestructuración del City Hall de Oakland fue completado en 1995 y la reestructuración del City Hall de San Francisco comenzó en 1995. Ambos edificios fueron dañados durante el sismo de Loma Prieta en 1989.

Construido en 1914, el City Hall de Oakland fue el edificio más esbelto en la Costa Oeste en el momento de su construcción.

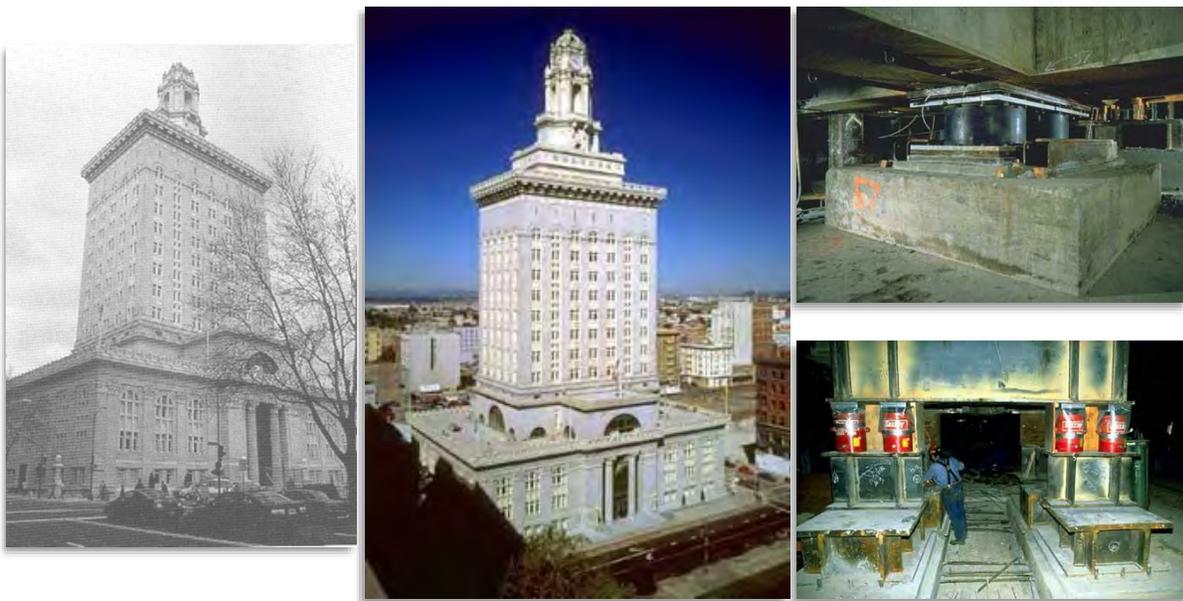


Ilustración III-15.- City Hall en Oakland, California, EUA

Esta altura fue sobrepasada al construirse el City Hall de Los Ángeles, que fue construido en 1928. La rehabilitación Sísmica del City Hall de Oakland usando aislamiento de base fue recientemente completada, y es ahora el edificio más alto aislado a sismo en el mundo. Cuando se termine la rehabilitación sísmica del City Hall de Los Ángeles, este será el edificio aislado a sismo más alto del mundo.

El sistema de aislamiento usado en el City Hall de Oakland usó 110 almohadillas de caucho con conector guiado en rangos de 737 mm (29 pulgadas) de diámetro a 940 mm (37

pulgadas) de diámetro. Un foso fue construido alrededor del edificio para proporcionar abertura para movimientos sísmicos de 508 mm (20 pulgadas). La instalación de los aisladores reveló ser verdaderamente complicada y requirió apuntalar las columnas, cortar las columnas, y transferir la carga de las columnas a un soporte temporal (Ilustración III.15).

En razón de proteger el interior, las columnas fueron levantadas no más de 2.5 mm (0.1 pulgadas) durante el proceso de encamisado. El costo de la reparación fue bastante cuantioso (cerca de 84 millones de dólares) con los aisladores alrededor del 2.5% de este cifra.

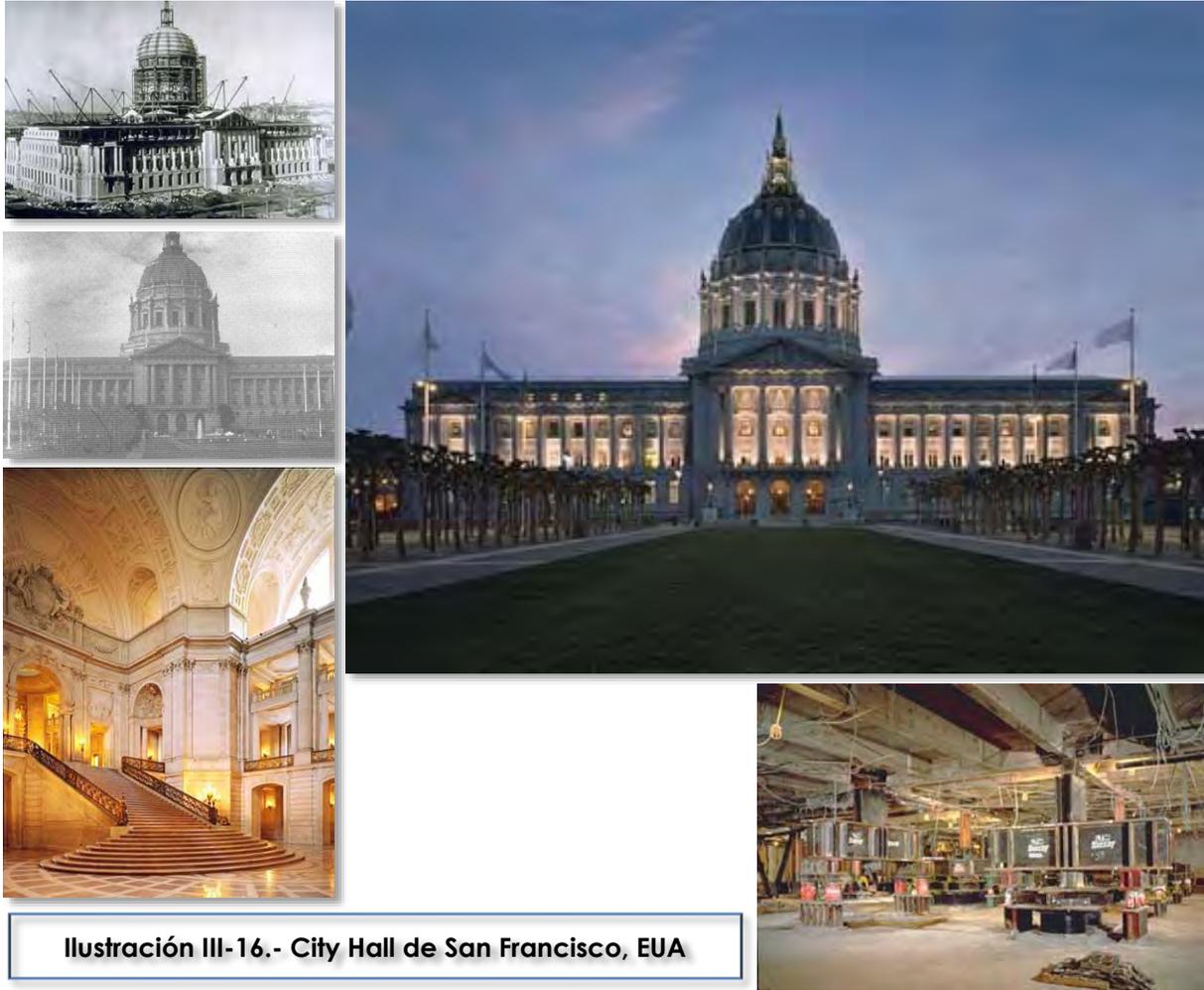


Ilustración III-16.- City Hall de San Francisco, EUA

El City Hall de San Francisco fue diseñado en 1912 para reemplazar la estructura previa que fue destruida en el terremoto de San Francisco en 1906. Un notable ejemplo de la arquitectura clásica, este ocupaba 2 cuerdas y se encuentra enlistado en el registro Nacional de Lugares Históricos. Tuvo un daño sustancial del terremoto de Loma Prieta en 1989, por lo que necesitó una extensiva reparación y refuerzo sísmico. La estrategia de reestructuración adoptada para el edificio fue un esquema de aislamiento de base con reforzamiento de la superestructura usando muros de cortante. En los primeros cinco niveles del edificio tiene un

domo de 91 metros (300 pies) y una fachada exterior revestida de granito de la sierra. El sistema estructural es un sistema de marcos de acero con muros de tabiques de mampostería sin refuerzo con un revestimiento integral de granito. Estos son losetas huecas de arcilla en muros de relleno y en algunos espacios interiores fueron forrados con paneles de mármol y piedra caliza (Ilustración III.16).

Un aspecto interesante del sistema estructural original es que el nivel principal de acceso es un nivel suave flexible y aparentemente tuvo la intención de los ingenieros estructurales de concentrar los desplazamientos sísmicos en este nivel. El avance del primer piso flexible para el diseño sísmico fue propuesto por primera vez en los 1930's y nuevamente el primer piso suave en los 1960's (ciertamente es un precursor del avance del aislamiento de base).

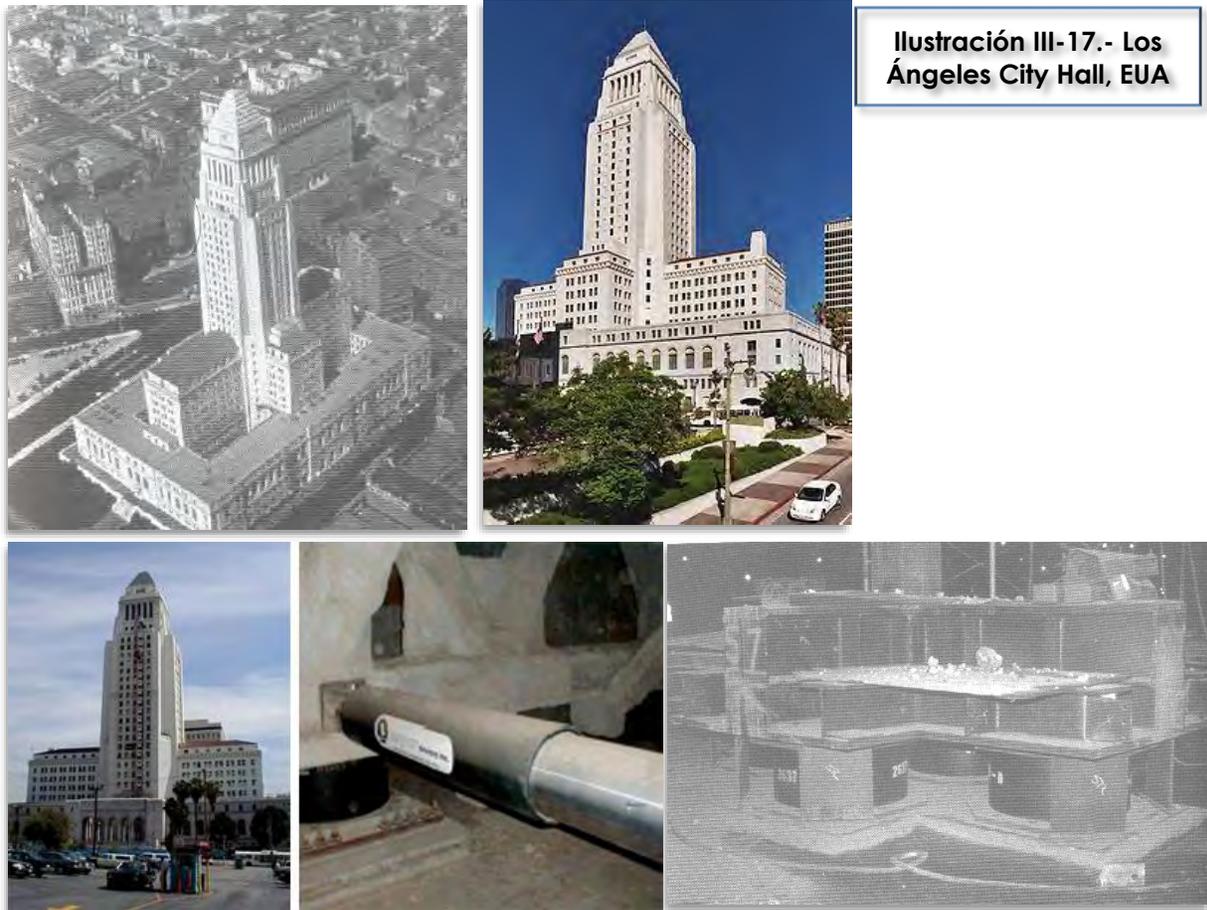


Ilustración III-17.- Los Ángeles City Hall, EUA

El primer objetivo de la estrategia de reestructuración fue preservar el aspecto histórico del edificio. Algunas opciones fueron consideradas y se optó por el aislamiento de base.

El plano de aislamiento es justamente sobre la cimentación existentes. El Edificio fue aislado con 530 almohadillas de caucho de conector guiado y, es en el proyecto de reestructuración del City Hall de Oakland, donde la instalación del sistema de aislamiento tuvo que realizarse con un complicado proceso de corte, apuntalado e instalación. Algunas de las columnas fueron soportadas en cuatro aisladores bajo de una estructura de acero cruciforme. La construcción comenzó en 1994 y se terminó en 1998.

El City Hay de Los Ángeles (Ilustración III.17) es una estructura de marcos de acero de 28 niveles terminada en 1928, con un área total por piso de cerca de los 83,000 m² (890,000 pies cuadrados) la resistencia lateral era proporcionada por varios elementos diferentes, incluyendo contraventeos de acero, muros de concreto reforzado y muros interiores rellenos de losetas de arcilla con corazón hueco; la mayor parte de la rigidez de la superestructura fue proporcionada por muros perimetrales de relleno, este edificio fue dañado en el terremoto de Northridge en 1994, con los más severos daños ocurrieron en el 25avo y el 26avo con características de pisos suaves. El esquema de reestructuración con aislamiento de base fue usar 475 aisladores de caucho de alto amortiguamiento en combinación con cerca de 60 apoyos deslizables y complementada con alrededor de 52 amortiguadores mecánico viscosos en el nivel de aislamiento. Adicionalmente 12 amortiguadores viscosos fueron instalados entre el nivel 24 y 26 para el control de los desplazamientos de entrepiso en los niveles débiles. El costo total de esta reestructuración se estimó que rondará los 150 millones de dólares, con los aisladores en cerca de 3.5 millones de dólares de esta cifra.

El segundo tipo más común de sistema de aislador usa elementos deslizantes. Este avance asume que el bajo nivel de fricción será el límite de transferencia del cortante a través de la superficie de contacto del aislador (a menor coeficiente de fricción, menos cortante es transmitido. Es el más fácil y simple de todas los sistemas propuestos, pero no es el que no tiene desventajas. Provee adecuada resistencia a las fuerzas de las cargas de viento y evita movimiento innecesario bajo terremotos pequeños u otros disturbios, imparcialmente necesita un alto valor del coeficiente de fricción. Algunas superficies de fricción tiene características de deslizamiento que son sensitivas a las presiones a la velocidad relativa del deslizamiento, y porque el proceso de deslizamiento es intrínsecamente no lineal. Además, cualquier repentino cambio de rigidez del total de la estructura cuando resbala o se pega, ocurre un efecto de generación de vibraciones de alta frecuencia en la estructura, el sistema responde por transformar la energía de baja frecuencia en el movimiento del terreno en energía de alta frecuencia en la estructura.

Otro problema cuando se usan deslizadores –y cuando únicamente se usan deslizadores– en un sistema de aislamiento de base es que no es tan efectivo para restaurar fuerzas; de esta manera, los requerimientos del código para los desplazamientos son se han vuelto extremadamente largos. Desde este desplazamiento darse en cualquier dirección horizontal, el diámetro de las placas de las almohadillas y los soportes del sistema pueden ser verdaderamente largos. En suma, los componentes de la superestructura de las almohadillas en los aisladores deben ser diseñados para grandes momentos causados por esos grandes desplazamientos.

Es posible introducir una fuerza con capacidad de restauración en alguna forma; por ejemplo, almohadillas de deslizamiento combinado con apoyos elastoméricos. Kelly propuso combinar apoyos deslizadores con apoyos elastoméricos, Por eso, tomo las ventajas de las mejores características de ambos tipos de aisladores.

Usando apoyos deslizables produjo un sistema de periodo largo; los apoyos de hule controlaron el desplazamiento mediante proporcionar una acción centrada; estos controlaron la torsión, y , si el desplazamiento excede el nivel de diseño, ellos producen la acción de rigidez. Esta combinación deslizador / elastómero fue usada en 1992 en una rehabilitación de una

Escuela, la Mackay School of Mines, en la Universidad de Nevada en Reno (Ilustración III.18), y para el MLK / Drew Hospital, con el uso de aisladores de neopreno de alto amortiguamiento y deslizadores guiados de bronce.



Ilustración III-18.- Mackay School of Mines, en la Universidad de Nevada en Reno, EUA

Otra estrategia para reproducir la capacidad de la fuerza restauradora en aisladores de deslizamiento en una superficie de deslizamiento curva. El sistema de fricción pendular (Friction Pendulum System, FPS) es un sistema de aislamiento por deslizamiento que utilizando el peso de la estructura es transportado en una superficie de deslizamiento esférica que se desliza de manera relativa al momento en que el movimiento de terreno excede un nivel de umbral de diseño. La acción de recentrado es generada al aumentar el deslizamiento que ocurre en la superficie esférica.



Ilustración III-19.- Daño de los Apartamentos Marina en el sismo de Loma Prieta, EUA

Este sistema fue desarrollado en 1986 y se usó por primera vez para la reestructura un edificio de cuatro niveles de apartamentos en San Francisco que había sido dañado en el terremoto de Loma Prieta de 1989 (Ilustración III.19 e Ilustración II.20).

La reestructuración envolvió la instalación de marcos de momento resistente de acero en el nivel de planta baja para soporte de los tres niveles de estructura de marcos de madera. Los aisladores fueron puestos debajo de las columnas de los marcos de acero (Ilustración III.20).

Una más reciente aplicación de los aisladores FPS en la reestructuración sísmica fue el Edificio de La Corte de Apelaciones de los Estados Unidos (U.S. Court of Appeals Building), en San Francisco (Ilustración III.21).

Este edificio de cinco niveles y 32,516 metros cuadrados (350,000 pies cuadrados), que fue construido en 1905 y sobrevivió al Terremoto de San Francisco de 1906.



La estructura original es de marcos de acero para gravedad y muros de tabique de mampostería y granito sin refuerzo. Los aisladores FPS fueron instalados bajo las columnas de acero existentes con concreto nuevo en cada columna y un nuevo sistema de diafragma encima del nivel de aislamiento.



Dos Edificios recientemente se acaban de terminar llevan instalados los aisladores FPS: éstos son la Terminal Internacional del Aeropuerto de San Francisco y el nuevo Hayward City Hall.

En el Aeropuerto de San Francisco, (San Francisco International Airport Terminal) tiene espectaculares características arquitectónicas, entre ellas: extensos espacios interiores, columnas de 80 metros de altura, techo con armaduras de 200 metros de largo (700 pies), y las

paredes exteriores de vidrio. El edificio fue diseñado por Skidmore, Owings y Merrill para resistir un terremoto de magnitud 8 que puede ocurrir por la cercanía a la falla de San Andrés. Los cojinetes de fricción 267 Pendulum's se usaron para proteger este edificio emblemático de los fuertes movimientos de tierra que se produce durante los grandes terremotos.



Ilustración III-22.- San Francisco International Airport Terminal, EUA

Con más de 22 millones de pies cúbicos de espacio interior, es la construcción más grande aislada en el mundo. Este proyecto obtuvo el Mérito 2001 Premio a la Excelencia de la American Institute of Steel La construcción y la Excelencia 2002 en Ingeniería Estructural Premio del Consejo Nacional de los Fondos Estructurales Ingenieros para el proyecto más destacado.

Los cojinetes de fricción Pendulum proporcionan un período (de 3 segundos) de aislamiento y reducen la fuerza del terremoto en la demanda el edificio en un 70%. Cada rodamiento puede desplazar hasta 20 pulgadas en cualquier dirección horizontal, mientras que en el apoyo de construcción y las cargas sísmicas de hasta 6 millones de libras (Ilustración III.22).

Aislamiento sísmico se busca que siempre y cuando sea menor costo de construcción de lograr el rendimiento deseado ante las fuerzas sísmicas.

Además, el uso de cojinetes de fricción Pendulum en comparación con cojinetes de caucho, permitió una reducción adicional en las dimensiones de columnas y vigas de tamaños y espesores reduciendo en 680 toneladas de acero estructural.

El Ayuntamiento de Hayward (City Hall of Hayward) es una instalación gubernamental esencial que se encuentra a 200 metros de la falla de Hayward.

El diseño estructural fue realizado por KPF Consulting Engineers, en San Francisco, para soportar el máximo Terremoto creíble sin interrumpir su funcionamiento.

Los espectros de diseño, incorporando los efectos de fallas normales, se muestran en la gráficas siguientes.

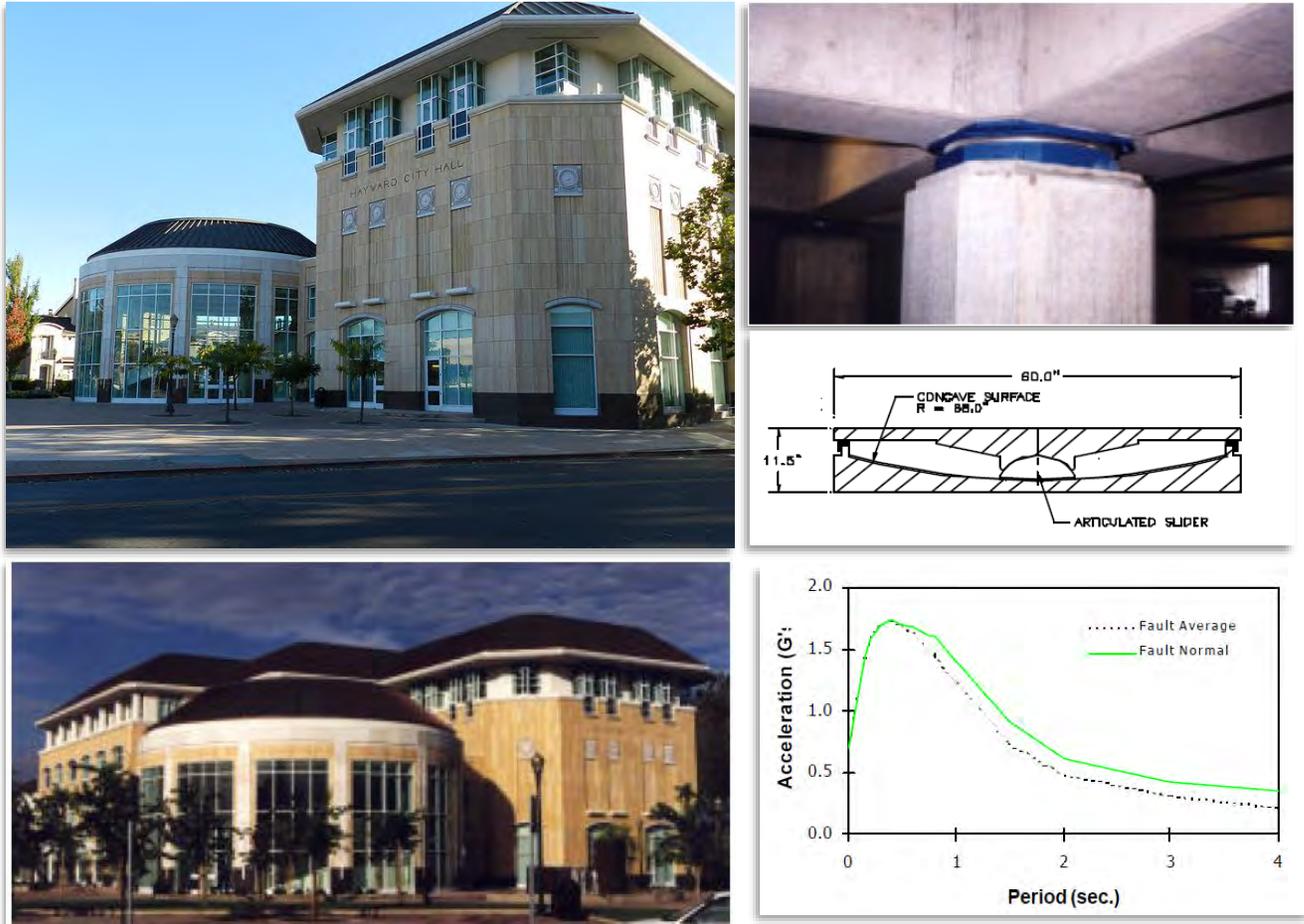


Ilustración III-23.- Ayuntamiento de Hayward (City Hall of Hayward), EUA

El diseño de aislamiento sísmico incorpora 53 aisladores de fricción tipo pendulo (Pendulum bearings friction) y 15 amortiguadores viscosos tipo Taylor para mitigar los efectos de los fuertes terremotos de campo cercano. Los rodamientos de aislamiento se instalaron en las partes superiores de las columnas del sótano.

Los aisladores de fricción tipo Pendulo (Pendulum bearings) tiene una capacidad de carga vertical de 1'900,000 libras, un período dinámico de 3 segundos, una fricción dinámica de 7,5%, y una capacidad de desplazamiento de 22,5 pulgadas.

El Ayuntamiento de Hayward fue el primer proyecto de diseño / construcción simultaneo para incorporar dispositivos sísmicos a la brevedad, y cojinetes de aislamiento.

El proyecto de diseño / construcción estuvo a cargo del contratista, la RDP de Construcción de Redwood City, California, quien completó la construcción en un plazo de 16 meses.

Los cojinetes de fricción del péndulo se han fabricado, probado y entregado instalados dentro de los 4 meses desde la adjudicación del contrato de suministro de rodamientos (Ilustración III.23).

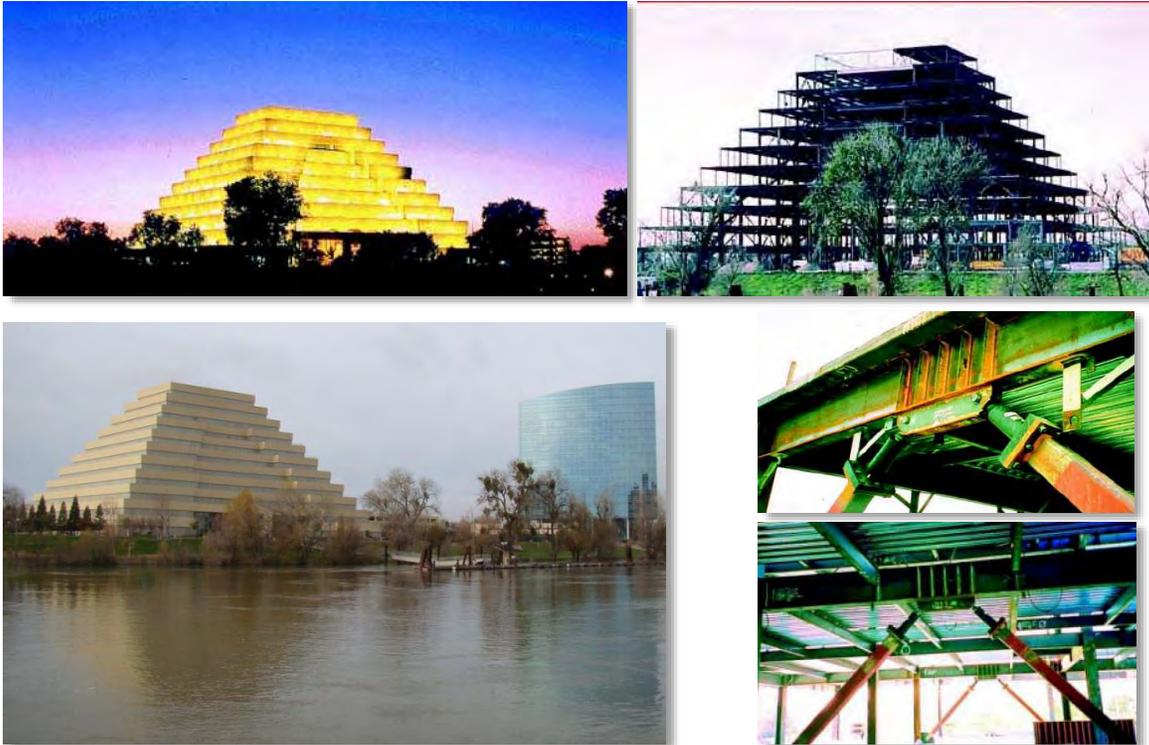


Ilustración III-24.- The Money Store, Sacramento, California, EUA

También en Estados Unidos se han desarrollado en los últimos años proyectos de aislamiento sísmico, sobre todo en edificios de acero que sufrieron daños en los sismos de Nortdrige en 1994, ocasionando daños principalmente en la juntas, por lo que se han desarrollado en conexiones “hueso de perro” (dogbone en inglés) que buscan evitar daño en los edificios.

Tenemos por ejemplo el uso de aisladores y amortiguadores en el Edificio Central del Banco “The Money Store” el cual cuenta con un perfil “piramidal” y además con aisladores y amortiguadores en la estructura de acero.

Recordando a un antiguo Templo Maya, la nueva sede nacional de “The Money Store”, en el oeste de Sacramento, CA, es uno de los primeros edificios de nueva filosofía de Construcción en los Estados Unidos donde se utilizan amortiguadores sísmicos para controlar la respuesta de un edificio durante un evento sísmico (Ilustración III.24).

El edificio de 11 pisos en forma de pirámide maya, la estructura del edificio ocupa aproximadamente 450.000 pies cuadrados, incluyendo un sótano parcial y exterior, y las zonas de cubierta. La huella de la planta baja es 300' por 300'. Hay un retroceso de 10' en cada entrepiso, y la huella de piso superior es de 90' por 120'. La altura típica de entrepiso es 14', con la excepción de la altura entre la primero y segundo nivel, que es 16'. La altura total de la estructura es 156'. El sistema de entrepiso típico consiste en de vigas de acero estructurales (incluyendo W30x116, 124, 132, y W33x141) con 3 ¼" peso ligero, colando un firme de compresión de concreto de más de 3", sobre laminas calibre 20 de metal de la cubierta. La estructura del sistema lateral consta de marcos de acero elásticos con amortiguadores de fluido viscoelástico (FVDs).

Los tamaños de las columnas típicas fueron W14x370 y W14x398. La estructura se apoya en aproximadamente 580 columnas de sección cuadrada de 12", los pilotes prefabricados pretensados, incorporado aproximadamente el 75 de la carga en el suelo. Los ingenieros geotécnicos, Wallace-Kuhl, determinó que un coeficiente de sitio de S2 era apropiado para este sitio rígido, ya que el suelo es arenoso.

La influencia del Terremoto en el rendimiento, la rentabilidad y los requisitos arquitectónicos fueron las principales consideraciones en el diseño de este edificio. Además, el propietario quería minimizar la interrupción de las operaciones comerciales después de un evento sísmico importante.

Frente a estos requisitos, el uso del Código Uniforme de Construcción actual (ICBO, 1994) era insuficiente, ya que no se definió a los objetivos de rendimiento en forma cuantificable. Además, su filosofía de diseño se basa principalmente en la formaciones de conexiones plásticas dentro de los elementos estructurales para absorber la energía sísmica.

Esto aumenta la incertidumbre de comportamiento no lineal de la estructura. Por lo tanto, el equipo de diseño y el propietario de acuerdo en que todos los elementos estructurales y conexiones se mantienen por debajo de los niveles de rendimiento para el terremoto base de diseño (DBE). La deformación máxima de entrepisos deberá ser inferior a 0,005 en el DBE para proteger los elementos estructurales.

Un análisis "time-history" sin reducción deberá ser utilizado para estudiar el comportamiento real de la estructura durante el DBE. El terremoto base de diseño se define como un acontecimiento sísmico con una probabilidad del 10% de ocurrencia en una duración de 50 años. Este evento es consistente con el 'Blue Book' de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California

El costo total de construcción estructural, incluyendo el acero estructural, FVDs (amortiguadores), cubierta de metal, concreto y fundaciones fue de aproximadamente \$ 10,3 USD millones, que equivale a \$ 23 USD por pie cuadrado. La solución arriba descrita dejó satisfecho el requisito de costo de la construcción, que no era superior a la de un código mínimo de la construcción conforme a estándares comerciales.

La construcción de la primera estructura sísmicamente aislada en los EE.UU. se completó en 1985, y para mediados de 2005 había aproximadamente 80 edificios sísmicamente aislados en los EE.UU.

El primer edificio en los EE.UU. es el Foothill Comunidades Law & Justice Center, en Rancho Cucamonga, California, fue terminada en 1985, con 98 soportes de goma de alto amortiguamiento ubicados por debajo del nivel del sótano.

El edificio consta de cinco pisos más el sótano con marcos arriostrados de acero apoyados en 98 soportes de goma de alto amortiguamiento (aisladores), y se completó en 1985. Un resumen completo del diseño y análisis de la edificio se presenta en (Tarics, Camino, y Kelly, 1984).

Los detalles del programa de prueba del prototipo se proporcionan en (Celebi y Kelly, 1984); el programa de producción de prueba original se describe en ambos (Tarics, Camino, y Kelly, 1984) y (Tarics, Kelly, Camino, y Holanda, 1986). Se hicieron una serie de pruebas realizadas en tamaño completo aisladores retirados del edificio, y se hicieron comparaciones entre estos datos y los resultados de las pruebas de control de calidad de origen en 1983.

En los resultados de una serie de pruebas de los cojinetes de caucho de alta amortiguación sísmica de la estructura del Foothill Comunidades Law & Justice Center, más de doce años después de su fabricación, las rigideces de compresión de los rodamientos individuales fueron prácticamente idénticos a sus valores originales, mientras que las rigideces a corte parecen haber disminuido por aproximadamente 15 por ciento.



Ilustración III-25.- Foothill Comunidades Law & Justice Center, Rancho Cucamonga, California, EUA

Por desgracia, las comparaciones directas con los datos originales de corte, no es posible debido a que faltaron otro par de rodamientos para probarse en 1995, el par existente ya se habían sido probado en un principio.

Se presento una gran deformación en las pruebas que mostraron que los cojinetes fueron capaces de sostener desplazamientos cíclicos igual a la brecha sísmica alrededor del perímetro del edificio.

Estos resultados representan los primeros datos sobre propiedades a largo plazo de alta amortiguación sísmica de cojinetes de aislamiento y proporcionar confianza en la estabilidad de las propiedades de tales aisladores en el tiempo.

Las pruebas adicionales y la evaluación de propiedades a largo plazo de los cojinetes del prototipo y un conjunto de los cojinetes de goma de plomo fabricados por la FCLJC está en curso (Ilustración III.25).

Las extintas Torres Gemelas de Nueva York, tambien tenian instalados amortiguadores por los movimientos ocasionados por las rafagas de viento.



Ilustración III-26.- World Trade Center, Nueva York, USA

Las torres fueron diseñadas como estructuras de tubo enmarcado, que proporcionarían a los inquilinos planos de planta abierta, sin interrupciones de columnas o paredes. Esto fue posible gracias al uso de numerosas columnas perimetrales muy próximas entre sí para que proveyeran gran parte de la fuerza de la estructura, junto con la carga gravitatoria compartida con las columnas centrales.

El sistema de ascensores, que utilizaba vestíbulos y un sistema de ascensores expresos y locales, permitió que un espacio importante fuera liberado para ser usado como espacio de oficinas al hacer más pequeño el núcleo estructural.

El diseño y la construcción de las Torres Gemelas del World Trade Center incluyó muchas técnicas innovadoras, tales como el muro pantalla para cavar los cimientos y experimentos con túneles de viento. La construcción de la Torre Norte del World Trade Center comenzó en agosto de 1968 y la Torre Sur en 1969.

El amplio uso de componentes prefabricados contribuyó a acelerar el proceso de construcción. Los primeros inquilinos ocuparon la Torre Norte en diciembre de 1970 y la Torre Sur en enero de 1972. Otros cuatro edificios de menor altura fueron construidos como parte del World Trade Center en los años 1970 y un séptimo edificio fue construido a mediados de la década de 1980 (Ilustración III.26).

Estas tenían en los entrepisos amortiguadores viscoelásticos en las uniones de los soportes con la fachada de la estructura.

La renovación y actualización sísmica del edificio Wallace F. Bennett federal en Salt Lake City. Las renovaciones y el reforzamiento sísmico en el edificio de la década de 1960, se realizaron para dar al público un lugar de trabajo seguro para hacer negocios con las agencias federales (Ilustración III.27).



Ilustración III-27.- Wallace F. Bennett federal en Salt Lake City, UTAH, EUA

El 300,000 pies cuadrados de construcción de prefabricados de hormigón exterior de la piel fue completamente removido y reemplazado con una nueva y eficiente, la energía, el vidrio y fachada de piedra. Actualizaciones sísmicas incorporadas a un sistema de marcos de acero externos construidos alrededor de todo el perímetro del edificio, bases adicionales, muros de

cortante y el refuerzo del núcleo de ascensores. El trabajo se complica por la presencia y la posterior eliminación de los PCB y asbesto.

La renovación del edificio exterior y el estado de la técnica de las características de diseño sísmico causó una impresión favorable en la Universidad de Harvard Graduate School of Engineering, que seleccionó el proyecto de estudio de actualización sísmica para otras estructuras existentes. Reformas adicionales a la entrada y el vestíbulo mostrar a nivel nacional del programa GSA Primeras Impresiones, destinado a crear una primera impresión positiva en las instalaciones federales.

La instalación de Pixar Animation Studios es una estructura de dos pisos, de 220.000 pies cuadrados. La estructura cuenta con dos bloques similares que flanquean un gran espacio a modo de atrio central que sirve como plaza de las oficinas y el espacio de interacción para todos los empleados.

Pixar desarrolla largometrajes de animación para los que los plazos de ejecución suelen ser decisivos. En consecuencia, la instalación fue diseñada para cumplir los altos objetivos de desempeño sísmico. Con el fin de cumplir con los objetivos de rendimiento, el aislamiento sísmico fue recomendado por "Rutherford y Chekene" y acordado por Pixar (Ilustración III.28).



El sistema de aislamiento sísmico consiste en una combinación de aisladores a base de cojinetes de goma de alto amortiguamiento y los aisladores a base de cojinetes deslizantes situadas entre la planta baja con estructura de acero y la cimentación con estructura de

concreto. Esto efectivamente se separa el edificio de la mayor parte del movimiento del suelo como resultado de terremotos futuros.

Aunque la estructura de acero de construcción en sí fácilmente pudo resistir movimientos sísmicos en tierra, el sistema de aislamiento ayuda a limitar o impedir, dañar a otros sistemas del edificio, el contenido y las operaciones del edificio.

El nuevo estadio, que refleja el compromiso de la organización para el éxito, pero no pone en peligro los elementos característicos de Texas Stadium de diseño o de la marca Cowboys (Ilustración III.29).

Cuando se abrió en junio de 2009 en Arlington, Texas, el nuevo estadio de \$ 1.1 mil millones de dólares, 3 millones de pies cuadrados, el Cowboys Stadium es uno de los lugares más importantes del mundo de los deportes, estableciendo varios récords mundiales:

- Más largo del mundo un solo tramo estructura del techo. Esta estructura está apoyada por el arco gemelo de dos armaduras que abarcan 1.225 metros entre pilares. En 660.800 metros cuadrados, el techo del estadio tiene la finalidad de ser una de las mayores estructuras abovedadas en el mundo. El "agujero" se mantendrá, pero ahora se puede cerrar cuando sea necesario, ya que el techo del nuevo estadio es retráctil. Formado por dos bi-partida de paneles mecanizados, cada uno mide 63.000 metros cuadrados, se puede abrir o cerrar en 12 minutos.



Ilustración III-29.- Cowboy Stadium, Arlington, Texas, EUA

- El más grande del mundo con cristales operables a las puertas de cada uno mide 180 pies de ancho por 120 pies de alto en cada extremo de la cancha.

Tiene rieles aislados para soportar no solo las solicitaciones de sismo sino también viento y las cargas ocasionadas durante la apertura y cierre de la cubierta móvil y las puertas de cristal laterales.

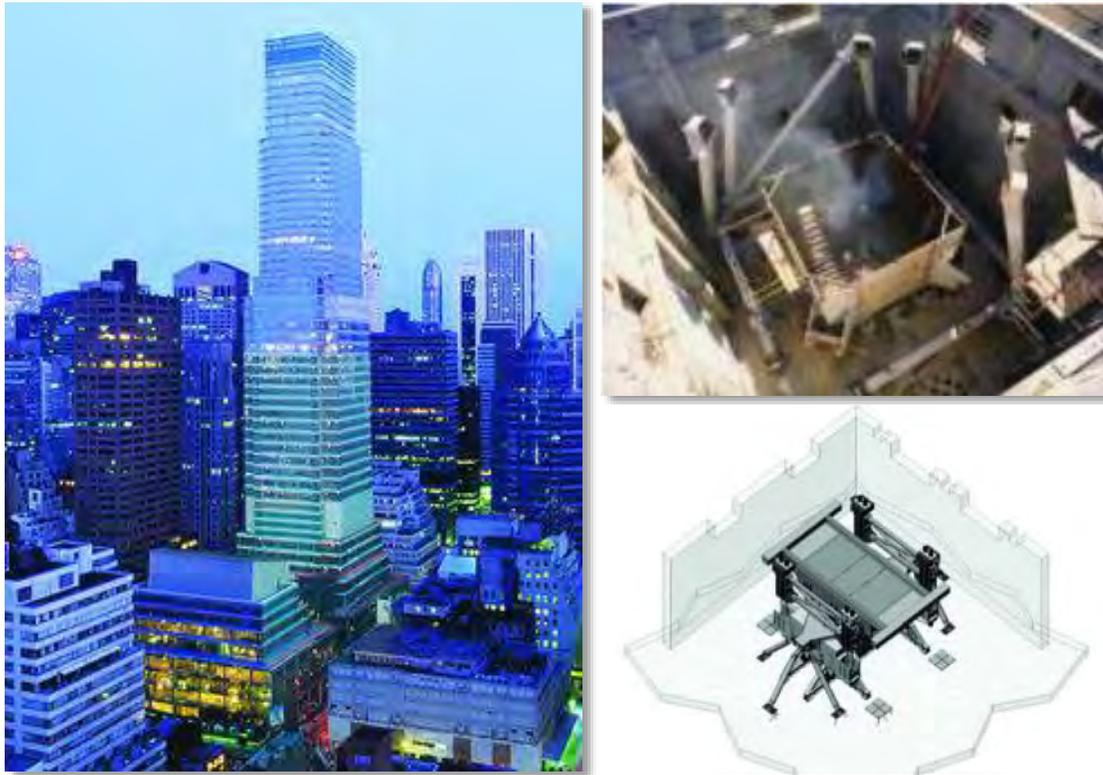


Ilustración III-30.- Bloomberg Tower, New York, USA

No hay dato exacto del número de aisladores deslizantes ubicados en las cubiertas y puertas deslizantes.

También entre las recientes aplicaciones en Estados Unidos, se encuentran los disipadores en Edificios altos y puentes como los que se describen a continuación.

El diseño de un edificio de uso mixto es un reto en la mayoría de entornos de diseño de un rascacielos, pero en Nueva York puede ser una pesadilla.

El edificio Bloomberg, diseñado por el arquitecto César Pelli y cuya construcción comenzó en 2001, es un ejemplo de ello. Los pisos inferiores del edificio, para su ocupación rápida por comercios y oficinas, están construidas de acero, y la parte superior, un desarrollo de condominios de lujo de gran altura, está construida de concreto armado (Ilustración III.30).

Los estudios de ingeniería de viento, demostraron a los ingenieros estructurales de Thornton Tomasetti que las aceleraciones laterales en los niveles superiores del edificio serían más altas de lo deseable para los condominios de lujo.

En Iteraciones estructurales que se realizaron para optimizar la estructura y reducir el movimiento previsto. El desarrollador también consideró un edificio de menor altura; Es un método muy eficaz de reducir las vibraciones, pero que podría disminuir gravemente la viabilidad del proyecto de desarrollo, puesto que el inmueble más valioso es la parte superior de la torre.

Los estudios de optimización estructural realizados indicaron que, debido a los múltiples tipos de estructuras y materiales, el movimiento en la parte superior del edificio, sería difícil de controlar desde un enfoque puramente estructural.

Desde el programa de desarrollo que requiere un sistema estructural menor a la ideal, los diseñadores optaron por implementar una solución de sistema de amortiguación para reducir la vibración.

Dos tipos diferentes de sistemas de amortiguación se consideraron: una columna de líquido amortiguador TLCD (Tuned Liquid Column Damper) y una Masa sintonizada de amortiguación TMD (Tuned Mass Damper) . Un TLCD funciona de manera similar a un TMD excepto que se disipa la energía internamente en el líquido (agua en este caso) y la masa es un gran "U" en forma de tanque de agua.

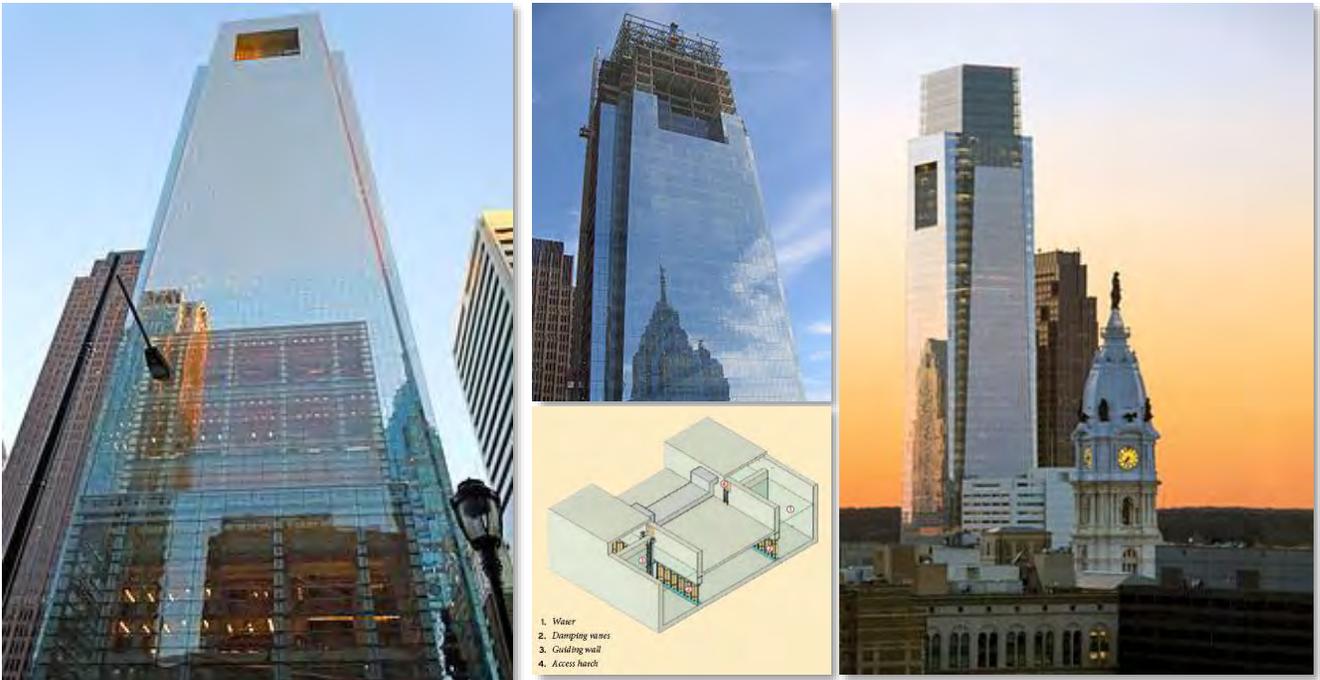


Ilustración III-31.- Comcast Center One, Pennsylvania, EUA

Debido a la menor densidad de agua en comparación con el acero, un TLCD ocupa espacio sustancialmente más grande, por lo cual, el TMD fue elegido, ya que el espacio necesario para la instalación TLCD en el edificio Bloomberg Tower fue más allá de lo que estaba disponible. El TMD pesa 545 toneladas (600 toneladas con soportes) y la instalación fue realizada de acuerdo al Contratista a principios de febrero de 2004.

El Centro Comcast (Comcast Center One Pennsylvania Plaza) de 1,009 pies de altura, contiene el más grande amortiguador sintonizado de columna de líquido TLCD (Tuned Liquid Column Damper) en el mundo. En las primeras etapas del diseño del proyecto, el espacio fue asignado en la parte superior del edificio para el Sistema Complementario de amortiguación (Ilustración III.31).

Para optimizar el rendimiento de servicio lateral de la deriva, la torre suplementaria requerida de Amortiguación en su eje más delgada, por lo tanto, un gran TLCD fue diseñado en lugar del más típico, de dos columnas perpendiculares configuraciones TLCD, por una sola en forma de "U".

Algunas de las características personalizadas de este TLCD uniaxial incluyen:

- ✓ Una masa de agua TLCD = 1.300 toneladas (más de 300.000 galones de agua)
- ✓ TLCD es casi tan ancha como larga - una característica inusual
- ✓ Tanque dividido en dos para evitar el flujo fuera del eje (pérdida de eficiencia)

Otra alternativa utilizada en los Estados Unidos de América en los últimos años ha sido los Muros de Amortiguamiento Viscoso.

Durante la excitación sísmica, el movimiento de relativos de entrepiso hace que las placas-muro disipen energía para desplazarse por el fluido viscoso.

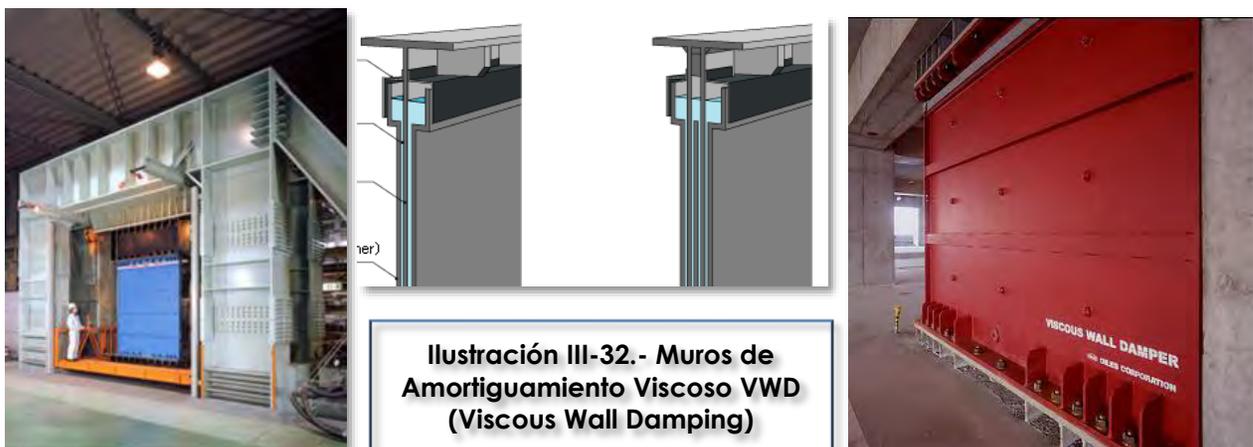


Ilustración III-32.- Muros de Amortiguamiento Viscoso VWD (Viscous Wall Damping)

La fuerza de amortiguación de la acción de corte del líquido depende del desplazamiento y la velocidad del movimiento relativo. Amortiguadores de pared se utilizan para reducir las aceleraciones sísmicas y deformaciones de entrepiso de más del 50%, así como para reducir la vibración inducida por el viento (Ilustración III.32).

Amortiguadores viscosos de pared también se puede construir con placas muro dobles.

En el caso de la compuerta de doble aleta hay 3 placas-muro que forman el tanque. Un muro de amortiguamiento viscoso de doble aleta da el doble de la fuerza de amortiguación con sólo un pequeño aumento en el espesor del plano del muro.

El fluido viscoso utilizado para compuertas de pared es un líquido no-tóxico, inodoro, transparente con una viscosidad de 90.000 poises. La pared puede ser hecha a la medida de aberturas típicas en los edificios. Compuertas con anchos de 6 'a 20' y alturas de 6 'a 14' (con espaciadores) han sido utilizados en edificios. La fuerza del amortiguador es proporcional al área global entre la aleta y el tanque.



Ilustración III-33.- Propuesta de Reforzamiento del Hospital California Pacific Medical Center, San Francisco, California, EUA

Una de las más recientes propuestas de reparación en Estados Unidos con este tipo de elementos es el Hospital California Pacific Medical Center, ubicado en San Francisco, California (Ilustración III.33).

El edificio cuenta con 15 niveles y 2 sótanos, a 11 km de la Falla de San Andres, por lo cual se tomaron varias condiciones por cercanía al epicentro de posibles temblores. El edificio cuenta con casi un millón de pies cuadrados, tiene muros de cortante y marcos de concreto reforzado en los niveles inferiores desde los 2 sótanos, hasta casi el 4 nivel, el resto de la estructura es de acero a base de marcos dúctiles (Ilustración III.34).

La propuesta de reforzamiento del California Pacific Medical Center (CPMC) Cathedral Hill Hospital que se encuentra en la ciudad de San Francisco en la intersección de la avenida Van Ness y el bulevar de Geary.

El CPMC contendrá un podio escalonado y la estructura general se extenderá 14 pisos por encima del nivel. Este nuevo hospital es un centro urbano del "state-of-art" diseñada para lograr la certificación LEED Silver (certificación de Sustentabilidad y Medio Ambiente).

El uso de dos capas límites-túneles de viento, RWDI llevó a cabo un estudio de la calidad del aire de escape de dispersión, un estudio de carga de viento de revestimiento y un estudio de la comodidad de peatones.

También se está usando un nuevo tipo de elemento que se está investigando en la Universidad de Toronto (Ilustración III.35).

Denominado comúnmente como el contraventeo escorpión, es una abrazadera en un marco YBS consta de dos conectores de acero fundido conectado al extremo de un miembro de forma de W o de otro tipo estructural.



Ilustración III-34.- Ubicación de Muros de Amortiguamiento Viscoso, en Modelos Matemáticos en 3D, durante el análisis

Cada conector se compone de un brazo y una serie de dedos y se produce a partir de una muy dúctil, dura-muesca de acero fundido.

En un conjunto de abrazadera, los dedos de los dos conectores están atornillados a una placa de empalme que está conectada a la intersección viga-columna a través de una conexión de placa tradicional (tipo cartela). El otro extremo de la llave está conectado a la intersección viga-columna con una placa convencional –a la forma W - de conexión que puede ser colocada con soldadura de campo o atornilladas. El apodo viene de la semejanza con un Escorpión de la llave, con los conectores que forman las tenazas de la criatura.

Un inconveniente principal de un BRBF (diagonal tipo Escorpión) es que su rigidez está relacionada con su fuerza de rendimiento.

El método principal de la rigidez va en aumento cada vez que se toma un mayor área de la base, lo que también aumenta la resistencia a la fluencia de la abrazadera. En

consecuencia, los edificios más altos y edificios con estrictos requisitos de deformación de entrepiso, a menudo se diseñan con elemento muy rígidos, que los dispositivos necesarios y por lo tanto estas estructuras no sacan el máximo provecho de la ductilidad disponible del sistema.



**Ilustración III-35.-
Contraventeo tipo
Escorpión,
Universidad de
Toronto, Canadá**

Cuando la capacidad de diseño de los otros miembros estructurales de la estructura, se sobre-diseña en las diagonales de los marcos, puede conducir a dimensiones de los miembros significativamente más grandes y, por tanto tonelaje elevado y el coste.

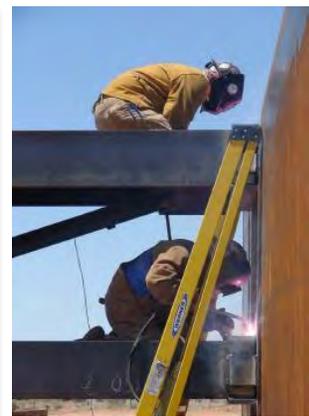


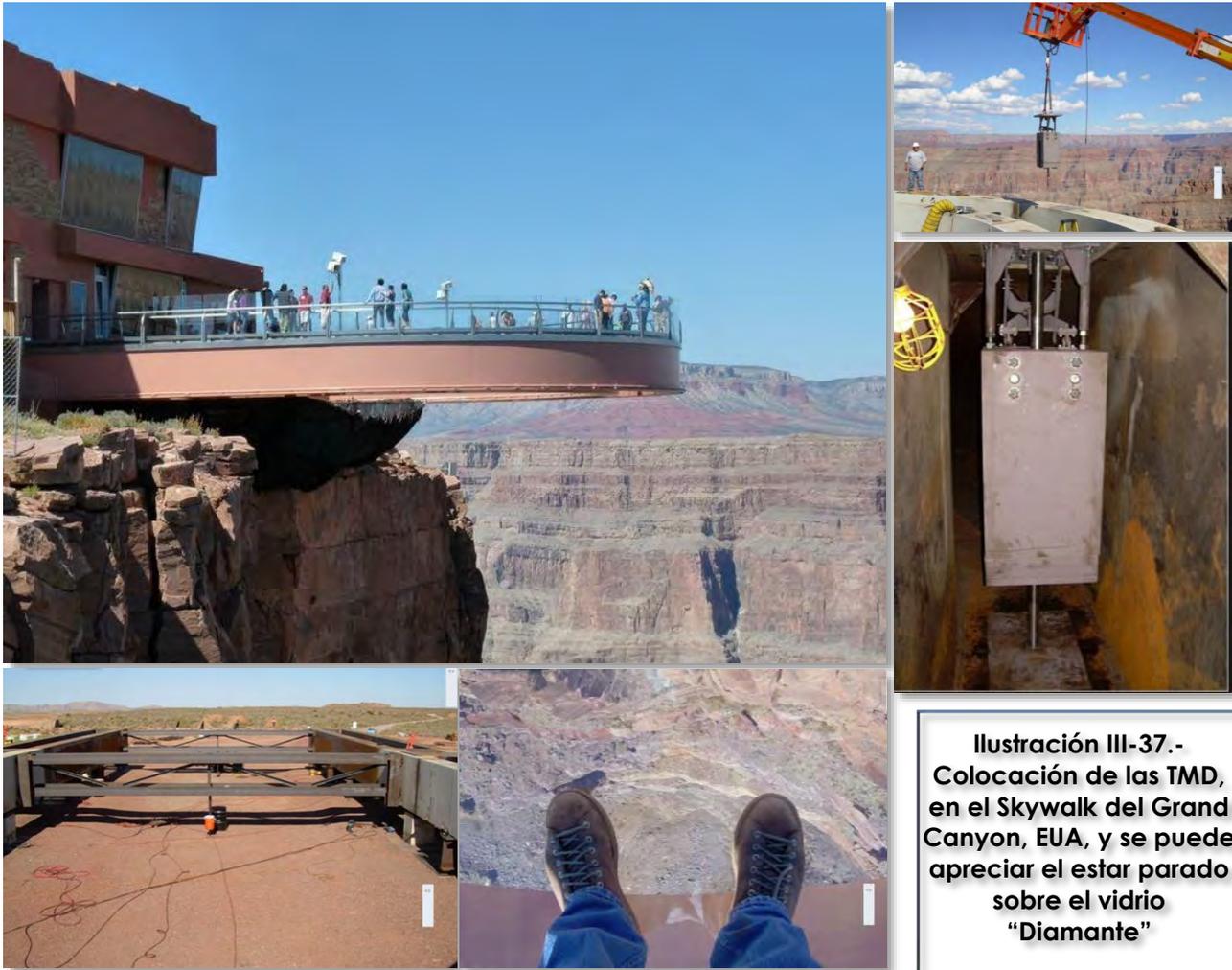
Ilustración III-36.- Construcción del Skywalk, Grand Canyon, EUA

A veces, una estructura puede sorprender a sus usuarios con sólo ofrece una vista excepcional.

El Skywalk del Gran Cañón es el primer mirador en el cañón para permitir que en realidad los espectadores puedan "sentir" estar por encima del Gran Cañón del Colorado. Sus pisos de

crystal, encerrado en una estructura de acero, permiten un impresionante punto de vista, inspirador, hacia el fondeo del Cañón (Ilustración III.36).

Aquí por parte de los Ingenieros Estructurales se realizó: Análisis de estabilidad del viento, El análisis de la vibración inducida por los peatones que afecta a la estabilidad de la cubierta, Diseño y puesta en marcha de sistemas de amortiguación alojados en los cajones.



Reducción del riesgo: Mediante la adición de un sistema de tres unidades de amortiguación de la estructura, la pasarela tiene la estabilidad necesaria para mitigar los posibles movimientos inducidos por los peatones y mejorar la comodidad del usuario.

Efectos sobre el diseño mediante el uso de las Masas Resonantes: El análisis inicial de la estabilidad de la estructura para el viento y la vibración inducida por los peatones llamada para la opción complementaria de amortiguación.

Una óptima visualización se permite gracias a la utilización de los amortiguadores de masa resonante que permitieron que las vigas fueran de poco peralte para ser utilizado un piso de cristal de “Saint – Govain” de manufactura especial denominado “Diamante” de configuración ideal para una óptima visibilidad del Cañón (Ilustración III.37).

IV. Desarrollo de Disipadores y Aisladores Sísmicos en México.

A pesar que en Estados Unidos de América se ha visto incrementado el uso de los sistemas de disipación sísmica de energía en los últimos años sobre todo después de los sismos de Loma Prieta (1989) y de Northridge (1994), también se puede seguir su desarrollo en otras partes del Mundo, ocasionado precisamente por la ocurrencia de grandes terremotos que conllevan grandes pérdidas humanas y económicas.

IV.01. Disipadores y Aisladores en México.

Se ha comentado a veces que la Torre Latinoamericana y el Edificio de la Lotería Nacional fueron las primeras estructuras con aislamiento (por las cajas hidráulicas de las cimentaciones de pilotes), pero en este estudio no las consideramos así, ya que son diseños originales ocasionados por la cimentación.



Ilustración IV-1.- Escuela en la calle de Lago Ximilpa, en Ciudad de México

En México a mediados de los 60, el Ing. Manuel González Flores (1964) desarrolló un sistema de aislamiento de base con placas de acero y balines. El aislador fue incorporado en dos edificios de cinco niveles que hasta la fecha han mostrado buen comportamiento. Su principal limitación se encuentra en la carencia de un dispositivo disipador de energía que reduzca la demanda de disipación de la estructura. El mantenimiento que se le ha dado ha sido materialmente nulo, y no se ha podido registrar el estado de los apoyos (Ilustración IV.1).

El sistema al que llamé "Antisísmico", o "sistema a salvo de sismos", por el que el Banco Nacional de México le otorgó el Premio Nacional de Ciencia y Tecnología a través del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Este dispositivo está formado fundamentalmente por dos placas circulares de la mayor dureza, cada una con superficie terminada a espejo, de 19 mm de espesor. La placa inferior está sujeta a la cimentación en su cara lisa y dura, perfectamente horizontal y hacia arriba; sobre dicha superficie se encuentra un cierto número de balines, esferas de acero duro, libres para moverse, manteniéndolos juntos por un anillo de acero que los rodea, también libre para moverse sobre la placa, pero de ninguna manera susceptible de moverse más allá de la orilla de dicha placa; sobre los balines está colocada la segunda placa, similar en todas sus características a la primera, con la superficie pulida hacia abajo, esta segunda placa a su vez está fija a la estructura del edificio. Gracias a la inercia del edificio, el dispositivo aísla efectivamente de sus movimientos horizontales a la cimentación de la superestructura. Es un sistema efectivo y eficaz, ideal para la ciudad de México. Fue patentado e instalado en un edificio de departamentos ubicado en la calle de Repúblicas 74 col. Portales y en una escuela del Departamento del Distrito Federal en la calle de Ximilpa colonia Nueva Argentina, hasta la fecha después de innumerables sismos, no ha causado el más mínimo daño ni el frecuente fenómeno de rotura de vidrios.



Ilustración IV-2.- Colocación de Disipadores de Energía, Izazaga 38-40, México DF

Después de los terremotos de 1985 (19 y 20 de septiembre, Guerrero, México), varias de las estructuras que fueron dañadas por el movimiento telúrico, se repararon con sistemas de disipación de energía.

A continuación se describe únicamente el caso del edificio Izazaga 38-40, que tuvo daño de moderado a extenso durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Este edificio se halla ubicado en el centro de Ciudad de México (zona del lago), tiene 12 pisos y un sótano, construido en los años setenta en base a una estructura con losa plana con columnas y algunos muros de corte (Ilustración IV.2).

Fue reforzado en la forma convencional añadiendo varios muros de corte, con lo cual se le daba mayor rigidez y más resistencia a la estructura pero la estructura reforzada presentó agrietamientos en los muros exteriores durante los sismos de 1986 (MS = 7.0) y de abril de 1989 (MS = 6.9). Martínez-Romero (1993), Tena Colunga (2003).

Debido a que no funcionó en forma satisfactoria el reforzamiento convencional se decidió incorporar disipadores ADAS, trabajo que fue encomendado a la empresa EMRSA en 1990. Martínez Romero (1993). En las fotografías se aprecian dos lugares del edificio con los disipadores de energía ADAS los mismos que están montados sobre contraventeos metálicos tipo Chevron. Se destaca que ahora no fue necesario reforzar la cimentación y que ha resistido en forma satisfactoria varios sismos de magnitud $M_S = 7.4$ y 7.5 Martínez-Romero (2003).



Con la incorporación de los disipadores ADAS se espera una reducción del 40% de la deformaciones de entrepiso máximos que se tenían en la estructura ya reforzada.

Antes de terminar esta breve revisión sobre el reforzamiento de edificios con disipadores de energía. Se debe manifestar que no siempre la solución más acertada es reforzar edificios con disipadores de energía, todo depende del período fundamental que tiene la estructura que va a ser reforzada y del espectro que se utiliza para el análisis (Ilustración IV.3).



El segundo edificio reforzado con este sistema en México fue el Hospital de Cardiología del IMSS en la Ciudad de México, también afectado por los terremotos de Michoacán de 1985, por lo cual, ante el colapso que sufrieron varios hospitales, se buscó un reforzamiento que

permitiera al hospital continuar trabajando. La adaptación de disipadores de energía fue un proyecto piloto en las instalaciones del IMSS. Se inició en 1990 y concluyó en 1992.

La construcción de este refuerzo fue propuesta por la Dirección del IMSS y encomendado a su área de proyectos, la que trabajó junto con técnicos de la Universidad de Berkeley, California - poseedora de la patente - en el diseño arquitectónico y de ingeniería. Posteriormente, el área de construcciones del Instituto contrató las empresas que se encargaron de la obra (Ilustración IV.4).

Para el inicio de las obras fueron necesarias diversas labores preparatorias, en primer término la contratación de servicios de extracción de agua, para poder instalar los componentes de reforzamiento, ya que el suelo en que se encuentra el edificio tiene un alto nivel freático. A continuación se efectuaron los trabajos de cimentación previos a la colocación de las estructuras, mismos que consistieron en la excavación del contorno del edificio para instalar un cajón perimetral de concreto y placas base de desplante de cimbra con acero reforzado.

Sobre esta base, se colocaron 18 torres metálicas en el contorno del edificio. Cada una de estas torres soporta 5 disipadores de energía anclados con cinturones de acero a los nodos de la estructura, uno por cada nivel del edificio. El edificio tiene una superficie de 9.720 m², mientras que la superficie de contacto es de 27 metros de ancho por 72 de largo.

El costo de instalación de los disipadores de energía ascendió a 8,9 millones de pesos o a 2,85 millones de dólares, a precios de 1992. Se estimó un costo construcción del edificio equivalente a \$2.500,00 o de 930 dólares por m², también a precios de 1992, por lo que el total de la estructura del edificio de quirófanos (sin equipamiento) ascendió a 24,3 millones de pesos o a 9,04 millones de dólares (ilustración IV.5).

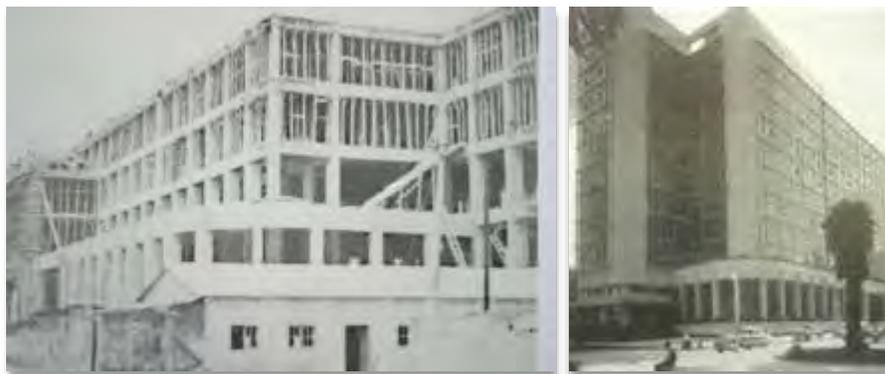


Ilustración IV-5.- Construcción Original de las Oficinas del IMSS, Ciudad de México, DF

De esta forma, la aplicación de los disipadores de energía representó el 31,5% del costo estructural del edificio. Se presenta una desagregación de los principales rubros de costo del reforzamiento:

Entre los trabajos preliminares se incluyeron demoliciones, tapiales y acarrees; la cimentación incluyó bombeo, cimbra, rellenos, concreto, acero reforzado, excavación y

nivelaciones; la estructura metálica comprendió tanto las torres de acero estructural, como los disipadores de acero tipo A36; los costos de albañilería incluyeron los sueldos y salarios del personal y los acabados de la obra estructural.

El edificio cuenta, adicionalmente al reforzamiento de su estructura, con zonas de seguridad sísmica, debidamente señalizada en cada piso del edificio, que consiste en marcos de concreto de 90 centímetros de espesor. Cabe agregar, que el 16 de julio de 1996 se presentó un sismo de 6,5 grados en la escala de Richter, y durante la visita que se efectuó dos días después de este evento no se observó daño alguno en las instalaciones ni defecto en las estructuras metálicas de refuerzo.



Ilustración IV-6.- Reestructuración de Oficinas Centrales del IMSS

En la práctica, durante la instalación de esta tecnología de sismo-resistencia se cumplieron los objetivos propuestos, y solamente se generaron interrupciones breves de los servicios por motivo del ruido producido por la maquinaria y por los cortes temporales necesarios para la reinstalación de suministros de electricidad, gas y telefonía. Actualmente, esta misma tecnología se aplicó al edificio de Oficinas Generales del Instituto, ubicadas también en el centro de la ciudad, la avenida Reforma casi enfrente donde actualmente se encuentra la Torre Mayor (Ilustración IV.5).

El Edificio de se encuentra en Reforma # 476 y es un complejo de tres edificaciones. El cuerpo 2 está en el centro del complejo. Los cuerpos 1 y 3 se encuentran a cada lado del edificio 2 y son reflejo simétrico en planta y alzado. Debido a la simetría, sólo el edificio 1 y 2 se analizaron. Cada uno de los tres edificios cuenta con un sótano, una planta baja (Acceso), y nueve niveles de entepiso. Los edificios 1 y 3 tienen un nivel entepiso adicional inmediatamente por encima de Planta Baja. La altura de la planta baja del Edificio 2 es aproximadamente de dos entrepisos. La altura de al techo de los tres edificios es el mismo. Además, hay un ático de dos pisos por encima del techo en las porciones de los tres edificios que sirven como salas de máquinas del ascensor. El edificio está apoyado sobre pilotes y se encuentra en la Zona de Transición, de acuerdo a la zonificación Sísmica de la cuenca del Valle de México (Zona II).

El edificio es propiedad del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) y fue construido en la década de 1940 como su sede central. El sistema estructural básico para la construcción se usó concreto reforzado, colado en sitio. El concreto de la losas planas de los entrepisos están soportadas por vigas de concreto armado y, o bien columnas redondas con refuerzo en espiral poco espaciados o columnas rectangulares con refuerzo moderada a las especificaciones de refuerzo de ese tiempo (Ilustración IV.6).

Las fotografías muestran el edificio desde el frente y la espalda. La otra foto muestra una vista interna de la entrada principal del Edificio 2, que muestra la doble altura de ese entrepiso.

A través de sus casi 50 años de servicio, el edificio ha sobrevivido al menos a 2 terremotos de gran magnitud ($M_s = 7.0$ o mayor en magnitud), el 28 de julio de 1957, un terremoto de $M_s = 7.5$ produjo daños de moderados a significativos estructurales y no estructurales, que fue reparada mediante el fortalecimiento de partes de su sistema estructural. Curiosamente, el Terremoto de septiembre 19, 1985 ($M_s = 8.1$), siendo mayor en magnitud, no produjo el mismo tipo de daños como el terremoto de 1957, debido, en el punto de vista del Ing. Martínez Romero (1993), a dos razones principales:

- i. La dirección más fuerte de las ondas sísmicas del terremoto de 1957, fueron de sur a norte, teniendo el edificio su punto más débil en esta dirección, en comparación con los sismos de 1985, durante el cual el sentido más fuerte de sus ondas sísmicas fueron casi de oeste a este (que era el más fuerte sentido del edificio), y
- ii. Los sismos de 1985, encontramos una estructura y cimentación más fuerte que la original.

La cimentación del edificio consiste en una caja de cimentación parcialmente compensada, 5,5 m de profundidad (18 pies), con cerca de 1,600 pilotes de madera que llevan en la primera capa de suelo duro, situado a unos 26 m. bajo el nivel del suelo. La compresibilidad de los depósitos bajo el suelo originó importantes asentamientos relativos de los tres edificios y la inclinación de uno de los edificios (edificio 1), lo que requería en 1954 la adición de 135 pilotes de concreto con mecanismo de control (pilotes de control), diseñados para detener la inclinación y la restauración del edificio a la verticalidad. La extracción continua de agua del subsuelo produjo su posterior asentamiento del edificio, que demandó una importante revisión y el fortalecimiento de los cimientos del edificio en 1967, cuando cerca de 493 pilotes de concreto, también con mecanismo de control, fueron añadidos. Es importante destacar, que no fueron encontrados signos de sufrimiento o daños estructural en la caja de cimentación, ni en la estructura del edificio (Hermosillo-Martínez, 1971). El edificio en la actualidad prácticamente ha recuperado su verticalidad debido al control efectivo por parte de los pilotes de control.

La importancia arquitectónica de este edificio en el contexto urbano de la ciudad de México lo ha catalogado como parte del Registro Nacional de Edificios Históricos. Asimismo, es sede de las operaciones estratégicas y logísticas del IMSS, que lo ha clasificado como "esencial" para la operación del IMSS. Dichos factores de relevancia llevaron al IMSS a solicitar el llevar a cabo un estudio cuidadoso de la seguridad estructural del edificio, de acuerdo con el Código de Construcción actualizado de 1987.

Se encontró que es riesgoso, no sólo de acuerdo con los requisitos nuevo código (que se esperaba), pero también del hecho de que hay una posibilidad científica grave que los terremotos fuertes procedentes de la llamada brecha Guerrero, que tiene la mayor potencial sísmico, podría ocurrir (Singh, 1986). Estos se producen alrededor de las direcciones de ondas sísmicas mismos como el terremoto de 1957, a la que este edificio podría ser especialmente vulnerable.

Un total de 40 bahías de marco en el complejo de los tres edificios fueron identificados como apropiados para la instalación de elementos ADAS en relación con el reforzamiento sísmico de diseño. Los dispositivos ADAS para cada piso de la planta baja y de los entrepisos

hasta el último nivel. En una vista de la planta del edificio 2, que muestra las bahías ADAS de nivel N 1 hasta la azotea del edificio.

La respuesta inelástica de un edificio puede ser controlada eficazmente para mejorar su rigidez y para reducir al mínimo los daños del terremoto por el adecuado diseño e instalación de los dispositivos ADAS, como dispositivos de este tipo puede absorber sustancialmente la mayor parte de las demandas de disipación de energía y aumentar la seguridad del edificio.

Los tres edificios cuya actualización sísmica se llevó a cabo a través del uso de los dispositivos disipadores de energía, demostró una mejoría muy sustancial en la respuesta y resistencia a terremotos a costos razonables. En estos casos particulares, la adaptación fue hecha mientras que los edificios estaban en funcionamiento, lo que representa una de las características más convenientes de este tipo de adaptación, en comparación con los sistemas más convencionales de fortalecimiento, ya que implican mucha menos actividad de construcción durante el reforzamiento.

En Monterrey, en 1990, el ing. Federico Garza-Tamez desarrolla un sistema de aislamiento de base con dispositivos pendulares, el cual instala en 1992 en la nave de Impresión de periódico de "El Reforma", en la ciudad de México, y posteriormente en el periódico "El Norte", en Guadalajara, Jalisco. Este sistema había sido previamente probado en el laboratorio de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Illinois por el Dr. Douglas A. Foutch, demostrando su efectividad. El sistema aprovecha la acción pendular para aislar la estructura de la excitación sísmica. Los apoyos tienen una placa de conexión, la cual pende de cables o barras de acero que se conectan a otra placa de conexión, de tal manera que la acción pendular entre las barras de conexión es la que permite la disipación y el aislamiento (Ilustración VI.7).



Ilustración IV-7.- Dispositivos de aislamiento de las maquinas impresoras del: Periódico "Reforma" a la izquierda y Periódico "El Mural" a la derecha

Este dispositivo reviste algunas problemáticas tales como la posible tensión en los apoyos (edificios altos), el movimiento ante movimientos pequeños (para lo cual debe acompañarse la instalación con amortiguadores de tipo elasto-plástico), y el mantenimiento a largo plazo, pero ya están siendo resueltos en este momento al realizar investigaciones y se está proponiendo su instalación en puentes.

También en México se ha instalado Amortiguadores en una estructura alta: La Torre Mayor, estructura ubicada en la Av. Reforma de la Ciudad de México y que fue en su momento considerado el Rascacielos más grande de America Latina.

El edificio descansa sobre un pedestal formado por 251 pilas de cimentación, apoyadas a casi 50 m de profundidad, coronadas por una gruesa losa de concreto armado que sirve de fondo al cajón estructural prácticamente cuadrado, con casi 80 m por lado y 16 m de profundidad, donde se alojan 4 sótanos de estacionamiento. La estructura de la torre tiene 55 niveles, a los que puede accederse mediante 20 elevadores.



Ilustración IV-8.- Amortiguadores durante la construcción, Torre Mayor, México DF

El edificio se eleva a 225 m de altura sobre el nivel de la calle, tiene 140,000 m² de construcción, 83,000 de ellos para oficinas, y cuenta con estacionamiento para 2,200 vehículos. Su estructura de soporte combina de forma innovadora acero, concreto y mecanismos de amortiguamiento sísmico (98 amortiguadores sísmicos, tipo Taylor). En la construcción de este edificio ICA reportó un margen de efectividad del 95%.

La construcción de la Torre Mayor implicó diversos análisis técnicos y de constructibilidad de procesos, como el procedimiento para la colocación de concreto en columnas con una

sección promedio de 0.80 m por 1.20 m, con alma de acero Tipo I recubierta con acero corrugado y pernos de cortante soldados al perfil de acero.

Esta alma compuesta dejaba un espacio mínimo para que fluyera el concreto a lo largo de los 4.50 m que corresponden a la altura de la columna. Para asegurar la correcta distribución y compactación del concreto, fue necesario recurrir al sistema de ventanas en los moldes, emplear concretos con un alto revenimiento y ejecutar un eficiente vibrado.

El sistema estructural seleccionado está basado en un sistema redundante múltiple, el cual se lleva a cabo introduciendo el sistema dual, (sensible a deflexión) de resistencia lateral de fuerza convencional, en combinación con un sistema de amortiguamiento suplementario (sensible a la velocidad). El resultado es un sistema trío que está previsto para responder a la energía sísmica en un terremoto (Ilustración IV.8).



Ilustración IV-9.- Torre Mayor, México DF, Detalle de Colocación de Amortiguadores y vista final del Amortiguador desde una de las Oficinas

El sistema trío está compuesto de una estructura primaria de contraventeo extraordinario en el perímetro de la Torre, en conjunto con un sistema tubular formado por una estructura perimetral y un tubo estructurado a través del núcleo del edificio. El contraventeo que conecta a las columnas mixtas del núcleo crea una espina estructural del núcleo principal del edificio. El

marco del perímetro y el poderoso sistema de super diagonales crea una estructura eficiente a partir de tubos, juntando la “espina” central para resistir las fuerzas sísmicas.

Este sistema es mejorado por una serie de amortiguadores viscosos suplementarios situados en las direcciones norte-sur y este-oeste. Diversos estudios se llevaron a cabo para la selección del tipo de amortiguador, así como para la capacidad y localización de los mismos.

En la orientación norte-sur se colocaron un total de 72 amortiguadores dentro del sistema de armaduras del núcleo principal. Un total de 24 amortiguadores fueron colocados como parte del sistema de contraventeo perimetral. En la orientación este-oeste los restantes amortiguadores están colocados en el perímetro norte y sur de la Torre (Ilustración IV.9).

La alternativa estructural seleccionada que incorporo dispositivos suplementarios de amortiguamiento, los cuales son altamente eficaces para reducir el impacto del movimiento sísmico sobre la estructura, así como los elementos no estructurales (por ejemplo, los componentes arquitectónicos y mecánicos).

Los amortiguadores suplementarios reducen el balanceo de todos los niveles intermedios y de conjunto de la Torre, así como la vibración y las fuerzas sísmicas de los elementos estructurales. Reducen la respuesta del edificio a través de la absorción y disipación de una porción significativa de esta energía sísmica transmitida al edificio y consecuentemente reducen la demanda de ductilidad de la estructura de acero.

Durante la fase esquemática, la estructura fue estudiada con y sin el sistema suplementario de amortiguamiento, de manera que se asegure cuantitativamente las ventajas del sistema suplementario de amortiguamiento con respecto al desempeño del edificio, en caso de un sismo.

Las unidades de amortiguamiento viscoso fabricadas por Taylor Device, Inc. fueron seleccionadas después de un estudio de varios sistemas viscosos de amortiguamiento para el proyecto. Los elementos del sistema de amortiguamiento viscoso proveen radios equivalentes de amortiguamiento del 8.5 % en el sentido norte-sur y un 12 % en el sentido este-oeste para los grados básicos de vibración, considerado como un porcentaje crítico de amortiguamiento.

La capacidad de rigidez y carga de las columnas de la Torre se incrementa mediante un recubrimiento de concreto reforzado hasta la mitad de la Torre donde las demandas de rigidez y esfuerzo son mayores. El recubrimiento de concreto en las columnas del núcleo se extiende cinco niveles arriba de las columnas perimetrales para no crear un repentino cambio en la rigidez de los niveles intermedios.

El contraventeo de la estructura responde a la configuración de las Super X en las fachadas este y oeste de la Torre, donde las fachadas son cubiertas en su totalidad. En las fachadas norte y sur dos juegos de Super X fueron colocados. Ningún contraventeo se colocó en las dos naves centrales excepto en tres puntos donde un juego de diagonales forman un diamante conectándose al sistema de Super X.

Los amortiguadores en la fachada norte-sur están ubicados en donde el contraventeo forma éste diamante. Esto, de hecho, mejora el desempeño del sistema de amortiguamiento a través de la creación de una liga amortiguada entre los sistemas Super X. Fue necesaria una sintonización refinada adicional al elemento de liga secundario para enfatizar el concepto básico del elemento ligado amortiguado.

Un modelo tridimensional del sistema lateral fue creado por computador usando el software para análisis estructural SAP2000. Este modelo incluyó el acero y los elementos compuestos así como también los amortiguadores para el análisis histórico. El diseño y análisis

fueron desarrollados sobre la base de un análisis de espectro usando el diseño de espectro de amortiguamiento. Sin embargo, se realizó un diseño independiente usando las fuerzas sísmicas, diseño obtenido del análisis histórico para revelar áreas con mayor demanda de fuerza sísmica. De hecho, el conjunto de fuerzas del análisis espectral e histórico fue usado para diseñar la estructura. Tres series de aceleración de tierra fueron generadas usando el programa SMIQKE del espectro específico obtenido en sitio del estudio de la estructura del suelo.

El factor de ductilidad de uno ($R=1$) fue usado a través del estudio para ambos análisis, tanto de espectro como histórico y diseño. El efecto del tamaño de las juntas, así como la deformación de los paneles fueron considerados en el análisis del armazón. La flexibilidad de las vigas maestras, columnas y ensamblaje en la zona de tableros fue estudiada usando un programa interno.

Mientras que el concepto de diseño sísmico de este proyecto no se apoya en la ductilidad del sistema, diversas medidas se tomaron para mejorar la ductilidad de la estructura con el fin de mejorar el desempeño de las instalaciones, como por ejemplo el uso de electrodos con mejor material dúctil teniendo como mínimo un CVN de 20libras-pie a 70 grados Fahrenheit, también incrementando los hoyos de acceso más allá de los requerimientos del AISC, removiendo las barras de respaldo en el patín inferior y esmerilando el total de las penetraciones de soldaduras hasta dejarlas lisas.

Un sistema especial de diafragma en planta fue diseñado en el nivel 10, donde se incrementa el arranque de la estructura para incluir la propia a los niveles de estacionamiento bajos. La trayectoria para la transferencia de la fuerza lateral entre el sistema lateral y los sistemas adicionales laterales bajos fue estudiada y diseñada para acomodarse a la acción del diafragma.

Las losas del nivel 10 hacia abajo están recogidas para permitir una abertura para la plaza y acceso del lobby en el lado sur del edificio. Esto se logra de una manera tal en que en el nivel 10 quede el punto más alto del arco formado en este acceso. Las columnas y vigas restantes en esta zona fueron dimensionadas para mantener una rigidez y fuerza similares a los niveles superiores y al armazón de la fachada norte de la Torre. Los elementos de columnas están compuestos por un par de columnas circulares más pequeñas que proveen fuerza y rigidez suficientes para salvar el espacio vertical entre los niveles de contraventeo.

El edificio también está diseñado para resistir las cargas de vientos como se especifica en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Un factor adicional de seguridad y comodidad para los ocupantes fue asegurado mediante una prueba de túnel de viento. El resultado de esta prueba produjo información detallada sobre las cargas de viento al recrear un microclima del sitio.

Los amortiguadores suplementarios reducen el balanceo de todos los niveles intermedios y de conjunto de la Torre, así como la vibración y las fuerzas sísmicas de los elementos estructurales. Reducen la respuesta del edificio a través de la absorción y disipación de una porción significativa de esta energía sísmica transmitida al edificio y consecuentemente reducen la demanda de ductilidad de la estructura de acero.

En México hablaremos del edificio que recientemente se diseñó para las Oficinas de 3M en México, en una zona de reciente desarrollo denominada Santa Fe.

El edificio está situado en la parte occidental de la ciudad de México en la nueva zona residencial y comercial conocido como el Desarrollo de Santa Fe. Geotécnicamente el sitio está clasificado como suelo firme y consiste en una compacta de arena y arcilla con un depósito de

origen volcánico que tiene una capacidad de carga de 50 ton/m² (10.240 libras por pie cuadrado). La cimentación consta de zapatas vinculados con vigas de concreto (contratrabes).

La construcción cuenta con cinco pisos y 30.000 m² (324.000 pies cuadrados) de área, alberga la sede corporativa de 3M México. Cuenta con 3 niveles de estacionamiento debajo del nivel de acceso y cinco para las oficinas y servicios. El sistema estructural en los cuatro niveles inferiores consta de un sistema dual formado por una combinación de estructuras de hormigón armado y muros estructurales de hormigón.

El sistema estructural en los cuatro niveles superiores se compone de una combinación de marcos rígidos de acero resistentes a momento, los marcos dúctiles y los marcos arriostrados concéntricamente. Los amortiguadores visco elásticos se encuentran en los tirantes de acero.

Una de las ventajas de los dispositivos visco elásticos es que empiezan a trabajar con cualquier tipo de excitación, no importa la magnitud de la misma, lo que no sucede con otros disipadores en que se necesita una gran fuerza para que ellos empiecen a funcionar y una desventaja es que son bastante susceptibles a los cambios de temperatura, por ejemplo el módulo de corte G_a del disipador visco elástico utilizado en el edificio 3M de la ciudad de México.



Ilustración IV-10.- Disipadores tipo Amortiguador viscoelástico en el Corporativo 3M, en Santa Fé, México, DF

Miranda et al (1998), el valor de G_a para una temperatura de 15 oC y una frecuencia de carga de 1 Hz es 3.4 veces mayor que la obtenida a una temperatura de 28 oC y a la misma frecuencia; el factor de pérdida η a los 15 oC es mayor en un 6% con respecto a los 28 oC. Es importante conocer todo esto para tener en cuenta en el diseño.

El diseño sísmico de un edificio en la Ciudad de México, que incorpora amortiguadores visco elásticos con el fin de controlar el daño estructural y no estructural a través de un adecuado control de distorsiones de entrepiso fue adecuado. La abrazadera para enmarcar relación de rigidez lateral y amortiguador visco elástico para las proporciones laterales de rigidez fue diseñada con el fin de minimizar las variaciones en la relación de amortiguamiento con los cambios en la temperatura del medio ambiente (ilustración IV.10).

Este procedimiento permite reducir la sensibilidad de temperatura de la respuesta del edificio con aparatos relativamente pequeñas y con una pequeña cantidad de material visco elástico.

Desde una pequeña variación en la relación de amortiguamiento dentro del rango esperado de la temperatura interior, se mantuvo, basados en el desempeño y criterios de diseño sísmico que se desarrollaron, sé que contó con la presencia de tres niveles de sismo de diseño, tres temperaturas interiores y tres niveles de rendimiento. Para este edificio los amortiguadores viscoelásticos son particularmente eficaces en la reducción de la respuesta del edificio durante terremotos de moderada magnitud que se producen con mucha frecuencia en México



Ilustración IV-11.- Proyecto Marena en Acapulco, Guerrero, México

También por parte de Taylor, se han aplicado en el complejo turístico de Acapulco en la zona Diamante, en el edificio de condominios Marena (de SARE) se ocuparon 52 amortiguadores de 600 kN, para una estructura de 28 niveles, son condominios residenciales de alto valor, ubicados en la nueva zona de desarrollo de Acapulco Diamante, que se encuentra en la playa ubicada al sur del asentamiento Acapulco tradicional.

En esta zona se encuentra varios edificios de condominios entre los que destaca este último por su altura.

La torre se conforma con tres cuerpos divididos por el núcleo de las escaleras y elevadores panorámicos que abren su vista al mar, distribuyéndose los 42 departamentos de diferentes amplitudes (Ilustración IV.11).

La torre consta de 28 niveles, recubierta de placas de acero porcelanizado que distinguen el proyecto, gracias a los reflejos generados con el sol.

Es este mismo puerto de Acapulco se está construyendo actualmente las oficinas del Gobierno estatal con diseño del arquitecto Enrique Norten / TEN Arquitectos, las cuales como se observa llevan dispositivos de disipación de energía sísmica de última tecnología, pero no están terminadas las oficinas.



Ilustración IV-12.- Proyecto de Oficinas de Gobierno del Estado de Guerrero, en Acapulco, México

Se puede ver actualmente en construcción, con estructura de acero y contravientos metálicos a base de secciones tubulares, por lo que se puede apreciar los aisladores de base para la disipación de energía sísmica, no se observan amortiguadores para limitar el desplazamiento lateral.

Desgraciadamente este edificio se encuentra incompleto y ha comenzado a funcionar de manera parcial, por lo que no se ha completado la instalación de los disipadores sísmicos de esta estructura (Ilustración IV.12).

Una vez terminado, será un buen prospecto para impulsar el uso del sistema de disipación sísmica en la zona de Acapulco, donde se pueden presentar movimientos importantes que dañen las estructuras altas.

El edificio cuenta con varios niveles de doble altura y una gran techumbre que cubre todo el complejo, y está ubicada en la costera Miguel Alemán que es el corazón turístico de Acapulco (Ilustración IV.13).

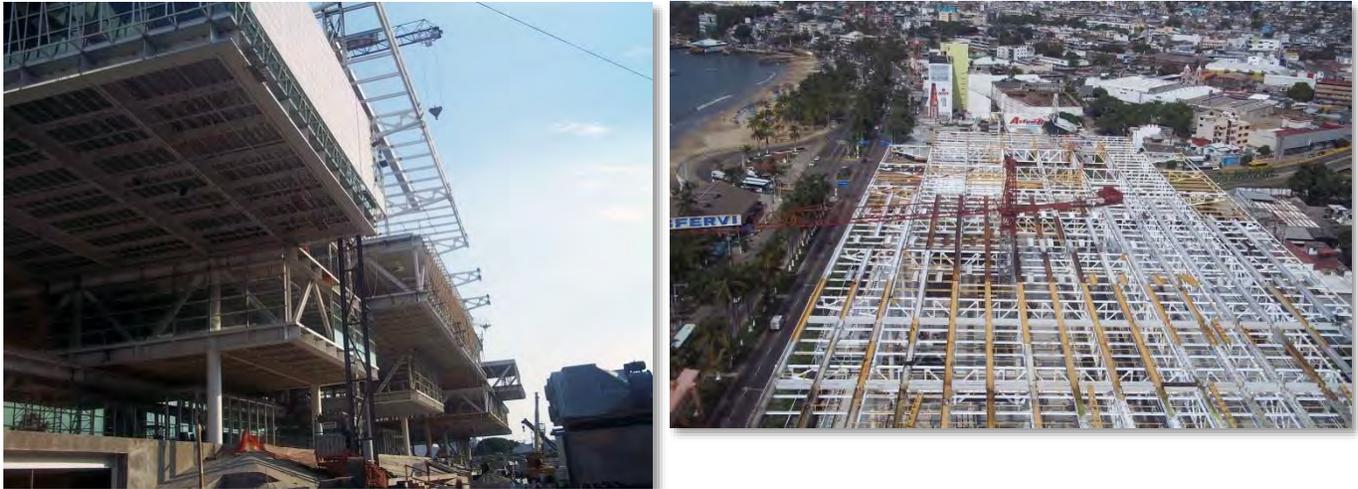


Ilustración IV-13.- Proyecto de Norten en Construcción, Acapulco, Guerrero, México

En las fotos siguientes se puede apreciar la ubicación de los aisladores de base en las columnas y sistemas de traveses que sostienen a los sistemas de losa de concreto que desplantan en la superestructura del edificio.



Ilustración IV-14.- Aisladores de Base en el edificio de Enrique Norten en Acapulco, México

Es claro que la ubicación de estos aisladores de base (tipo Péndulo Friccionante) permite que el cuerpo principal de la estructura superior se mueva de manera independiente de los estacionamientos en un Sismo severo que pueda atacar los edificios de la zona de Acapulco, ya que la cercanía a la Brecha de Guerrero, permite suponer con razonable probabilidad un movimiento telúrico en breve, dado el poco movimiento que presenta la placa (Ilustración IV.14).

También observamos en la fotografías la forma en que las instalaciones se aíslan de la estructura principal para que no interfieran con el desplazamiento de disipación de energía realizado por los aisladores de base.

Se tiene colocados los aisladores de base del tipo deslizante y de neopreno elastomérico, los cuales deberán dar a la estructura un asilamiento sísmico adecuado, para resistir los movimientos sísmicos típicos de la zona de Guerrero.

IV.02. Nuevos Proyectos en México con Disipadores y Aisladores.

También está en desarrollo la torre Hydra Wave en Mazatlán y la Torre Reforma en la Ciudad de México.



Ilustración IV-15.- Torre Hydra Wave, Mazatlán, Sinaloa, México

El Proyecto de Hydra Wave, que está en proceso de construcción, se encuentra ubicado en el puerto de Mazatlán, Sinaloa, y tendrá 28 pisos de tipo residencial, los cuales tendrán un hotel en sus primeros cinco pisos.

Se menciona en Taylor que están proponiendo 28 amortiguadores en diferentes puntos de la estructura.

Los amortiguadores se encuentran ubicados en marcos contraventeados en el sentido corto del edificio, proporcionando una rigidez lateral ante movimientos sísmicos del hotel (Ilustración IV.15).

El hotel se encuentra ubicado en la zona de la Marina de Mazatlán, Sinaloa, junto a la zona de la Playa y forma parte del Desarrollo Náutico Turístico de la actual zona turística de Sinaloa.

Este proyecto tiene como fecha de apertura verano del 2015.



En la Ciudad de México se construye actualmente la Torre Reforma, la cual tiene también disipadores sísmicos en su estructura proyectada por una de las más prestigiadas oficinas de Estructuristas: ARUP.

El edificio de 244 m (800 pies) en la famosa Avenida de Paseo de la Reforma, en la Ciudad de México, Torre Reforma será el edificio más alto de América Latina. Cuando se haya completado a finales de 2014, la torre de 100 millones de dólares, también pretende ser una de las más verdes (Ilustración IV.16).

La torre de 57 pisos es un proyecto de uso mixto, con aproximadamente 475.000 m² de espacio para oficinas, un centro de conferencias, un centro de deportes y locales comerciales.

Tendrá Diez niveles subterráneos de estacionamiento y contará con sistemas de servicios de primera línea para el edificio. Su forma triangular, está diseñado para dar a los inquilinos vistas óptimas de las inmediaciones del Parque de Chapultepec. La Esbeltez de la torre será para contribuir a los objetivos de eficiencia energética mediante la maximización del uso de la luz natural para iluminar los espacios interiores y permitiendo que el edificio se ventile naturalmente al aire libre cuando las condiciones sean favorables.

Los Patrocinadores del proyecto esperan que su diseño sea sostenible y los sistemas de ahorro de energía ayudará a la torre para lograr la designación internacional LEED ® Platinum, la primera en América Latina.

Diseñado para alta actividad sísmica de la Ciudad de México, el edificio será capaz de resistir un terremoto de magnitud 8,5, esto lo hará uno de los edificios más seguros en la región.

ARUP está proporcionando la construcción estructural y completa de servicios de ingeniería (mecánica, electricidad e Instalaciones), junto con servicios de consultoría para la protección contra incendios y seguridad de la vida, las fachadas, la acústica, la sostenibilidad y la certificación LEED (que es una certificación que se asigna a Edificios de construcción Sustentable).



Ilustración IV-17.- Edificio Haus Santa Fe México, DF

El otro Proyecto recientemente terminado es la torre HAUS, en Santa Fe, Su uso es residencial y de oficinas, salvo varios locales comerciales como: Interjet, Cafetería, Deli, Salón de belleza Il Salón, Guardería, Academia de Pintura, Academia de Yoga.

Su construcción comenzó en Abril del 2004 y finalizó en febrero del 2006.

El edificio fue equipado con altas normas de seguridad sísmicas, que incluyen 40 amortiguadores sísmicos a lo largo de toda la estructura del edificio, 78 pilotes de acero que

penetran a una profundidad de 34 metros, en teoría el edificio puede soportar un terremoto de 8,5 en la escala de Richter, hasta el momento el edificio ha soportado un sismo de 6,3 en la escala de Richter sucedido el 13 de abril del 2007 (Ilustración IV.17).

Cuenta con 3 niveles subterráneos de parking.

El edificio consta de tres cuerpos o torres independientes que están conectadas en la parte superior por un puente en ángulo conformado por los pisos superiores. Esta es una estructura muy retadora por su irregularidad.

Otro proyecto recientemente aprobado es el Edificio Colmena en Santa Fe, que está en proyecto.

Este edificio tiene considerados aisladores de base para la cimentación y un sistema de aisladores en entrepisos a base de "gel" que permite a los pisos deslizarse ligeramente para absorber energía de un sismo.



Ilustración IV-18.- Detalles del Proyecto Edificio Colmena, en Santa Fe

Este edificio pretende formar parte de un complejo de torres que tendrán la función de albergar 180 apartamentos dúplex con un hotel, zona comercial y jardines en los techos. Se trata de crear una colmena de abejas virtual a escala humana.

Debido a la resistencia de los hexágonos, apoyados unos en otros como los de una colmena de abejas, pueden ser útiles para la resistencia anti-sísmica. Los hexágonos y su resistencia también son utilizados en la fabricación de mallas (Ilustración IV.18).

Los hexágonos en el edificio colmena hacen que las tensiones se repartan por todo el edificio y eso hace que en caso de terremoto no se colapse la fachada sino que se transmita a todo el edificio y vibre armónicamente sin que esta sufra grandes daños, aparte de resistir internamente a causa de sus múltiples amortiguadores sísmicos.

La estructura del edificio es de acero y hormigón. Los cerramientos (muros que no son de carga) están hechos de Pladur (placas de cartón-yeso) que da ligereza al edificio.

Además, este edificio tiene una especie de aislamientos entre cada piso que permite que se mueva independientemente de los otros con un gel intermedio disipador de energía que transforma ésta en calor.

También está aislado del suelo mediante unos aisladores de goma que impiden que las vibraciones producidas por un terremoto en el suelo se transmitan a la estructura, reduciendo de esta manera una buena parte de las vibraciones.

El Arq. Del Proyecto es Michel Rojkind y tiene una altura de 35 plantas.

En las imágenes de los múltiples aisladores sísmicos que podemos encontrar en la base de este edificio colmena. Este edificio consta de hasta 10 aisladores sísmicos de goma cuya función es reducir la vibración desde la base aislando el edificio del suelo y de esta manera que vibre menos.

Dadas las consideraciones de subsuelo en Santa Fe, será interesante ver el comportamiento de una de estas estructuras en un sismo futuro, ya que la zona fue durante mucho tiempo un relleno sanitario de la Ciudad de México.



Ilustración IV-19.- Centro Samara en Construcción

Otro proyecto en proceso de terminación es el Centro Samara, Edificio que puede convertirse en icono del crecimiento actual en Santa Fe, ya que son tres torres interconectadas que contemplan Hotel, Oficinas y Centro Comercial (Ilustración IV.19).

Este nuevo centro consta de tres torres de oficinas, un hotel Boutique cinco estrellas y un exclusivo Centro Comercial.

A pesar que su concepción se consideró tener aislamiento de base, no se concretó el desarrollo, siendo sustituidas las decisiones de resistencia a sismos con concretos de alta

resistencia, (que CEMEX proporciono, alcanzando resistencias arriba de los 600 kg/cm²) aun cuando no son elementos equivalentes para la toma de este tipo de decisiones, este proyecto es un claro ejemplo de lo que nos falta para entender el comportamiento de la disipación sísmica en las zonas de alta sismicidad (Ilustración IV.20).

Los arquitectos consideraron que no era necesario gastar más en la seguridad Sísmica del Edificio.



Ilustración IV-20.- Centro Comercial SAMARA

En la Zona de Santa Fe, actualmente se encuentran varios edificios que tienen amortiguadores sísmicos en su estructura, de los cuales podemos citar los siguientes:

Torre Santa Fe Pads (también llamada Torre Impulso) tiene una Altura de 145 m, un área total de 98,000 m² de los cuales el Espacio de oficinas es de 3,500 m², consta de 4 niveles subterráneos de estacionamiento en los 44 niveles totales. Estructura de concreto reforzado con 27,016 m³ de concreto, 14,000 toneladas de acero estructural y de refuerzo, y cuenta con 15 amortiguadores sísmicos.

Torre Panorama Santa Fe, con una Altura de 139.4 m y un Área total de 95,000 m² contiene un espacio habitacional de 35,000 m² y consta de 4 niveles subterráneos de estacionamiento en los 39 niveles totales. Tiene una Estructura de concreto reforzado con 23,000 m³ de concreto, 12,000 toneladas de acero estructural y de refuerzo y tienen 20 amortiguadores sísmicos.

Conjunto City Santa Fe Torre Barcelona, Altura de 111 m, área Total 41,400 m², 5 niveles subterráneos de estacionamiento y 30 pisos, cuenta con 20 amortiguadores.

Conjunto City Santa Fe Torre Ámsterdam, Altura de 144 m, área Total 28,000 m², 5 niveles subterráneos de estacionamiento y 37 pisos. Cuenta con 20 amortiguadores.

Conjunto City Santa Fe Torre Milán, con Altura de 130 m, área total de 26,400 m², 7 niveles subterráneos de estacionamiento y 28 pisos. Cuenta con 20 amortiguadores.

Otros edificios en México DF (Ilustración IV.21) son:

Torre Mural. Con altura de 133 m, área Total de 38,000 m², 7 niveles subterráneos de estacionamiento y 33 pisos. Cuenta con 35 amortiguadores sísmicos.

Torre Libertad.- tiene una altura de 150.1 m, un área Total de 125,000 m² y Espacio de habitaciones de 78,900 m², 7 niveles subterráneos de estacionamiento y 40 niveles. Estructura de concreto reforzado con 31,000 metros cúbicos de concreto 12,000 toneladas de acero estructural y de refuerzo, cuenta con 65 amortiguadores sísmicos.

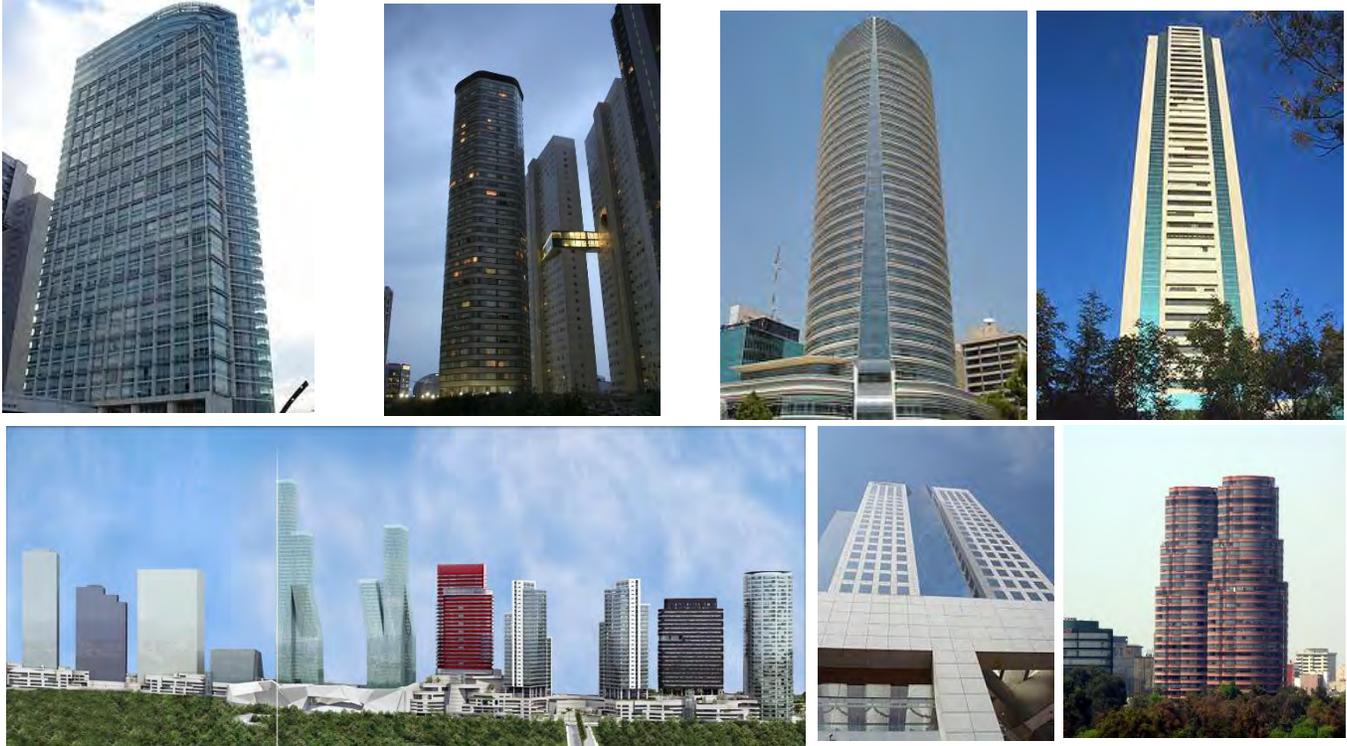


Ilustración IV-21.- Edificios con Amortiguadores en México, Torre Panorama, Torre Santa Fe Pads (llamada Torre Impulso), Torre Libertad (St. Regis H&R), Torre Altus, Torres Bosques Residencial 1 y 2, Torre Mural y City Santa Fe (torres Milán, Ámsterdam y Barcelona), presentadas las fotos en sentido de las manecillas del reloj

Torre Altus.- Altura de 195 m, Espacio total de 110,000 m², Espacio de habitaciones 61,000 m² con 7 niveles subterráneos de estacionamiento y 44 pisos. Estructura de concreto reforzado con 25,000 m³ de concreto, 7,000 toneladas de acero estructural y de refuerzo, cuenta con 25 amortiguadores sísmicos.

Torres Residencial del Bosque 1 y 2. Con una Altura de 128 m. área Total de 47,000 m², 14 niveles subterráneos de estacionamiento y 30 pisos. Cuentan con 20 amortiguadores sísmicos a lo largo de cada una de las torres.

V. Desarrollo de Disipadores y Aisladores Sísmicos en Europa.

Se presenta el desarrollo de los amortiguadores y aisladores en Europa, liderando el desarrollo de los mismos por expertos de Italia.

V.01. Disipadores y Aisladores en Europa.

Europa comenzó la investigación y proliferación de los sistemas disipadores de energía sísmica en base a la formación de la Sociedad de profesionales llamada Anti-Seismic Systems International Society (ASSISi), la cual comenzó auspiciada por los esfuerzos de varios investigadores motivados por el Dr. William Robinson, de Nueva Zelanda.

En esta organización europea, el aislamiento de base ha sido mejor y más extensamente estudiado y de manera más activa en Italia, bajo el auspicio del Grupo Nacional de Trabajo en



Ilustración V-1.- Edificios con aislamiento sísmico en el Mundo (2008)

Aislamiento de Base (Grupo de Lavoro Isolamiento Sísmico, GLIS). El GLIS es una amplia sociedad de investigadores comprometidos e ingenieros de la práctica; ellos han organizado varios Talleres y preparado lineamientos de diseño para Sistemas Aislados y Amortiguamiento Sísmico.

La forma en que se han distribuido en los últimos años los edificios con disipación sísmica en Europa y otras partes del Mundo, se presenta en la (Ilustración V.1).

V.01.1. DISIPADORES Y AISLADORES EN ITALIA.

En Italia, la aplicación de la métodos de disipación sísmica moderna se inició en 1975 para puentes y viaductos; y en 1981 para los edificios, es decir, 4 años por delante de Japón y los EE.UU. (Martelli y Forni, 2007), ocupa el quinto lugar de entre los países con mas sistemas de disipación (Ilustración V.1).

En este momento existen Edificios sísmicamente aislados ya completados y otros que están a punto de concluir. Varios de estos edificios son a la vez estratégicos y públicos, también hay de tipo residencial, situado no sólo en las zonas más sísmicas (zonas de terremotos 1 y 2), pero también en el área sísmica 3 (por ejemplo, en la provincia de Bolonia).



Ilustración V-2.- Edificios Aislados en Italia hasta 2008

Al igual que en otras partes del mundo, los dispositivos de aislamiento y amortiguamiento sísmico (Ilustración V.2) se están implementando en edificios tanto públicos como privados, en infraestructura como puentes y viaductos. Varios Edificios han sido construidos en Italia usando aislamiento de base.

La distribución de los mismos, se presenta en la Gráfica 02. Se puede explicar que de manera posterior a los sismos presentados en Italia en los últimos 5 años, al hacer un escrutinio hasta 2008, se ve el crecimiento importante de los edificios aislados.

La forma en que se ha implementado los sistemas sísmicos se puede dividir en tres importantes tipos:

- ✓ Edificios existentes que tienen un importante valor histórico
- ✓ Obras de arte que pueden sufrir daño en un sismo importante
- ✓ Edificios estratégicos generalmente públicos que nacen desde el proyecto con aislamiento.

A continuación revisaremos rápidamente los tres tipos de estructuras que tienen principalmente aislamiento sísmico para su conservación.

V.01.1.a) Aislamiento Sísmico en Edificios Históricos.

Como ejemplo de los elementos a tomar en cuenta en los reforzamientos de estructuras históricas tenemos la reparación que se hizo al Claustro de Santa Mónica en Cremona.

El reforzamiento de las columnas del claustro del convento del siglo XI de Santa Mónica en Cremona, es un proyecto que consta de 13 columnas del claustro, las cuales tienen forma octogonal y en la etapa final de la intervención más grande que ha tenido el convento, se reestructuraron las columnas en un proyecto liderado por Calvi LTD.

Las estructuras de edificios antiguos o viejos a menudo se caracterizan por una unidad de pared con dos elementos resistentes ortogonales, poco o nada en conectados entre sí, y con malas propiedades mecánicas. Las tecnologías Modernas anti-sísmicas de refuerzo (pasta de cemento reforzado con fibras, inyecciones, etc), además de ser muy invasivo e irreversible en su mayoría, reveló importantes limitaciones en su eficacia durante recientes terremotos italianos.

La necesidad de compactar el material de la pared, para mejorar las características de resistencia y ductilidad, sugiere la idea de utilizar un sistema de tres dimensiones de amarre, una opción en que se basa el sistema CAM (Cuciture Attive per la Muratura; algo así como Costuras Activas para los muros de mampostería), también llamado en España Cerchado, donde las varillas de unión, en las aplicaciones usuales, están hechos con tiras de acero que, según se alega, aplican una leve tensión previa de la pared del cuerpo.

Gracias a los elementos especiales de conexión, las bandas de acero realizan un sistema continuo de tirantez horizontal, vertical y transversal, que también es capaz de volver sobre las irregularidades de mampostería, así como para mejorar la resistencia al cortante (cizalladura) y de flexión de las paredes de mampostería individuales, en su plano y fuera de ella, y las paredes en su totalidad. El sistema de CAM se sometió a pruebas experimentales, tanto en sus componentes de metal, como en la aplicación en paneles y pilares de mampostería y modelos a escala de edificios de mampostería.

Hay muchas aplicaciones ya realizadas, que han mostrado comportamientos adecuados por la plena aplicabilidad del sistema para la resolución de varios problemas, tanto que el refuerzo sísmico de consolidación estática, en edificios con paredes típicas de centros históricos italianos, lo que ha salvado algunas estructuras en sismos recientes.

El sistema de CAM se caracteriza por su reversibilidad total y prácticamente nula alteración invasiva, durabilidad en el tiempo, la compatibilidad con la bio-arquitectura, la extrema flexibilidad de aplicación a características diferentes.

Se necesitaba cubrir con cintas de acero, por la seguridad de las columnas, que tenían signos evidentes de trituración, y la adopción, en la medida de lo posible, recordando del sistema su mínima invasión y ser totalmente reversible. La CAM fue identificada por los diseñadores como un sistema capaz de responder plenamente a las necesidades y el mismo punto de vista ha sido compartido por la Superintendencia del convento, como la conservación del claustro histórico.



Ilustración V-3.- Vista del reforzamiento de columnas con CAM

En las imágenes (Ilustración V.3) son algunos de los aspectos del claustro y las columnas antes y después la intervención de los aros. En el estado final, la reparación de acero inoxidable está cubierta con yeso. Cubrir con yeso, y por supuesto para ocultar la cirugía, reduce significativamente las diferencias térmicas experimentadas por la cinta, esfuerzos que pueden reducir la eficiencia de la pretensión inicial, debido a la consiguiente expansión de la cinta (Ilustración V.3).

Debido a que en una primera etapa del diseño se asumió que las columnas no podía ser enyesadas, dejando así expuesta la intervención, se quería probar la posibilidad del uso de cintas de titanio, un material que se caracteriza por un coeficiente de expansión térmica aproximadamente de la mitad que la del acero inoxidable y una mayor resistencia, además de una buena ductilidad y resistencia a agentes externos. El coste final definió el cambio de material con el apoyo de la utilidad de proveer aumento del amortiguamiento de los muros para disipar la energía del sismo y proveer reforzamiento a los muros al confinar los mismos por compresión.

El campanario de la iglesia de Santa Maria delle Grazie en Ururi, había, antes de la reparación, condiciones precarias, tanto debido a la mala calidad de sus paredes, heterogénea, con huecos internos y el debilitamiento nichos locales, como específicas de las aberturas hechas en los últimos tiempos, el mortero, y los daños, lesiones y fisuras, como resultado de excesos locales de carga y los terremotos de 2002 (Ilustración V.4).

A esto se añadió una insuficiencia de los cimientos, que en el pasado reciente había intentado parcialmente remediarse con una intervención muy limitada, y la necesidad de reconstruir desde cero el campanario. La intervención de reforzamiento de la torre está

configurada como una reestructuración para mejorar la resistencia sísmica bajo normas actuales y sus posteriores modificaciones, pero también estético y apariencia (Ilustración V.5).



Ilustración V-4.- Campanario de la Iglesia de Santa María de la Gracia, Ururi, Italia

Dada la importancia del trabajo y las consecuencias de un colapso parcial, que podría dañar a los edificios vecinos, principalmente la iglesia adyacente, se consideró apropiado, sin embargo, para diseñar la reestructuración, llevar a cabo la verificación de la resistencia sísmica conjuntamente con las autoridades competentes.

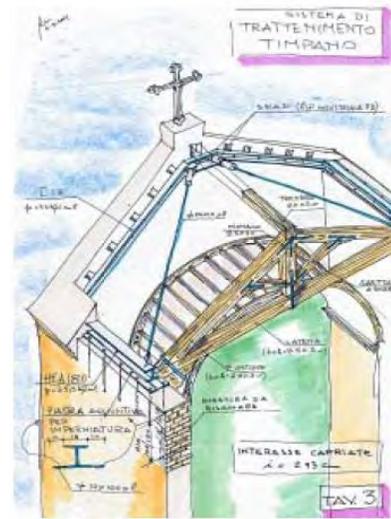
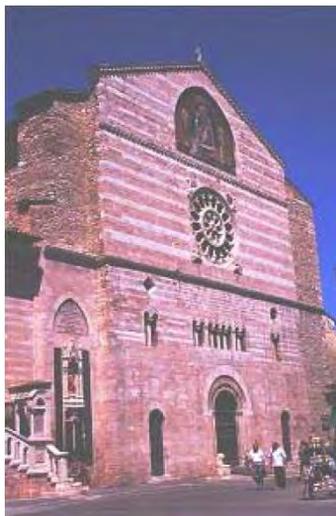


Ilustración V-5.- Proyecto original de reestructuración y el Dispositivo SMDA colocado

Este sistema aunque no es el típico sistema de aislamiento sísmico, pero si permite disipar energía mediante la compresión y tensión de las cintas de acero y su paso a través de los muros de mampostería, su costo solo se justifica en las reestructuraciones de edificios históricos y que contienen en su mayoría, material de mampostería en su estructura.

En el caso de este monasterio, el impacto en el aspecto arquitectónico del Monumento Histórico se ve notablemente disminuido, no así su aporte de rigidez estructural al permitir el trabajo de disipación sísmica de la energía de un terremoto.

La reestructuración de la Catedral de San Feliciano en Foligno (PG), en zona sísmica, dañada por el terremoto umbro-marchigiano en 1997-98 y mejorado sísmicamente mediante la instalación de SMAD (Dispositivo con aleación de material con Memoria de forma Shape Memory Alloy Device, por sus siglas en inglés) en zonas de fachada, y para evitar volteo en la estructura (Ilustración V.5).

Esta estructura ya previamente dañada en un sismo importante, tenía desprendimiento de la fachada que ponía en riesgo la integridad de la misma, por lo que fue reforzada con los dispositivos para resistir nuevos sismos con un mínimo impacto en la estructura de la misma. En las imágenes se muestran los dibujos que formaron parte del diseño original de reestructuración elaborados por el arquitecto a cargo de la misma.

Como puede observarse, se utilizaron amortiguadores entre la conexión de la fachada y el techo de vigas de madera, lo que permitirá que en un sismo intenso sostenga la fachada al permitir que el techo no colapse ante el golpeo de la misma (Ilustración V.6).

Las propiedades particulares de los dispositivos de aleación de materiales con memoria de forma, se obtienen mediante la explotación del comportamiento superelástico de la aleación de NiTi que los componen.

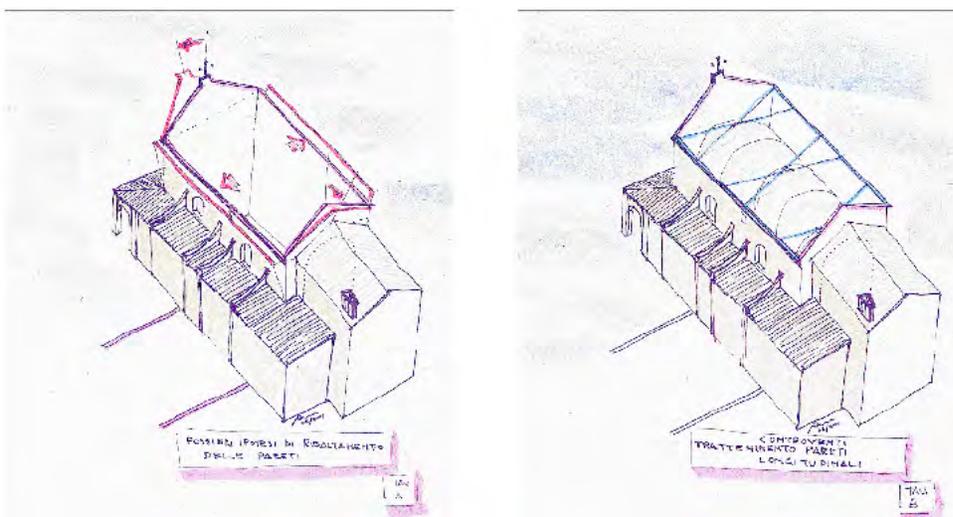


Ilustración V-6.- Estudio de comportamiento sísmico de la Cercha

Tales dispositivos, desarrollados como parte del proyecto de investigación ISTECH (parcialmente financiado por la Comisión Europea, y apoyado industrialmente por la FIP Industriale, ENEA y la Universidad de Roma "La Sapienza", en colaboración con otros centros de investigación europeos), previamente se han aplicado en otras estructuras monumentales descritas en estos puntos incluyendo la Iglesia de San Serafín de Montegranaro, la Basílica de San Francisco de Asís y la Catedral de San Feliciano en Foligno.

La iglesia de San Serafín de Montegranaro (AP) con el convento contiguo, es el resultado de reconstrucción, que tuvo lugar en 1603, de un anterior edificio construido en el siglo XIII y que se derrumbó en 1431. La crisis sísmica que el otoño del '97 golpeó repetidas veces la Zona, junto con cierta falta de mantenimiento, ha causado el colapso del techo de cerchas de madera de la iglesia (Ilustración V.7).



Por iniciativa de la Oficina de Patrimonio Arquitectónico de Ancona se ha establecido la restauración y la mejora de la resistencia sísmica por el Arquitecto, técnicos y funcionarios Dominic Cardamone y Geom. Luciano Tanfani, con la colaboración del Ing. Rolando Mariani Ascoli para la estructura.

Del Estudio surgió el "examen de posibles mecanismos, sustancialmente constituidos por la inclinación de las paredes; para evitar la ocurrencia de tales mecanismos se ha diseñado un sistema de arrostramiento (Ilustración V.6).



En particular, hemos ideado un sistema para la fijación de las dos fachadas del frente que son la parte más vulnerable de la estructura. En estos casos, de hecho, la aceleración sísmica tiende a generar el desgarro de la mampostería con el ataque de las cadenas en las paredes a sujetar. Por tanto, es apropiado que la conexión entre la pared y la cadena está constituida por un dispositivo capaz de limitar los esfuerzos transmitidos.

Aquí es donde se resolvió mediante el uso de un dispositivo de la aleación con memoria de forma (SMAD: Shape Memory Alloy Device) que, en comparación con una intensidad de tensiones correspondiente se comporta de manera dinámica, y disminuye significativamente su rigidez permitiendo que la pared sea controlada, mientras que la fuerza transmitida permanece sin cambios (Ilustración V.8).

Los Dispositivos instalados SMAD en la Iglesia de San Serafín se caracterizan por la misma fuerza máxima a 39 kN y el desplazamiento máximo igual a 20 mm. Los dispositivos son de acción simple, que está diseñados para funcionar sólo en tensión.



Ilustración V-9.- Iglesia de San Peter en Feleto (TV)

Un proyecto piloto de reestructuración de edificios históricos ha sido recientemente completado en Frigento, en el sureste de Italia. Se suma a otras reforzamientos sísmicos, la actual iglesia de St. Peter, la cual es de mampostería, está siendo restaurada usando almohadillas de neopreno de alto amortiguamiento (Ilustración V.9).



Ilustración V-10.- Basílica Superior de San Francisco de Asís

En esta iglesia se están usando además de los SMAD en la fachada superior con la cercha del techo que tiene frescos pintados, se están usando aisladores de base para reducir el

impacto sísmico en la estructura de la iglesia, que también fue golpeada por los sismos de 1997-1998.

Además, similar a algunas aplicaciones anteriores (Martelli et al, eds., 2002), STS se utilizaron en el fortalecimiento de la Basílica Superior de San Francisco en Asís (Ilustración V.10) y están siendo ahora adoptada en la restauración del museo MAXXI en Roma.

El único hasta ahora existentes aplicación de los dispositivos de urgencias a las estructuras de patrimonio cultural (debido a la menor invasividad) se refiere a la Catedral de Santa María di Collemaggio en L'Aquila, donde que se han instalado para reforzar el techo.

Se acordó también las aplicaciones piloto con sub-base que se han planificado para las dos iglesias de San Giovanni Battista en Apagni (Sellano, Perugia) y Santa Cruz de la Case Basse (Nocera Umbra, Perugia).



Ilustración V-11.- Torre del Campanario de la iglesia San Giorgio en Trignano, dispositivo SMAD y Modelo de Elemento Finito para el análisis

Esta también había sido severamente dañada por tanto los Terremotos de Marche y Umbria de 1997-98: su restauración convencional se terminó y su adaptación por medio de SI y sub-base (que fue juzgado compatibles con las exigencias de la conservación) Fue diseñado por ENEA y otros asociados y sometidos a la aprobación de la Superintendencia de Patrimonio Cultural de la Región de Umbría para su financiamiento (la instalación de HDRBs está previsto para ambas iglesias).

La otra aplicación que se ha extendido en las estructuras históricas que estamos hablando en estas líneas, son la reconstrucción de los campanillos o torres de la campana, las cuales también han sido sísmicamente reforzadas con principalmente SMAD's colocados para resguardar la integridad de dichas torres.

Como ejemplos tenemos la Iglesia de San Giorgio en Trignano (San Martino en Rio, Reggio Emilia) con severos daños en el sismo de 1996 (Terremoto de Reggio Emilia y Modena) y que fue reconstruido en 1999 con cuatro soporte verticales en serie con Dispositivos SMAD (Ilustración V.11).

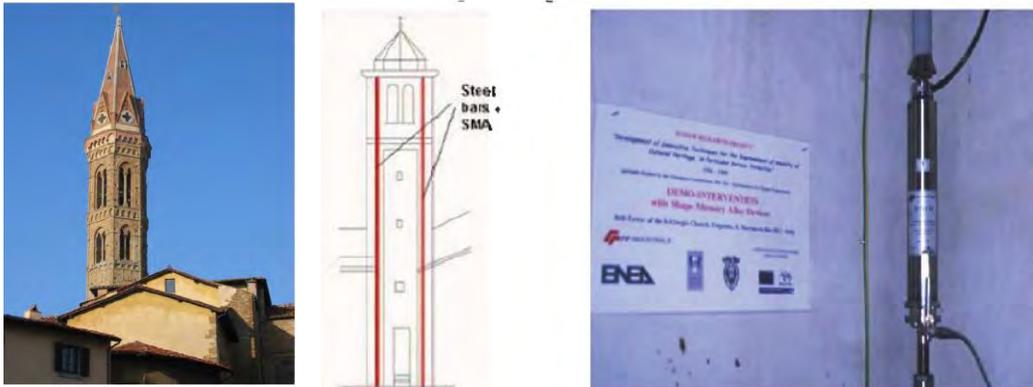


Ilustración V-12.- Torre del Campanario de la Abadía de Fiorentina en Florencia

También está la torre del campanario de la iglesia de la Abadía Fiorentina en Florencia, mejorada sísmicamente con 18 SMAD's en serie en tirante en 2006 (Ilustración V.12).

Esta aplicación es similar a la que ya se comentó y que fue efectuada en 1999, por el ENEA y el patronato comunitarios del ISTECH en la torre del campanario de la iglesia de San Giorgio in Trignano a San Martino in Rio (RE), que se había roto en dos segmentos durante el terremoto, se superpusieron con el sistema, durante el terremoto de las provincias de Módena y Reggio Emilia en 1996.



Ilustración V-13.- Fachada e Interior de la Catedral de Santa María de Collemaggio en Aquila

Los SMAD's han sido utilizados en Italia también para conectar los elementos de mampostería susceptibles a grandes movimientos relativos durante los eventos sísmico, sin sobrecargar la pared misma, sobre todo para la reestructuración, en 1999, la Basílica Superior

de San Francisco de Asís, en Umbria-Marche dañada por el terremoto de 1997, y para otras iglesias dañadas por los terremotos de este y otros anteriores.

La combinación adecuada de los sistemas de protección sísmica en las fachadas y estructura de las Iglesias y Campanarios también has sido resueltas de maneras muy ingeniosas en estructuras que ya presentaban un daño latente, como el caso de la Fachada de las Catedral de Santa María de Collemaggio en Aquila, se reconstruyo con un sistema innovador de EPD's en el techo de la catedral, y luego resistió bastante bien el terremoto posterior de 1997-1998 (Ilustración V.13).

En las Fotos (Ilustración V.14), podemos observar los daños que producen los sismos cuando las fachadas y los muros se desprenden por falta de conexión entre elementos ortogonales, así como en una de las fotos se observa la colocación del sistema CAM, descrito con anterioridad para rigidizar y prevenir colapsos en muros de mampostería dañados por un sismo intenso.

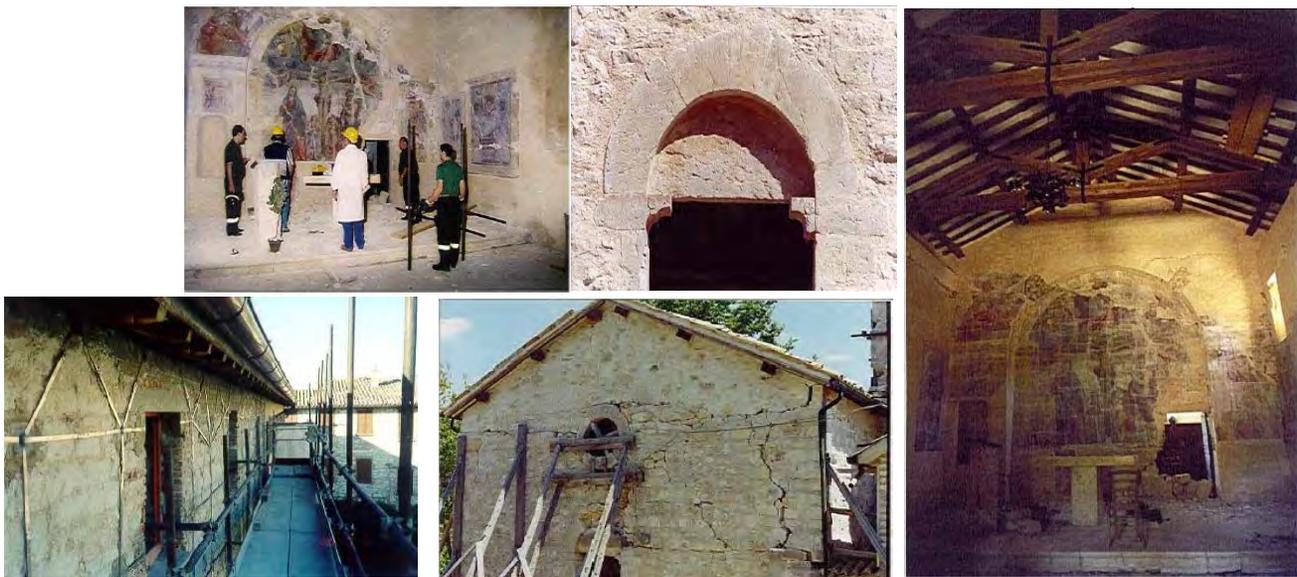


Ilustración V-14.- Daños en las estructuras de Mampostería de Edificios de Herencia Histórica y sus reparaciones, como la utilización CAM en los muros del edificio mostrado

Una de las importancias del uso de elementos y dispositivos de disipación sísmica para reestructurar los daños es que invaden poco la estructura (son poco invasivos) lo que ha permitido que las autoridades autoricen las reparaciones con más confianza al evitar que las obras artísticas de los muros y murales de las Iglesias, Catedrales y Abadías se dañen.

En el caso del Domo de Siena se usaron aisladores de base del tipo de VDS, como Mejora sísmica en el progreso de la recuperación de la Cúpula de Siena, por medio del re-centrado, para evitar el vuelco de la fachada (Ilustración V.15).

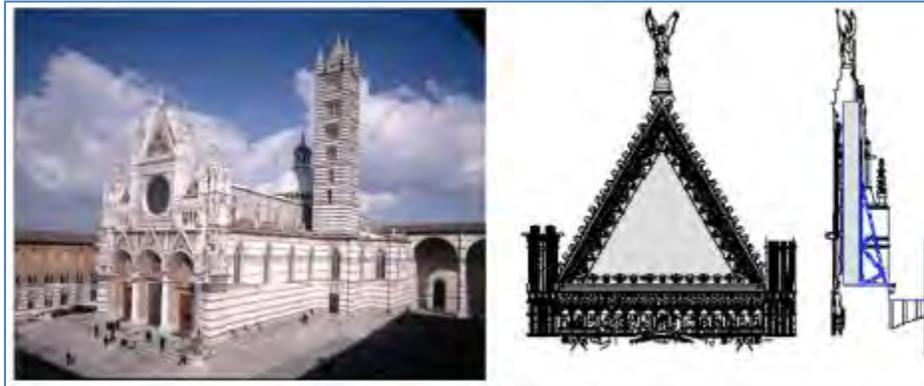


Ilustración V-15.- Domo de Siena, Florencia

V.01.1.b) Aislamiento Sísmico en Obras de Arte.

Italia cuenta con una cantidad extraordinaria de obras de arte conservadas a través de los siglos, ya que siendo la cuna del renacimiento, se tienen muchas muestras de las esculturas y restos arqueológicos que se exponen en museos y que al igual que las estructuras, tienen un riesgo importante ante los terremotos que se presentan en esta región del norte de Italia.

Se tiene que las organizaciones y patronatos de la Herencia Cultural, en algunos casos considerados Patrimonio de la Humanidad, se han trazado y ejecutado planes para resguardar muchas de estas obras de los desastres naturales que pueden suceder y dañar dichas obras artísticas.

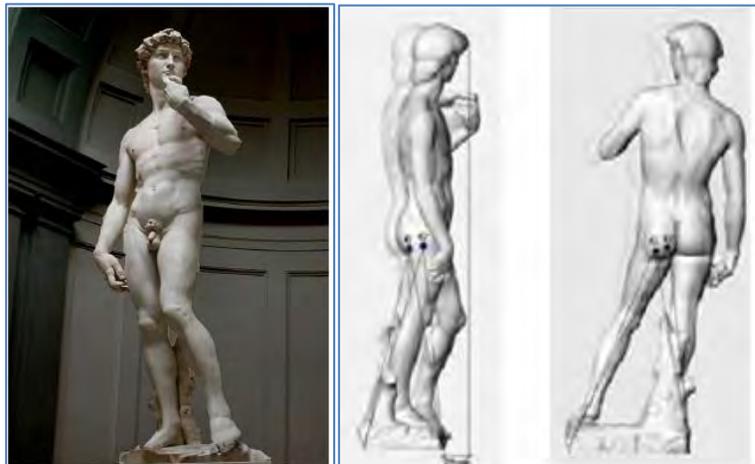


Ilustración V-16.- Estudio de Aislamiento del "David" de Miguel Ángel Buonarroti

El David de Miguel Ángel, que se expone en el museo de la Academia en Florencia, es una de las primeras obras artísticas que se estudió proteger, para lo cual se procedió a colocar un aislador de base de tipo elastomérico y se le colocaron unos tirantes de acero fijados en las piernas para evitar que la escultura se estropeará en un movimiento sísmico, a pesar de que se tienen copias (como la colocada en la plaza de los Uffizzi, que se encuentra a la intemperie y

que las personas confunde con el original), se busca preservar esta obra para la posteridad (Ilustración V.16).



Ilustración V-17.- Barco Romano en Nápoles, Italia

Barco Romano extraído de una excavación cerca de Ercolano (Nápoles) y exhibido en el Museo, al que recientemente se colocaron 4 aisladores sísmicos con disipación de energía en tres direcciones, desarrollados por el proyecto SPACE (Ilustración V.17), fundado por la Comisión Europea (EC).

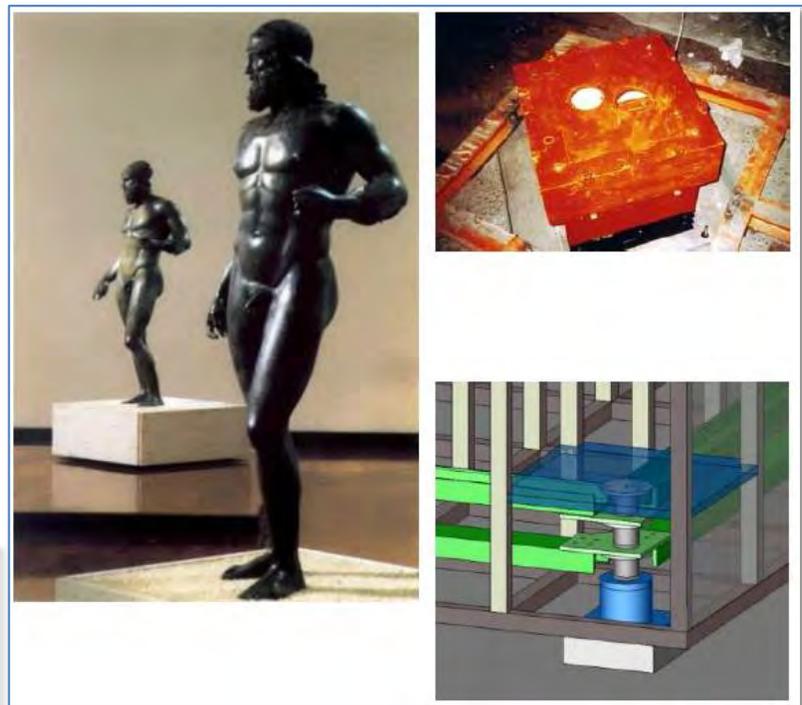


Ilustración V-18.- Los Bronces de Riace, Museo de Calabria, Italia, la base y el Dispositivo colocado en el doble piso para protección

Los Bronces de Riace (Reggio Calabria Museum) y el sistema de Tres umbrales, con 4 HDRB's por Piso, con esto se protege también el piso donde se encuentra la estatua de bronce del Emperador Germano en el Museo Nacional de Perugia y el Satyr de Mazara del Vallo.

Los aisladores de base formados por 3 esferas de acero que ruedan entre dos placas y un cilindro de neopreno que centra el cilindro horizontal, con un resorte y un amortiguador viscoelástico para el desplazamiento vertical (Ilustración V.18).

Estatua de mármol original de Scilla y la copia de grupo de Mármol completo de la estatua de Neptuno que se conserva en el Museo de Messina, se protege con un sistema de aislamiento como el mostrado en la fotografía a la derecha (Ilustración V.19).



Ilustración V-19.- Estatua de Neptuno y Scilla, en el Museo de Messina, Italia, así como la mesa de prueba del dispositivo

V.01.1.c) Aislamiento Sísmico en Edificios Estratégicos y Edificios Públicos.

En este punto Italia ha sufrido en los últimos 15 años terremotos importantes que han mostrado la fragilidad de su sistema de atención a desastres naturales, ante lo cual han comenzado a clasificar sus estructuras de tal manera que las edificaciones estratégicas como hospitales, escuelas, centros de servicios se han estado modernizando para contemplar dispositivos disipadores de energía que permitan conservar la operatividad de los edificios al 100% ante terremotos importantes, que es cuando más se necesitarían las instalaciones.



Ilustración V-20.- Centro Regional de Telecom Ancona, Italia

Uno de ellos es el Nuevo Centro de Administración de la Compañía Nacional de Telefonía (SIP), el cual es un complejo de edificios de cinco y siete niveles en Ancona.

El Centro Regional de Telecom Ancona, terminado en 1990 en un proyecto. Gian Carlo Giuliani (Redesco, Milán), es la primera aplicación importante de aislamiento sísmico italiano y, en ese momento de su construcción, uno de los más grandes del mundo (Ilustración V.20).



Ilustración V-21.- Proceso constructivo del edificio y el aislador de prueba

El sistema de aislamiento sísmico consta de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento de dos tamaños (500 mm y 600 mm de diámetro, para una carga de diseño de 1400 kN y 2600 kN, respectivamente) realizadas por ALGA.

Estos aisladores han sido objeto de una increíble serie de experimentos, tanto en el laboratorio y sobre el terreno, como parte de un proyecto de investigación financiado por ENEA, ENEL-PIS (ahora lo investiga CESI) y ISMES (ahora CESI). Los resultados de esta campaña experimental pionero se han descrito en varios artículos y publicaciones. En cambio, está sin duda menos conocida, aunque única, la campaña experimental, que comenzó en esos años y aún en curso, destinado a medir los efectos de los aisladores naturales en sus propiedades mecánicas principales.



Ilustración V-22.- Proceso constructivo durante la colocación de aisladores, en Ancona

En noviembre de 1990, nueve aisladores idénticos a los de menor tamaño instalado en el Centro de Telecom, después de haber sido probado en los laboratorios del ISMES, se envasaron en pares de placas de acero, y se someten a la carga de proyecto por apriete con la llave dinamométrica de pernos, como se muestra en la foto de la derecha y entonces se verifica en los años posteriores, que el par de apriete se mantiene con suficiente precisión a pesar del fenómeno la relajación de caucho (Ilustración V.21 e Ilustración V.22).

Los nueve aisladores se encuentran colocados en un estado de conservación en el sótano del Centro de Telecom, junto con sus gemelos de la operación, en las mismas condiciones ambientales. El edificio consta de 297 aisladores de base (HDRB).



Ilustración V-23.- Edificio departamentos en Squillace, Italia

Asimismo tenemos un proyecto de demostración de edificios de cuatro niveles para apartamentos para vivienda, ha sido recientemente completado en Squillace, Calabria, con un edificio idéntico, diseñado de manera convencional, próxima al él.

Este edificio de departamentos tiene los aisladores de base en el nivel del sótano, y tiene también colocados amortiguadores y topes de desplazamiento en el mismo nivel (Ilustración V.23).

Un segundo edificio con aislamiento de base está bajo construcción en Ancona, para el Ministerio de Defensa. Un diseño de Casa Habitación prefabricadas estandarizadas con aislamiento de base, al igual que SIP, han sido desarrolladas por Giuliani; un número de estas se encuentran localizadas en zonas de alta sismicidad.



Ilustración V-24.- Santuario de Nuestra Señora de las Lágrimas, en Siracusa, Italia, y los aisladores colocados en la base de la cúpula

El Santuario de Nuestra Señora de las Lágrimas, ubicado en la ciudad de Siracusa en el centro de una parque no muy lejos de donde - desde agosto 29 al 1ero de septiembre de 1953

- una imagen que representa María lloró lágrimas humanas, es uno de los logros más importantes de e finales del siglo (Ilustración V.24).

Diseñado por el distinguido profesor Riccardo Morandi, que murió en 1989, unas semanas después de su última visita al sitio de la obra en construcción, en los años 1966 - 1968 se construyó la parte subterránea que consiste de las bases y la cripta, mientras que al final de años 80 se comenzó a llevar a cabo el "Templo Mayor", con una capacidad de alrededor de 11.000 personas, se inauguró en 1994 durante una visita del Papa Juan Pablo II.

La Iglesia es enteramente de hormigón expuesto y consiste en una imponente cubierta de la cúpula, con un tronco de cono planta circular, formada por un anillo de una gran base de hormigón pretensado que se reclina sobre 22 estructuras de Concreto Reforzado, de las cuales, el mismo anillo base, se extienden radialmente en voladizo, elementos de caja que albergan las capillas y que sirven para contrarrestar el peso de la cuerda principal.

El diámetro de la base de la cúpula es de 71,40 m a los ejes de los soportes, a una superficie libre en el plan de aproximadamente 4,000 m², mientras que en el desarrollo altura es de 74,30 m desde el suelo.

Aislamiento sísmico para el techo de cristal y acero vestíbulo del Crowne Plaza Caserta.



Ilustración V-25.- Cúpula del Crown Plaza Caserta, Italia

El techo, situado en una zona con riesgo sísmico categoría 2, es un cuadrado con lados de longitud 58,42 m y 58,52 y está configurado para delinear los edificios existentes (Ilustración V.25).

En presencia de estas condiciones que implican la posibilidad de desplazamientos significativos entre los edificios, se colocaron apoyo sísmicos (distancia entre los mismos igual a 30 cm asignados por el diseñador) se analizó primero la posibilidad de inserción de acopladores visco-elásticos entre las estructuras subyacentes así como para reducir a valores mínimos los desplazamientos dinámicos instantáneos; esta solución se descartó debido a los patrones

estructurales y las características de la resistencia edificios insuficiente para el comportamiento de la estructura como un todo.

Para la cubierta, se adoptó una disociación total de las estructuras subyacentes de aplicación un tipo particular de aislamiento sísmico, en la cual, hay componentes con nada de rigidez horizontal y con capacidad de disipación deliberadamente insignificante, es decir, con características dinámicas completamente diferentes de los normalmente utilizados para dicha tecnología.

Los soportes para el contorno de la cubierta están constituidos por un bastidor horizontal que tiene por lados apoyados en elementos de acero reticular y hormigón pretensado, con la función de equilibrar los empujes horizontales y para anclar la estructura, para efectos sísmicos, a uno solo de los edificios existentes.

Durante el proceso constructivo se "lanzaron" los elementos de acero como puentes entre los edificios y se fueron conectando en el sentido perpendicular al que fueron lanzados para apoyarse.

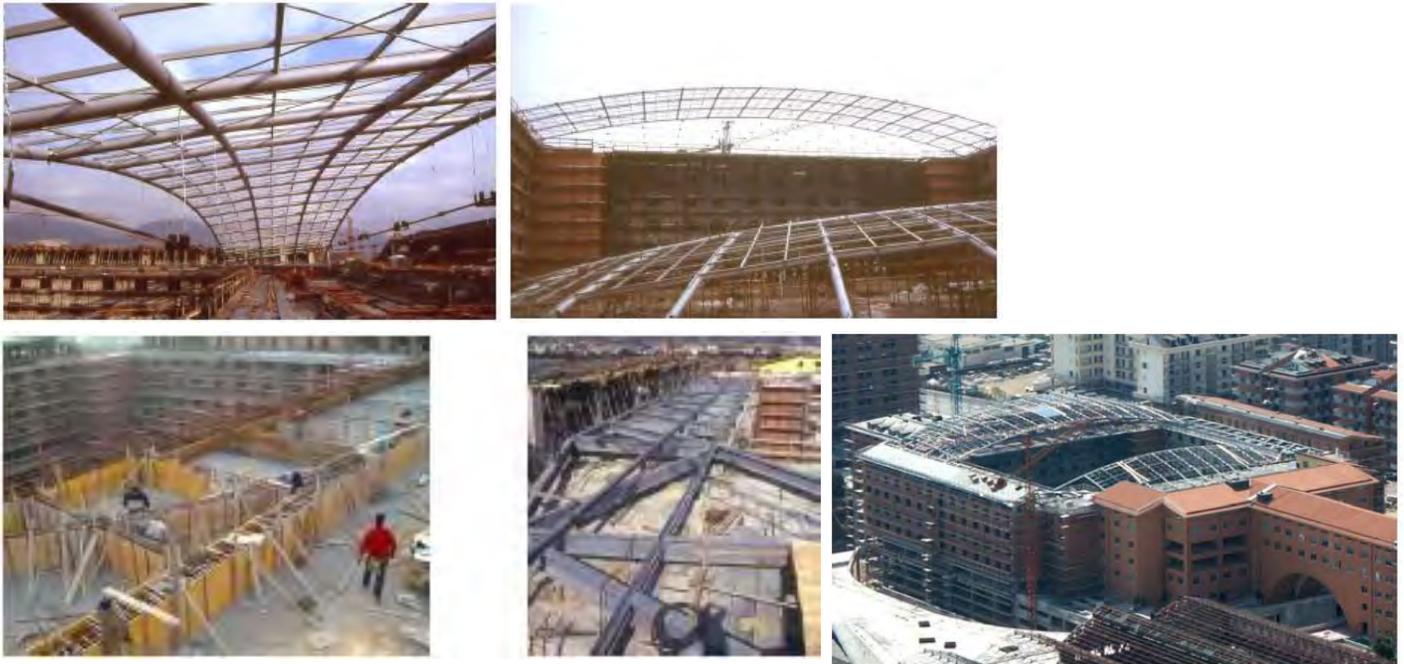


Ilustración V-26.- Proceso Constructivo de la Cúpula del Crown Plaza

La estructura completa con vidrio, fue construido mediante el lanzamiento incremental de las armaduras, sobre el soporte de entre los edificios situados en cada lado, la reversión del régimen de las acciones internas previstas en el proyecto se llevó a cabo mediante el ajuste de la tensión previa aplicada durante el lanzamiento de las cadenas utilizadas para cruzar mediante el lastrado provisional de la estructura de espera en edificios de la terminal, antes de la conexión final.

Después de los sismos de los últimos 15 años, varios edificios se han construido con dispositivos disipadores sísmicos, previendo que los terremotos van a seguirse presentando con más frecuencia, por lo cual se le ha dado mucha importancia a reguardar los edificios públicos de una falla estructural.

Se han construido varios hospitales, que de acuerdo al reglamento sísmico de 2008, ya contemplan la utilización de los dispositivos de asilamiento en la base, siendo diseñados con este fin.



Ilustración V-27.- Proyecto del Hospital "Del Mare", en Nápoles

En los hospitales actualmente en construcción, se puede ver que los proyectos contemplan varios sistemas de asilamiento sísmico y de amortiguamiento.

Se muestra el boceto del nuevo Hospital "Del Mare", que está en construcción con aisladores, en Nápoles, y la vista de algunos de sus 327 aisladores tipo HDRBs (Ilustración V.27).

La mayoría de los nuevos hospitales de bienestar que se levantan en zonas sísmicas incluyen ahora la protección antisísmica de acuerdo a los nuevos reglamentos (Ilustración V.28).



Ilustración V-28.- Hospitales con aisladores de base

Las nuevas iglesias (como la que se construye en Roma), contemplan ya los dispositivos disipadores de energía de acuerdo a los reglamentos imperantes.

Un ejemplo es la Iglesia de la Misericordia, erigida en Roma (zona sísmica 3) en 2003.

En la Iglesia de la Misericordia en Roma, se trata de la primera aplicación de los sistemas de SVPC a nuevas iglesias italianas, se muestran algunos de los 32 amortiguadores viscosos (VDS) que se instalaron en la iglesia para garantizar la adecuada protección sísmica de esta una estructura bastante irregular (Ilustración V.29).



Ilustración V-29.- Iglesia de la Misericordia, en Roma, Italia

También se encuentran en construcción un centro de emergencias, el cual fue diseñado para resistir terremotos intensos mediante la colocación de aisladores de base.

El diseño del edificio principal de la "Central de Operaciones de Emergencia" del Centro de Protección Civil de Foligno (Perugia), protegido por 10 aisladores de base (HDRB's) de 1 m de diámetro.

Este centro (diseñado por un miembro de la junta directiva y socio – ASSISI prof. A. Parducci) acogerá siete bloques de construcción, 3 de los cuales ya se han completado y dos, entre ellos el de la foto, y está en construcción (Ilustración V.30).

Los aisladores han permitido no cambiar el diseño de los edificios, desarrollada antes de la entrada en vigor de las modificaciones del reglamento renovado por el sismo del 2003, ya que el sitio ha sido reclasificado de la categoría 2 a la zona 1, pero simplemente se ha tenido que aumentar el tamaño de los aisladores (Esta revisión se llevó a cabo en colaboración con ENEA, en convenio con la Región de Umbría).



Ilustración V-30.- Centro de Operaciones de Emergencia

Pruebas durante la construcción de los dos edificios en construcción fue confiada a miembros del consejo de administración, así como parte del mencionado acuerdo con la ENEA.

Algunos otros centros son también acondicionados para soportar terremotos, por los cambios de reglamento.

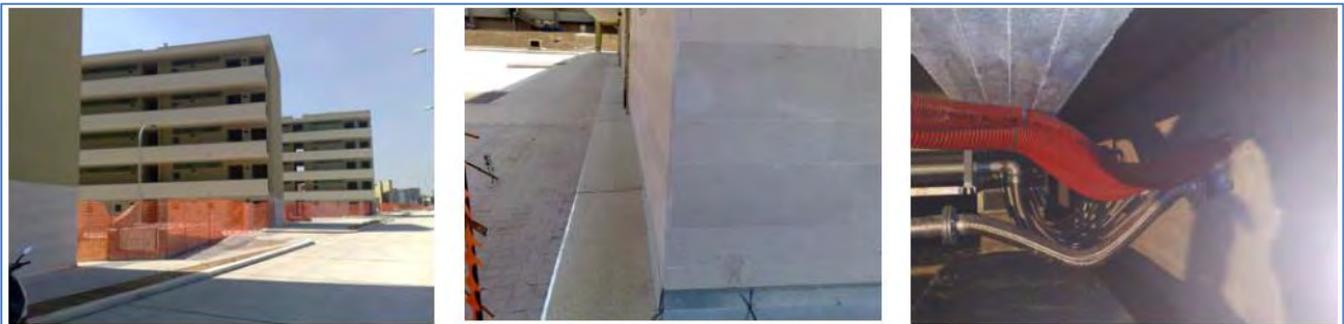
En las siguientes imágenes se puede observar los detalles de conexión en la cimentación de las estructuras con aislamiento sísmico, y la colocación de los aisladores de base en estas estructuras.

Los edificios que se observan son centros cívicos y hospitales o centrales de emergencia de la cruz roja, en los cuales se requiere de total operatividad después de un terremoto intenso para poder atender a la población en riesgo.

En las fotografías primero podemos observar la sede de la “Alianza Popular – Cruz de Oro” en Grassina, que es un edificio de planta irregular (en “L”) lo que es fuertemente asimétrico, y se encuentra situado en la zona sísmica 2, este edificio consta de 32 aisladores SD y 16 dispositivos viscosos de amortiguamiento. Al centro un detalle de las conexiones de la tubería de gas que pasa del sótano a los pisos superiores y finalmente a la derecha la sala cívica de la Cruz Roja en Gaggio Montano, Italia (Ilustración V.31).



Ilustración V-31. Edificios de emergencia con Detalles de conexión de Instalaciones en la cimentación de los aisladores de base



En las fotos inferiores tenemos cuatro edificios de viviendas que se aislaron sísmicamente en el nuevo distrito de San Samuele de Cerignola en agosto de 2008, y tienen placas para proteger las articulaciones por medio de acero estructural, en la última foto se ven las juntas flexibles de las instalaciones que pasan de la cimentación a los pisos superiores (Ilustración V.31).

Estos edificios de departamentos tienen como aislamiento sísmico 124 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDRB en tres tamaños, sin que diera lugar a costes adicionales muy altos.

Finalmente la sala cívica de la Cruz Roja, también es irregular en planta y en alzado, y fue construido por el ENEA, con 33 aisladores elastoméricos HDRB's y 4 dispositivos de amortiguamiento viscoso SD, el edificio se encuentra en zona sísmica 3.

En estos casos descritos se tomó en cuenta, que sin embargo, incluso en los casos de que los costos adicionales de construcción debido al aislamiento sísmico no resulten totalmente

compensadas, permanece una diferencia a favor de esta técnica, además de la seguridad significativamente mayor (lo cual debiera ser la prioridad) el equilibrio económico global, que tiene debidamente en cuenta, los costos que deben abordarse después de los daños de un terremoto, costos tales como la reubicación de los habitantes, interrupción del negocio, demolición, remoción de escombros, reparación, reconstrucción, etc.), además de tener en cuenta los efectos ambientales y costes de energía que las actividades antes mencionadas están causando a la población civil.



Ilustración V-32.- Edificio de la Vía Fratelli, en Fabriano, Italia

El edificio que se encuentra en la Vía Fratelli, en Fabriano, Italia, mostrado en las fotografías (Ilustración V.32) fue aislado después de haber sido construido y se muestran en las fotos las fosas con las cuales se hicieron en 2002, la colocación de los aisladores de base que permitieron aumentar la resistencia sísmica del edificio, el mismo fue terminado en 2006.



Ilustración V-33.- Museo MAXXI en Roma, Italia

También tenemos el Museo Nacional de las artes del siglo XXI, más conocido como MAXXI, es actualmente construido en el barrio de Flaminio de Roma, por el Ing. Guido Reni, en el antiguo cuartel de Montello, actualmente en desuso, el diseño es de la Arquitecta Anglo iraquí

Zaha Hadid, ganadora del concurso organizado por el Ministerio del Patrimonio y Cultura (Ilustración V.33).

El museo está diseñado como una compleja red de caminos serpenteantes a las salas de las galerías, auditorios y espacios, teniendo áreas comerciales, la idea principal que proyecta el edificio es el de un campus urbano. El trabajo comenzó en marzo del 2003.

En el museo se utilizaron 98 dispositivos amortiguadores de entre 100, 250 y 500 kN, con un desplazamiento máximo de +/- 25 mm. En las uniones de los cuerpos horizontales superpuestos, se utilizaron algunos dispositivos de soporte basculante especial.



Ilustración V-34.- Aislamiento Sísmico en Viviendas en San Giuliano de Puglia, Italia

En las siguientes fotos (Ilustración V.34) se tienen algunas estructuras terminadas en 2007, tales como la casa que observamos en la primer fotografía, donde fueron usados aisladores elastomericos en la parte alta del sótano, en la siguiente construcción, en San Giuliano de Puglia (Compobasso) se utilizaron 13 aisladores de base y 2 amortiguadores.

Finalmente en la última foto se ve la colocación de 25 aisladores de base y 12 amortiguadores, todas estas aplicaciones en viviendas.



Ilustración V-35.- Reforzamiento de Universidades con Amortiguadores en Contravientos

En las universidades (Ilustración V.35) que se están construyendo, como la Universidad Politécnica de Marche en Ancona, (zona sísmica 2) se instalaron 86 contravientos de amortiguamiento BRBS's diseñados por R. Antonucci, ejemplo de las anteriores amortiguadores elastoplásticos que se utilizaron en las escuelas durante el 2000, en esta ocasión se modernizaron 3 escuelas en Potenza y una en Latornico (en la misma provincia de Ancona), mejorando con mucho el comportamiento de las mismas durante los terremotos recientes (Ilustración V.36).

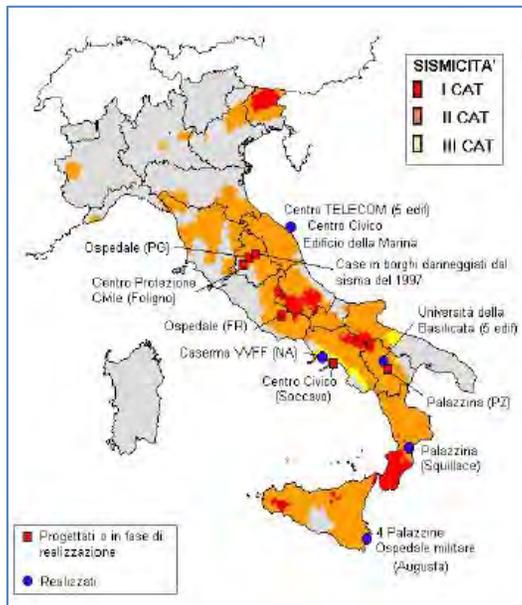


Ilustración V-37.- Zonificación Sísmica de Italia y la ubicación de las principales construcciones con disipación sísmica

En Italia también se han ocupado mucho los dispositivos de aislamiento en Puentes, para alargar la vida de las calzadas ante sismos importantes pero en este capítulo, se mostrará los puentes colocados con aislamiento sísmico en otros países, lo que anotamos en este apartado, son precisamente las aplicaciones que más sorprenden de estos dispositivos en Italia.



Ilustración V-36.- Primeras aplicaciones en puentes y Centros de Emergencia en Italia

Ejemplos de lo anterior son el puente Somplago, construido en 1976 y una de las primeras aplicaciones de aislamiento en Italia, y la sede de la nueva estación de bomberos en Nápoles, construida en 1981 con una protección sísmica formada por una armadura con elementos de disipación (NBS) y amortiguadores de fricción (Ilustración V.37).

V.01.2. DISIPADORES Y AISLADORES EN TURQUÍA.

En esta parte, podemos considerar a Turquía como uno de los puntos principales de desarrollo, y la utilización de los sistemas de disipación de energía se comenzaron a usar principalmente después de los terremotos de Kocaeli, Duzce, en 1999, comenzando con la aplicación del aislamiento sísmico del nuevo Atatürk, el Aeropuerto de Estambul, que fue construido en ese momento y sufrió daños con el terremoto y tuvo que ser reparado, también

por el viaducto de la autopista Bolu Estambul-Ankara, que fue salvada de la falla por dispositivos fabricados en Italia (Ilustración V.38).



Ilustración V-38.- Aplicación de Aislamiento Sísmico, en el Nuevo Aeropuerto de Ataturk, Turquía

El aeropuerto de Estambul fue reforzado al insertar los dispositivos por debajo del techo y también se colocaron aisladores de base que posteriormente fueron utilizados tanto en edificios nuevos como existentes.



Ilustración V-39.- Tanque aislado LNG, en la terminal Aliaga-Izmir, Turquía

En mayo del 2007, también se han incluido en estos edificios rehabilitados sísmicamente con aislamiento el aeropuerto internacional de Antalya, dos nuevos hospitales, un hotel, viaductos y autopistas, 2 grandes tanques de GNL (estaciones de manejo de hidrocarburos y gas) en Aliaga y actualmente tienen nuevas aplicaciones bajo diseño (Ilustración V.39).

En Turquía los dispositivos principalmente usados son los dispositivos de cojinetes de goma y los apoyos deslizantes tipo péndulo (SIP). Muchos de estos dispositivos son fabricados en Italia y algunos de los utilizados son fabricados en Alemania.



Ilustración V-40.- Hospital de la Universidad de Kocaeli, en Estambul

En el Aeropuerto de Ataturk en Turquía fueron utilizados 100 dispositivos deslizantes tipo péndulo (FPS) en 1999 (Ilustración V.38).

En el hospital de la Universidad de Kocaeli, también se utilizaron dispositivos de aislamiento de base deslizante tipo péndulo (FPS), (Ilustración V.40).

También se tienen tanques de LNG en la terminal turca de Aliaga-Izmir, aislada con 112 aisladores de base de neopreno de baja amortiguación, y 241 aisladores de base de alta amortiguación para soportar picos de aceleración de hasta 0.7 g. (Ilustración V.39)

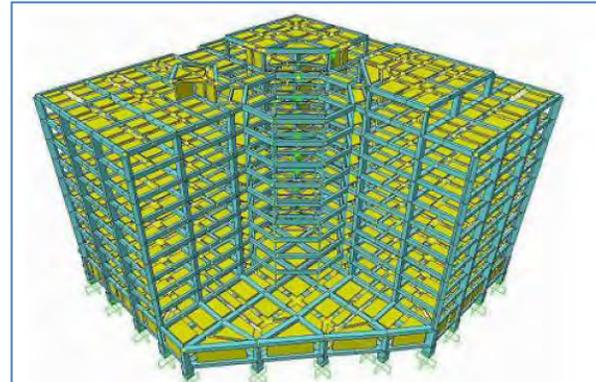


Ilustración V-41.- Edificio del Cuartel Central de la T.E.B. (Banco) en Estambul, Turquía, y el Modelo Estructural para el Análisis (ETABS)

Otro de los edificios en Turquía que se encuentra en construcción y fue aislado con 87 aisladores de base elastomericos de baja amortiguación, (LDRB) para el Edificio central del Banco Turkish Economy Bank, o T.E.B. por sus siglas, el cual se analizó para resistir terremotos como los que se habían presentado en ese momento (Kocaeli 1999), producidos en la falla de Anatolia, la cual es una convergencia entre dos placas que se lleva a lo largo del pliegue por lo que produce terremotos con un número considerable de réplicas (Ilustración V.41).

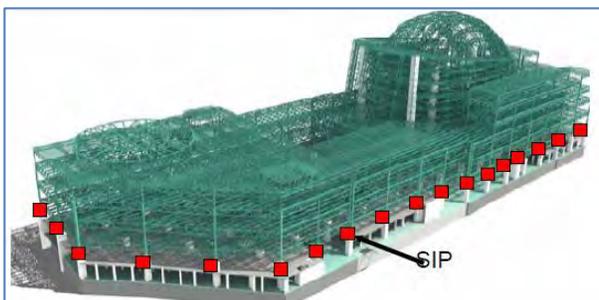


Ilustración V-42.- Modelo Estructural (ETABS) con aisladores y Centro Comercial en construcción, 2007 en Ankara

El edificio se diseñó con sistemas de elementos finito para obtener el comportamiento inelástico de los elementos disipadores de energía sísmica con el aislamiento de base, analizado en el Programa ETABS (CSi Berkeley).

El nuevo centro comercial que se encuentra en construcción en Ankara tiene 105 dispositivos de aislamiento sísmico y se encontraba en construcción en 2007, cuando fueron colocados los dispositivos de aislamiento (Ilustración V.42).

Este centro comercial es también un centro de congresos por lo que tiene un diseño estructural para grandes cargas y alta concentración de personas, esto ha motivado a que se solicite que tenga aislamiento sísmico para evitar un desastre ante la ocurrencia de un terremoto.



Ilustración V-43.- Hotel Grand Tarabya, en la bahía de Tarabya, en Estambul, Turquía

También se tiene el hotel que se encuentra en la zona del puerto, cerca del club de yates, y que fue reparado con aisladores de base del tipo deslizante (FPS), los cuales fueron instalados en el sótano del mismo hotel (Ilustración V.43).

El proceso es muy interesante, ya que se fue reparando en partes, con hotel en operación, en la foto se muestra una de las etapas de la colocación del aislador de base deslizante tipo péndulo, antes de terminar de "conectar" en la columna, todavía con presencia de la columna de soporte temporal, al terminar la instalación se demuele el resto del concreto y el apoyo deslizante queda como única conexión entre las dos secciones de columna.

Las otras estructuras que se consideraron son los viaductos, como el viaducto Bolu de la autopista de Estambul – Bolu, en Ankara, que en el momento del terremoto de Duzce de 1999,

estaba protegido con unos elementos amortiguadores tipo EPD de fabricación italiana (Ilustración V.44).



Ilustración V-44.- Daños en los aisladores del Viaducto Bolu, en Ankara, Turquía

En las fotos se puede observar la violenta sacudida de algunas de las traveses que componen el viaducto, las cuales estuvieron a punto de salir de sus placas de apoyo, si no ha sido porque los amortiguadores absorbieron gran parte del movimiento del soporte. Se puede observar que las pilas superiores sufrieron una gran rotación durante el terremoto.

Como puede verse en las fotografías los dispositivos fueron severamente dañados durante el sismo, pero rescataron del colapso al viaducto, a pesar de haber sido diseñado solo para soportar valores de aceleración de 0.4 g, cuando el terremoto de Duzce de 1999 presentó aceleraciones (PGA) de hasta 0.87 g en las cercanías del viaducto.

La filosofía de los disipadores sísmicos para que sirvan de "fusible" ante un Terremoto severo, en este viaducto se cumplió adecuadamente ya que la final solo tuvo que restituirse el dispositivo dañado por uno nuevo y el viaducto quedó listo para soportar otro terremoto (Ilustración V.45).



Ilustración V-45.- Sustitución de aisladores dañados en los apoyos del viaducto Bolu, en Ankara, Turquía

El uso de los aisladores de base en este proyecto fue una de las causas que propició que se despegara el uso de los mismos en las estructuras que se reconstruyeron o se hicieron nuevas a partir de este terremoto, ya que algunas estructuras como este viaducto, a pesar de encontrarse cerca del epicentro de los terremotos no sufrió daño alguno, lo que propició que valoraran el uso de los mismos para evitar daños futuros.

V.01.3. DISIPADORES Y AISLADORES EN GRECIA.

Una de las obras emblemáticas de Grecia en los últimos años ha sido el puente sobre el estrecho Rion Antirioni, que se encuentra en el Golfo de Corinto, se localiza en una región de grandes terremotos, por la presencia de una falla sísmica local activa (Ilustración V.46).

El tablero del puente atirantado más grande en vanos es continua y se suspendieron completamente en cuatro pilas con claros de 286 m, 560 m., 560 m., 560 m., y 286 m, para una longitud total del puente de 2,252 metros.

El viaducto de acceso al cuerpo principal del puente es de vigas de concreto prefabricado pretensado de 228 metros, en el lado de Antirion y de 990 metros de estructura mixta en el lado de Rion. Las estructuras se revisaron para soportar picos de aceleración sísmica de 0.48 g, (correspondientes a un periodo de retorno de temblor de 2,000 años) y los movimientos telúricos de dos pilas adyacentes de hasta 2 metros en cualquier dirección. Todo lo anterior se logró con el uso de sistemas de disipación de energía interpuestos entre la cubierta de rodamiento y la pila, obteniendo un sistema muy innovador para disipar la energía introducida por un terremoto.



Ilustración V-46.- Puente Rion-Antirioni, Grecia

El sistema de protección sísmica del cuerpo principal del puente, fabricado y diseñado por FIP industriale (empresa italiana), consta de fusibles retenes y amortiguadores viscosos dispuestos en paralelo, los cuales conectan las cubiertas a los pilones. Las válvulas de retención tipo fusible están diseñadas para actuar como una restricción rígida antes la acción de los fuertes vientos hasta un valor de 10,500 kN y 3,400 kN, en función de la posición. Bajo la acción de los movimientos sísmicos, están diseñados para romperse y salir de los amortiguadores viscosos con capacidad de 3,500 kN con movimientos basculares de entre 1750 mm y 2600 mm, para que se disipe la energía transmitida por el sismo.

Los viaductos de acceso están aislados del movimiento del terreno a través de un sistema formado por aisladores elastomericos de neopreno, diseñado tanto para actuar de soporte, como para aumentar el período natural de la estructura y amortiguadores viscosos para la disipación de energía.

El puente durante la etapa de construcción se sometió a temblores que se caracterizaron por una aceleración máxima de 0.22 g a los que se comportó de manera adecuada, por lo que se comenta que estuvo en condiciones en las cuales su sistema de disipación sísmica estuvo “probada”.



Ilustración V-47.- Centro de Televisión en Atenas, Grecia

Otra de las estructuras con aislamiento sísmico ha sido el Centro Internacional de Televisión de Atenas, en el cual se colocaron aisladores de base de tipo elastomeric. Este edificio que está dentro del complejo deportivo de los Juegos Olímpicos de Atenas, y es el edificio de su tipo, más grande del mundo, ya que en los juegos olímpicos albergo a 10,000 personas, de todas las nacionalidades para garantizar la trasmisión de la información durante las 24 horas al día (Ilustración V.47).



Ilustración V-48.- Centro Onassis de las Artes, Atenas, Grecia

El sistema está constituido por una entrada formada por dos bloques simétricos con la función de oficinas y de un estacionamiento subterráneo para 2,500 vehículos, un restaurante situado en el jardín del azotea, y más de 50,000 m², de estudio para un total de 90,000 m².

El sistema de aislamiento está constituido por 292 aisladores elastomericos con un amortiguamiento viscoso de 1,000 kN y desplazamiento de +/- 112 mm.

También forman parte de las estructuras aisladas el nuevo Museo de la Acrópolis, el Centro Onassis de Atenas, protegido con 94 aisladores deslizantes tipo péndulo, instalados en la base del Museo, para proteger las colecciones que ahí se exhiben.

El museo fue construido durante 2006 con la correspondiente colocación de los aisladores de base (Ilustración V.48).

Al costado del Museo se construyó en 2007 la Casa de las Letras y la Finas Artes Onassis de Atenas, protegida también por aisladores tipo deslizantes péndulo (SIP).

V.01.4. DISIPADORES Y AISLADORES EN FRANCIA.

El país Francés ocupa el sexto lugar con más estructuras con aislamiento sísmico, del mundo, por delante de Taiwán y Nueva Zelanda, lo cual es un dato interesante, ya que no se encuentra en una zona tan activa como las mencionadas.

Si vemos históricamente Francia forma parte de los cuatro países que primero aplicaron el aislamiento sísmico en las estructuras civiles y que fueron la antigua Unión Soviética, Nueva Zelanda y México, y es la primera (y única, seguida recientemente por Japón) en aplicar los sistemas de aislamiento en las Plantas Nucleares.

De 1977 a 1989, los aisladores de marcas francesas, aisladores de rodamiento de neopreno (NB) y en particular el sistema llamado GAPEC, se han utilizado para proteger edificios nuevos o adecuados en algunas plantas y componentes eléctricos en Estados Unidos y Chile, las aplicaciones francesas han cubierto cerca de 11 proyectos de edificios residenciales como la Escuela Secundaria Lambesc (destruida parcialmente por el sismo de Provence en 1909), así como cuatro edificios industriales en Rognac en 1993, 3 tanques de gas LNG (liquefied Natural Gas).

Posteriormente se han desarrollado en Francia amortiguadores viscosos (VD) que se han aplicado a puentes y viaductos, aunque se han aplicado también a Edificios y Plantas Químicas.

Las aplicaciones francesas de proyectos con aislamiento sísmico en Plantas Nucleares en los 70's permitieron que actualmente se encuentre en proceso el proyecto del Reactor Jules Horowitz que el sistema para la fusión ITER nuclear controlada ambos ubicados en el Centro Nuclear Cadarache, caracterizado por una aceleración máxima del suelo (PGA Peak Ground Acceleration) de 0.33 g.

Pero en la aplicación de aislamiento sísmico a edificios civiles, las aplicaciones más importantes se están llevando a cabo en la isla de Martinica (Ilustración V.49), donde el consejo regional de la isla, está financiando y promoviendo incentivos para que las escuelas y edificios municipales apliquen esta técnica utilizando aisladores rodantes de neopreno (NB) en paralelo a los amortiguadores viscosos (VD) a mediados de 2007 ya habían aislado 4 escuelas primarias o intermedias, varios edificios de viviendas y el Centro de Ciencias de la Tierra Saint Pierre (diseñado para resistir terremotos con un PGA de 0.45 g.).

En la Francia continental sin embargo, las aplicaciones de aislamiento sísmico en los edificios se han visto obstaculizadas desde hace varios años por la legislación desfavorable vigente, el moderado riesgo sísmico del país y la falta del interés del público e instituciones francesas para el riesgo sísmico.



Ilustración V-49.- Escuela en la Isla de Martinica (Francia)

Uno de los únicos ejemplos lo constituye el de un Edificio “puente” como es el caso del Arco de la Defensa, en París. Unos de los temas de la Arquitectura contemporánea lo constituye el llamado Edificio Puente, el cual es donde la forma completa de la estructura reproduce la abertura típica de un puente.

El edificio del Arco de la Defensa en París es un claro ejemplo de esta arquitectura contemporánea, donde el vacío de la estructura se puede “llenar” con un bloque suspendido de pisos obteniendo así el esquema de la estructura de “puentes” que consiste en las plantas principales suspendidas.

El proyecto representa la versión moderna del Arco del Triunfo, y es un proyecto del Arq. Johan Otto von Spreckelsen (1929–1987). Tras la muerte de Spreckelsen, el trabajo fue completado por su socio, el arquitecto francés Paul Andreu. La construcción corrió por cuenta del grupo francés Bouygues. En julio de 1989, bicentenario de la revolución francesa, fue inaugurado cuando estaba casi terminado, con gran desfile militar.

El cubo hueco del “Grande Arche” tiene 35 plantas. Es un hipercubo casi perfecto, con 108 m de ancho, 110 m de alto y 112 m de profundidad. Sus 300,000 toneladas reposan en doce pilares. Intercaladas entre los pilares y la Megaestructura, se encuentran placas de neopreno (Aisladores de base tipo RB's) que absorben las vibraciones. Las vigas de hormigón pretensado son de 70 m y soportan el techo de una hectárea. Se colocaron a 110 m de altura con una precisión milimétrica (Ilustración V.50).

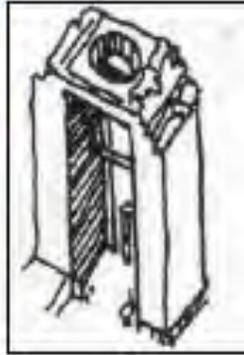


Ilustración V-50.- el Gran Arco de la Defensa, Paris



Las conexiones laterales entre los pisos y los pisos principales de la estructura, consisten en dispositivos de disipación sísmica que limitan las fuerzas transmitidas y disipan energía sísmica durante los movimientos telúricos.

V.01.5. DISIPADORES Y AISLADORES EN RUSIA.

El territorio de la Federación Rusa incluye áreas que se encuentran entre las áreas más sísmicas de todo el mundo. Terremotos destructivos se han producido, por ejemplo, en la isla Sakhalin, en Kamchatka, Siberia y el Cáucaso septentrional.



Ilustración V-51.- Aislamiento en Edificios Históricos en la Federación Rusa

Por esta razón en Rusia se han desarrollado diferentes mecanismos de disipación de energía, que buscan evitar el daño sísmico, dentro de estas se puede considerar como pioneros en los sistemas de resonancia en edificios con tanques de agua colocados en las azoteas de los edificios altos y soportes de aislamiento en materiales tipo neopreno pero considerados duros. Recientemente, han surgido aplicaciones más modernas y confiables, utilizando HDRBs y SE acero-teflón, sumado a las duras iniciales, realizado en la década de 1970 años.

La primera modificación con HDRBs se trató un banco en Irkutsk, un edificio histórico que ha sido rehabilitado sísmicamente hace algunos años, lo que fue seguido recientemente por otros, por ejemplo, una escuela en la isla Sakhalin y el "Concert Hall" de Estado en Grozny, en la República Chechenia, y otros proyectos fueron desarrollados, en particular para la protección del patrimonio cultural (por ejemplo, para la iglesia en Kharlampiyevkaya Irkutsk y el Teatro Dramático Nacional en Gorno-Altai, en Siberia).

Las Modificaciones con Sistemas de Aislamiento (SI) en la Federación Rusa en edificios Históricos se resume en tres de los principales trabajos. El primero, en la ciudad de Irkutsk el Banco Central, que fue aislado y adaptado por medio de HDRBs. El segundo, en el Teatro Dramático Nacional en Gorno-Altai, en Siberia, que fue reforzado por medio de HDRBs y Amortiguadores viscoelásticos (SEVD). Y en tercera posición, la iglesia del Mihailo - Arkhangelskaya en Irkutsk City, que fue reforzado por medio de HDRBs (Ilustración V.51).

Sin embargo, el progreso de nuevas aplicaciones ha sido bastante lento, debido a las persistentes crisis económica de Rusia. Así, el número total de los edificios rusos sísmicamente aislados, en los primeros reporte de este tipo, eran 500 en 2003, y no excedían de 550 en 2004.

Pero en la Federación de Rusia había aproximadamente 600 edificios aislados en mayo de 2007 (Martelli y Forni, 2008). Allí, el uso de la no muy eficiente de aisladores con forma de hongo invertido de hormigón armado (RC) se sustituye por el sistemas utilizados en otros países hace algunos años. Las recientes aplicaciones incluyen remodelaciones de algunas edificaciones históricas importantes por medio de Sistemas de Aislamiento y los nuevos incluso sistemas de aislamiento en edificios de gran altura.



Ilustración V-52.- Complejo Hotelero en Sochi, Federación Rusa

La Federación de Rusia ocupa el tercer lugar a nivel mundial por el número de aplicaciones de los sistemas SVPC. Es precedida por Japón (que es en gran parte del país líder, con aproximadamente 5.000 edificios aislados, incluyendo cerca de 3.000 pequeñas casas privadas, además de varios puentes y viaductos aislados y cientos de construcciones protegidos por dispositivos ED), y por la República Popular de China (donde había 610 edificios aislados y 45 protegidos por sistemas de ED, además de numerosos puentes y viaductos aislados, en mayo de 2007).

Ejemplo de estos nuevos proyectos es el nuevo Complejo Hotelero de 27 plantas de concreto reforzado (RC) que se erigió en un Sochi (Federación de Rusia), Ordzhonikidze Street

(27 plantas, además de los 2 niveles subterráneos; con una altura de aproximadamente 93 m; y una superficie habitable de 40.000 m²), que se diseñó para ser protegido por 156 Cojinetes de goma de plomo Tipo LRB's (Ilustración

V.52).

El nuevo Centro Comercial, con cine, aparcamiento subterráneo y oficinas edificio proyectado en Concreto reforzado, que se construirá en Sochi (Federación de Rusia), el proyecto cuenta con 21 plantas, Además cuenta con 2 niveles subterráneos, una altura de más o menos 100 m, un salón de 50,000 m², que se diseñaron a ser protegidos por 200 aisladores de base de neopreno de bajo amortiguamiento tipo LRB's (Ilustración V.53).



Ilustración V-53.- Centro Comercial y Complejo de Cines en Sachi, Federación Rusa

Actualmente la Federación Rusa está desarrollando varios proyectos importantes de Edificios altos para el crecimiento económico y esto está permitiendo la entrada de empresas italianas y de otros países con los dispositivos aisladores y amortiguadores para estos proyectos.

V.01.6. DISIPADORES Y AISLADORES EN ARMENIA.

Gracias a los esfuerzos de la Universidad Americana de Armenia (AUA) a Yerevan (en particular de la Asís miembro fundador Melkumyan M.) y como consecuencia del terremoto muy violento de Spitak en 1988, las aplicaciones de Sistemas de Aislamiento (SI) van en aumento en Armenia, también, aunque este es un país todavía con desarrollos pequeños, y con un número limitado de población, ocupa actualmente el noveno lugar a nivel mundial en utilización de aisladores sísmicos.

En junio de 2005 los proyectos de sistemas de aislamiento se refieren principalmente a edificios y éstos eran ya 11, incluidos algunas modernizaciones importantes de edificios.

Los edificios aislados de gran altura en Armenia son el tema que se está desarrollando actualmente. Tenemos primero el Complejo Multifuncional "Nuestro Patio" (Our Yard) con edificios de entre 10 y 16 pisos, que se aisló en Yerevan por medio de "amortiguadores" tipo NBS y se le instaló el sistema en 2006.



Ilustración V-54.- Edificios en Armenia, Proyecto Our Yard, Yereban, Rusia

En la fotografía (Ilustración V.54) se puede observar un grupo de los cojinetes antes mencionados. También se tiene en proyecto un complejo de 15 niveles en cascada, de múltiples funciones, que se aisló en Yerevan por medio de los cojinetes tipo NBS, antes mencionados, también construido en 2006.

Armenia es el noveno país a nivel mundial que posee más Aislamiento Sísmico.

V.01.7. DISIPADORES Y AISLADORES EN PORTUGAL.

Portugal, a pesar de no aparecer en la lista del "Top Ten" de países con sistemas de disipación de energía, tiene aplicaciones interesantes, que revisaremos a continuación.

El nuevo Hospital de La Luz en Lisboa (Portugal), que se aisló (junto con una Residencia para personas mayores) en 2006, y podemos apreciar en las fotos de los sótanos de los edificios, la vista de algunos de los 315 aisladores sísmicos de neopreno de alto amortiguamiento (HDRBs), fabricados en Italia, instalado en la base de edificios, tiene 195 en el edificio del hospital y 120 en el de la residencia para gente mayor (Ilustración V.55).



Ilustración V-55.- Hospital de la Luz en Lisboa, Portugal

Son los únicos ejemplos de edificios aislados en Portugal, donde, sin embargo, hay varios puentes y viaductos que han sido protegidos por los sistemas de SVPC, muchos de ellos fabricados en Italia.

En Portugal, el uso de los sistemas de SVPC ha sido hasta ahora casi exclusivamente limitado a los puentes y viaductos, a los que ya existe un gran número de aplicaciones.

Un claro ejemplo de estos puentes con sistema SVPC, es el Puente Vasco de Gama.

Hyder Consulting, una de las consultoras líderes en el Reino Unido utilizan Bridge Iusas para llevar a cabo una verificación de diseño del puente Vasco da Gama encargado de cruzar el Tajo en Lisboa, Portugal. La larga travesía 18 kilómetros comprende una serie de estructuras de viaductos de concreto junto con un tramo de 420 metros de puente atirantado sobre el canal principal del puente. Todas las estructuras se apoyan sobre pilotes y se extienden a través de extensos depósitos aluviales a una profundidad al lecho de roca de 60 metros, bajo el nivel del lecho del río. Lisboa fue devastada por un terremoto en 1774, por lo que todas las partes de la travesía están diseñadas para asegurar el mínimo daño sísmico en caso de otro terremoto.



Ilustración V-56.- Puente Vasco de Gama en Lisboa, Portugal

Hyder Consulting ha utilizado Iusas para calcular la respuesta sísmica de las bases y en diversas partes de la superestructura. Los modelos de cada sección de los viaductos de acceso se crearon para análisis de respuesta sísmica en 2D y un montón inicial de modelos de interacción del suelo, se han desarrollado. Los Pilotes y su interacción con el suelo, es de importancia primaria con desplazamientos sísmicos inducidos a nivel los apoyos que afectan todo el puente y las estructuras de viaductos.

En el puente atirantado y en el análisis del viaducto, los desplazamientos en las juntas de movimiento debido a la carga sísmica eran sólo uno de los muchos controles que había que hacer. Para modelar estas estructuras con elementos en 3D, se usó siempre con la excepción de las cubiertas que se modelaron con conchas 3D, Elementos comunes que fueron utilizados para modelar la carretera y las conexiones fijadas y resortes que apoyan y representen las rigideces del límite superior e inferior de puente.

Un análisis estático no lineal de carga muerta se realizó para determinar la forma desviada y la rigidez de la estructura, seguido de un análisis de valores propios de la tensión-rigidez del modelo para determinar las frecuencias naturales y las formas de vibración natural de los modos (Ilustración V.56).

Un análisis de la respuesta espectral, utilizando datos sísmicos para grupo de pilotes en los límites superior e inferior de las rigideces producidas por los desplazamientos dinámicos, aceleraciones, fuerzas y momentos necesarios para que Hyder Consulting pudiera completar la verificación a Sismo.

V.01.8. DISIPADORES Y AISLADORES EN CHIPRE.

Chipre se encuentra en la parte sur de la frontera difusa entre los países de África y la placa Eurasiática, en una zona sísmica relativamente activa. Allí la mayoría de los edificios son diseñados rígidos, con frecuencias de vibración fundamentales que caen dentro de altos campos de energía sísmica, los que hace que sean ideales para la aplicación de Sistemas de Aislamiento (SI).



Ilustración V-57.- Centro Comercial Parque Shacolas en Nicosia, Chipre

Sin embargo, en mayo de 2007, su uso y en general las técnicas de SVPC eran todavía limitadas a solo un puñado de aplicaciones prácticas, a saber, un edificio de concreto reforzado de varios pisos, que es la Organización Deportiva de Chipre (que ha sido protegida por tirantes de acero con Amortiguadores tipo VDS), el Centro Comercial Parque Shacolas, en construcción en Nicosia, la modificación prevista para un edificios de varios pisos para la Autoridad de Telecomunicaciones de Chipre (que usa en parte dispositivos similares a los FPS) y algunos puentes carreteros, aislados mediante aisladores tipo LRBS o dispositivos deslizantes tipo FPS).

El Centro Comercial consiste en dos edificios con estructura mixta (acero y concreto reforzado) fue diseñado con aisladores y tiene 164 aisladores tipo HDRB's, instalados en la parte alta de las columnas del sótano de los edificios (Ilustración V.57).

VI. Desarrollo de Disipadores y Aisladores Sísmicos en Asia.

VI.01. Disipadores y Aisladores en China.

La Republica Popular China es el segundo país de la lista, por número de aplicaciones de los sistemas y dispositivos, con 650 edificios aislados y decenas de edificios protegidos por sistemas de disipación sísmica, además de los numerosos puentes y viaductos aislados.

China es un país de sismos muy frecuentes, donde más del 60% de la superficie nacional es zona sísmica, y aproximadamente el 80% de las grandes ciudades se encuentra en sus zonas sísmicas. La mayoría de los terremotos son muy fuertes, y se puede predecir que gran parte de las estructuras van a sufrir daño e incluso causar el colapso de muchos de los edificios, afectando también a un gran número de personas, muchas de las cuales pueden morir.

Las personas necesitan urgentemente tener una forma de garantizar que sus casas van a estar a salvo de terremotos fuertes, y aquí se ha usado extensamente el aislamiento sísmico como una medida de ser capaz de satisfacer este requisito. Hay más de 400 edificios civiles donde la mayoría son viviendas, 12 puentes y algunas estructuras especiales con aislamiento sísmico en China ahora.

Se ha convertido en una tendencia muy fuerte la de utilizar ampliamente el aislamiento sísmico en China, el país ha entrado en un período de construcción a gran escala urbana, muchos edificios fueron diseñados con forma irregular por exigencias arquitectónicas. Los sistemas estructurales tradicionales anti-sísmicos no siempre han podido cumplir los requisitos de seguridad estructural. En muchos casos, los sistemas de aislamiento sísmico son más seguros y más razonables, especialmente para las estructuras con forma irregular.

Incluso en la muestra de los países que aplican varias de las nuevas tecnologías de disipación sísmica, muestran una tendencia creciente en su utilización, esta tendencia continuará a una velocidad elevada, sobre todo para los edificios residenciales, muchos de los cuales están hechos de piedra (Martelli y Forni, 2007), y de esta manera continuar con los grandes logros realizados hasta ahora, como el de los 50 bloques de edificios nuevos, en el centro residencial en Pekín (Martelli y Forni, 2007). Discernirse ahora, así como en Japón, el uso de aisladores en los edificios y las primeras aplicaciones de suelo artificial, además de

aislamiento de fases sísmicas, en la base o (si es muy ligero) a nivel de la cubierta, en el que el aislamiento de base para la protección de plantas industriales (por ejemplo, con las primeras aplicaciones tanques chinos para gas natural licuado mostrado por Martelli y Forni, 2007) y la protección sísmica de edificios históricos y monumentos individuales con dispositivos de aislamiento sísmico o SMAD.



Ilustración VI-2.- Primera aplicación moderna de aislamiento en Shantou, China

Como ejemplo tenemos el edificio en Shantou, (Ilustración VI.1) se tiene una vista del nuevo sótano del edificio, con los aislantes y tuberías ya instaladas (izquierda), la edificación residencial aislada sísmicamente con HDRB en Shantou, en 1994, la primera aplicación de aislamiento chino moderno (centro) observe y tenga en cuenta las escaleras de acceso, con destino a la superestructura, y la brecha vertical, que tiene con respecto al terreno circundante y con finalización de su construcción en julio de 2008, donde se usó el nuevo tipo de HDRB (sistema italiano), protegido de posibles ataques de ratas por medio de rejillas hábilmente conectados, de modo que no impidan la deformación lateral durante un terremoto (foto derecha).



Ilustración VI-1.- Proyecto "Isolation House Building on Subway Hub" en Pekín, China y la maqueta a escala, usada en la mesa vibradora para el estudio de vibración

También podemos señalar como una de sus principales aplicaciones en Edificios con Aislamiento es el proyecto llamado "Isolation House Buildings on Subway Hub", que se encuentra cerca del centro de Pekín (Ilustración VI.2), que es en este momento la mayor aplicación de las Tecnologías de Aislamiento en todo el mundo.

El proyecto fue construido en un terreno en el centro de Pekín, el cual previamente fue ocupado por el Ministerio de Comunicación de la ciudad (City Authority) como un gran punto de concentración de vías de comunicación de los trenes del subterráneo, pero el valor del terreno en tan céntrica zona, llevo a las autoridades a buscar un proyecto, en el cual, respetando las vías, construyo encima de ellas un conjunto residencial de edificios y eliminando hasta la vibración producida por los trenes.



Ilustración VI-3.- Vista de los edificios del "Isolation House Building on Subway Hub"

El Proyecto consiste en la construcción (que estaba casi terminado en junio de 2005) de cincuenta y siete edificios aislados de 9 plantas, con una superficie total de 480,000 m².

La particularidad de este proyecto es que todos los edificios han sido aislados por encima de un enorme y único piso de 2 planta como subestructura de 3 km² (1,500 m x 2,000 m), que contiene todos los servicios y las infraestructuras necesarias, incluso trenes y estaciones del subterráneo (Ilustración VI.3).

El objetivo ha sido optimizar el uso de una amplia zona central muy valiosa, que fue ocupada previamente por las líneas de tren y el metro, reduciendo al mínimo las vibraciones y el ruido subsiguientes.

Muy importante para esta aplicación fue el uso del aislamiento sísmico ya que permitió un ahorro del 25% de los costos de construcción: gracias a esto, fue posible financiar la instalación de un bloque de 50 edificios con 3 plantas en promedio, con un aumento de 100,000 m² de la superficie total.

En la imagen de los edificios (Ilustración VI.2), se puede observar la prueba en una mesa vibradora del modelo del conjunto, para poder emular el comportamiento ante un sismo intenso, de manera experimental.

Como otro ejemplo clásico en los últimos años en china podemos mencionar, algunas estructuras de edificios de viviendas con muros de mampostería, con alturas de 6 a 7 niveles y

de edificios con marcos de concreto reforzado (RC) con altura de 7 a 8 niveles, en construcción a partir de 1994 en China. La capa de cojinetes de goma, es decir, el aislador sísmico (HDBR), se encuentra en la parte inferior de la columna en el primer nivel ya que el edificio no tiene sótano. El nivel de diseño es el nivel de sismo máximo en China.



Ilustración VI-4. - Edificios de mampostería aislados en 1 piso para vivienda en China

El esfuerzo de compresión de rodamiento es casi 15 MPa.

El diseño sísmico horizontal de carga para la superestructura se redujo a ser 1/3 de la tradicional estructura antisísmica. La superestructura fue re-diseñada para disminuir la sección o refuerzo de los elementos estructurales.

El costo de la construcción de aislamiento ahorró alrededor del 4% en comparación con el costo del sistema tradicional anti-sísmico de este tipo de edificios. Y el nivel de seguridad aumenta en 2,5 veces del sistema tradicional de estructura antisísmica (Ilustración VI.4).

Hay cerca de 50 edificios de este tipo que se han construido en China.

También se puede hablar de diferentes museos y salas de exposición que tienen sistemas de aislamiento sísmico para preservar tanto la estructura como los contenidos (obras de arte o piezas arqueológicas) en exposición dentro de los edificios (Ilustración VI.5).

Estos han sido preparados para resistir sismos en zonas de riesgo, buscando mantener tanto a los visitantes como a los elementos expuestos fuera de peligro y de daño.



Ilustración VI-6.- Estadio Deportivo en China, Estadio Central de Tianjin, China

En el tema de Estadios deportivos, también se han ocupado sistemas de aislamiento, como el estadio chino de 23.000 m², protegido por aisladores RB y amortiguadores viscoelásticos VD cuyo aislamiento ha resultado en la reducción de la respuesta sísmica en un factor de 4,2 veces.



Ilustración VI-5.- Museo de 13 niveles con estructura de Concreto Reforzado, con aislamiento en China

El Estadio Central Olímpico de Tianjin es un estadio deportivo, situado en la ciudad de Tianjin (China), que durante los Juegos Olímpicos de 2008 se constituyó como una de las sedes los encuentros deportivos entre países (Ilustración VI.6).

Otro de los espacios deportivos es el nuevo edificio del Autódromo de Fórmula 1 en Shanghái, el cual tiene aisladores en el centro de prensa y el restaurant del autódromo para evitar la vibración en estas áreas y poder cumplir con los requerimientos sísmicos de la región (Ilustración VI.7).

En edificios públicos tenemos también varios ejemplos en la ciudad de Beijing principalmente, comenzado quizá por el más emblemático de los edificios públicos.

Este lo constituye el Grupo de los edificios de la sede de la Administración Sismológica de China en Beijing construido en una sola placa aislada de tierra artificial.

En las fotos podemos ver el edificio casi finalizado y en la otra foto se puede apreciar el momento de construcción de la gran placa aislada de "terreno artificial" donde se desplanta el edificio en cuestión.



Ilustración VI-7.- Autódromo de F1 en Shanghái, China

Asimismo en las ciudades cercanas como la Provincia de Cantón, (esto se encuentra cerca de la ciudad de Hong Kong), se puede apreciar edificios de varios niveles de uso mixto con aisladores de neopreno en la base.

Los cuales al igual que el proyecto de Pekín, se asientan en una gran losa de estacionamiento y comercios, de la cual se desplantan los edificios en cuestión (Ilustración VI.9).



Ilustración VI-8.- Edificios públicos en Pekín, China

En China, a raíz del excelente comportamiento de edificios aislados durante el terremoto de Wenchuan del 12 de mayo 2008, muy diferente a lo que ha sucedido en las estructuras

basadas sistemas convencionales, se espera que en un futuro próximo, esto sirva de arranque para un mayor uso de los sistemas y dispositivos de disipación sísmica, sobre todo tomando en cuenta que por encima de la edificios aislados, se observó que, además, dos edificios de marcos de concreto reforzado, había uno, de 6 pisos, que pasa a ser el primer edificio construido de esta manera indemne ante un terremoto violento.



Ilustración VI-9.- Edificios con aisladores en Cantón, China

Construido en Wudu en 1999, lo que parece haber sido el primer edificios aislado en el mundo que ha logrado salir ileso de un terremoto con $PGA > 0,17 \text{ m/s}^2$.



Ilustración VI-10.- Edificio aislado que sobrevivió al sismo de Wenchuan (2008) en Wudu, China

Los problemas económicos de los edificios de aislamiento se están estudiando en China ¿Cómo disminuir el costo de los edificios con aislamiento sísmico y también mantener el alto nivel de seguridad? este es el problema urgente que pidió ser resuelto.

Este problema influye directa y ampliamente en la aplicación de aislamiento sísmico para los edificios, sobre todo en algunas zonas sísmicas fuertes que la situación económica no les

permite gastar más dinero para la construcción del edificio. Muchos expertos chinos están encontrando algunos métodos de diseño óptimo para reducir el costo de los edificios de aislamiento, también aumenta el nivel de seguridad, y todavía tienen que conseguir grandes progresos para resolver este problema.

Las obras de ampliación de los campos de aplicación de aislamiento sísmico se están haciendo ahora. En algunos casos, como por ejemplo, para edificios de gran altura, o para edificios estructurales flexibles que tienen un periodo natural estructural bastante largo; para efectos de sitio con suelos suaves (soft soil) puede dominar el periodo natural del sitio que es bastante largo; para algunas áreas que están cerca de las fallas activas y donde el movimiento de tierra vertical es muy significativo, mientras que los terremotos tienen su ocurrencia.

Muchos chinos han hecho algunos diseños y proyectos exitosos de pruebas de investigación para la solución de estos problemas.

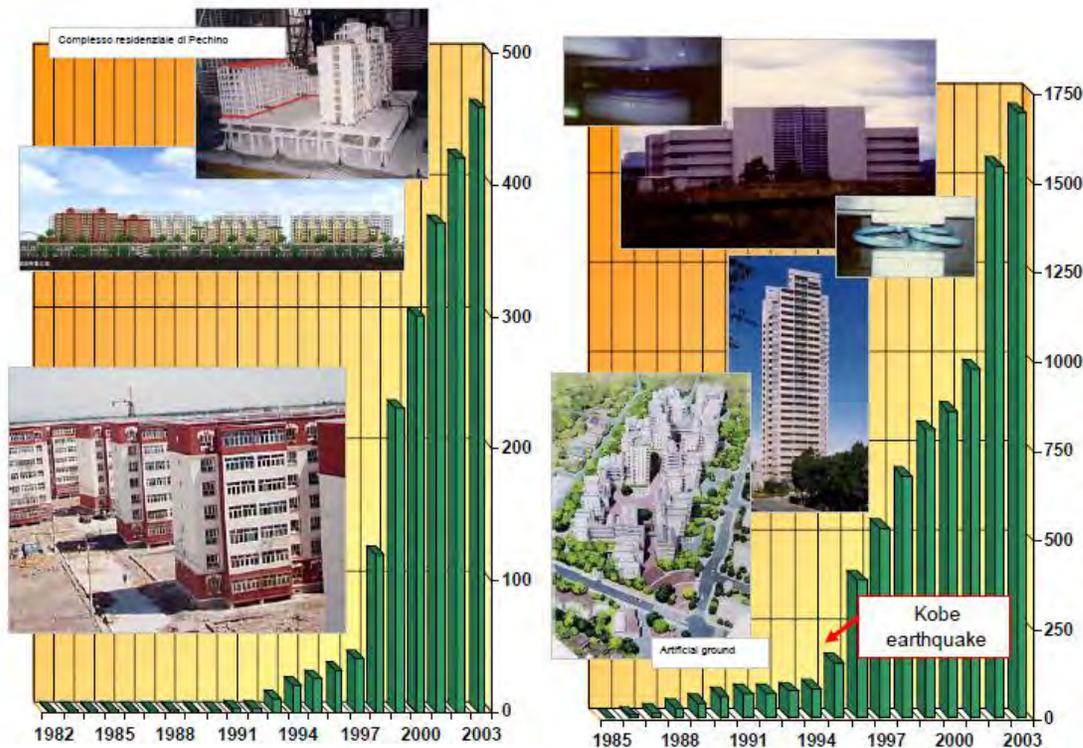


Ilustración VI-11.- Comparativa en el uso de Aislamiento sísmico entre China y Japón

Algunos nuevos sistemas de aislamiento sísmico se están encontrando. El aislamiento y el aislamiento en pisos superiores (Top Story) son ampliamente utilizados para la modificación de los edificios existentes. La mezcla de aisladores de rodamientos de goma con una capa de deslizamiento de fricción se utiliza en algunos casos. Una serie de pruebas en la mesa vibradora para los modelos de estos nuevos sistemas de aislamiento sísmico se han llevado a cabo en la Universidad de Guangzhou (antigua Universidad de la Construcción del sur de China).

La razón de un gran número de pruebas y las investigaciones para cojinetes de goma que se han hecho sirven para mantener la alta calidad y una amplia aplicación con precios bajos en China. Muchos trabajos de investigación y pruebas experimentales que se están haciendo en la Universidad de Guangzhou ahora, tal como, los nuevos detalles y diseño óptimo para aisladores; pruebas para la permanencia de los aisladores; las pruebas de tiempo de fluencia de los cojinetes de goma en carga constante; los aisladores actúan simultáneamente por las fuerzas de corte, vertical carga y momentos.

Proporcionar a los productos de rodamientos de aislamiento de alta calidad y bajo costo para satisfacer las grandes demandas de los cojinetes de caucho en China y otros países del mundo, es el fin último de todos estos esfuerzos.

Como arranque de nuestro siguiente punto veamos una comparativa del crecimiento del uso de la disipación sísmica entre Japón y China, donde se ve claramente que Japón lleva una ventaja de estos sistemas sobre todo impulsado por los resultados catastróficos del terremoto de Kobe de 1995.

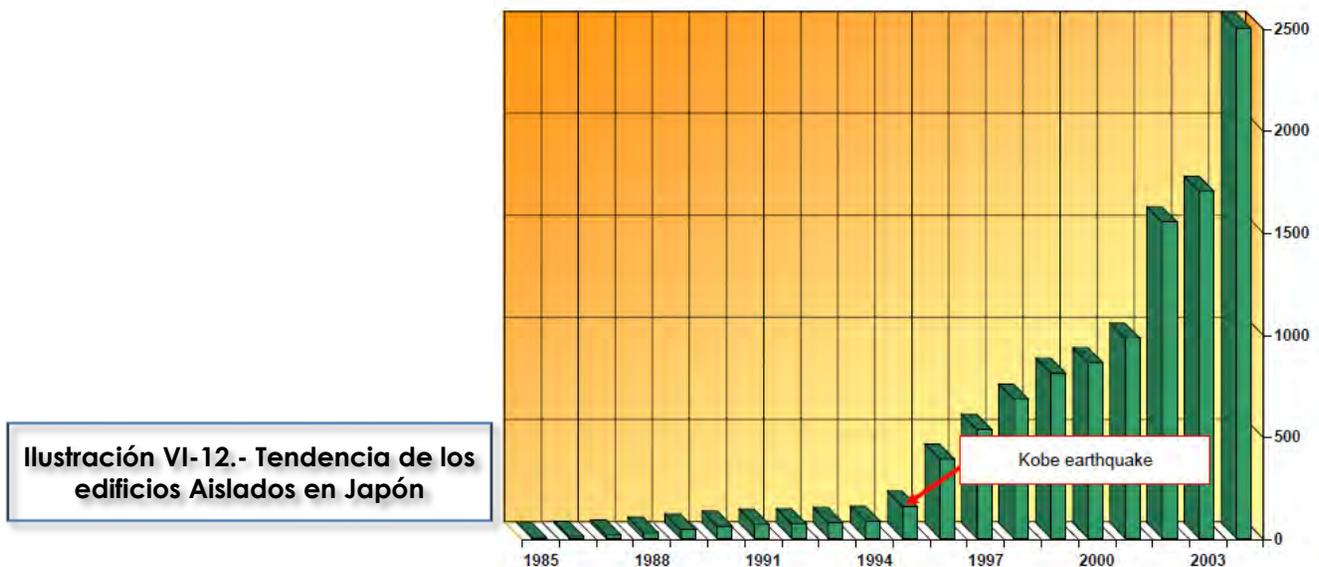


Ilustración VI-12.- Tendencia de los edificios Aislados en Japón

Como puede verse claramente en Japón supera 3 a 1 el uso de los sistemas disipadores de energía sísmica a China (Ilustración VI.11).

VI.02. Disipadores y Aisladores en Japón.

Entre los principales eventos que detonaron el tema, podemos ubicar dos que ocasionan el desarrollo del aislamiento sísmico en Japón, uno es la Presentación especial de la exhibición de Aislamiento Sísmico y Control de Respuesta para Estructuras Nucleares y No-nucleares (Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-nuclear Structures), dentro del marco de la 11ª Conferencia Internacional en Mecánica Estructural en Tecnología de Reactores (11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, SMiRT 11), la cual del 18 al 23 de agosto de 1991, en Tokio, Japón, presento los desarrollos de varias constructoras japonesas sobre trabajos e investigaciones realizadas hasta antes de esta fecha, y finalmente el siguiente evento que ocasiona el Boom que vivió Japón, fue el sismo de Kobe el 17 de enero de

1995, que al ocasionar grandes daños, los dueños de los edificios buscaron proteger sus inversiones con mejores tecnologías.

El Diseño Sismo Resistente siempre ha tenido una alta prioridad en Japón, y algunos mecanismos para la protección de estructuras, incluyendo formas de aislamiento, han sido desarrollados ahí. Los Ingenieros Estructurales Japoneses generalmente diseñan edificios con más resistencia sísmica que sus similares de Europa o Estado Unidos, y están considerados los diseños más costosos.



Ilustración VI-13.- Imagen del Sismo de Kobe, Japón (1995)

El uso de aisladores para diseño sismo resistente es también activamente utilizado en Japón, con la terminación del primer edificio moderno alto con aislamiento de base en 1986, e incrementando el nivel de alrededor de 10 edificios aislados por año en 1990 y 1991. El porcentaje de construcción de edificios aislados ha ido incrementando en alrededor de 4 a 5 edificios más por año debido a la problemática económica y en el momento del sismo de Kobe en enero de 1995 (Terremoto Hyogo Ken Nanbu) este número era de alrededor de 80 edificios aislados por año, pero se puede ver en las gráfica (Ilustración VI.12) que esto se incrementó notablemente.

A partir de este evento y el excelente comportamiento de muchos de los edificios aislados, el incremento anual de los mismos se ve cómo crece de manera casi exponencial.

También la falla de estructuras importantes, como el viaducto Hanshin en Kobe, permitió reconocer la importancia de la infraestructura para la reconstrucción después de un terremoto (Ilustración VI.13).

Todos los Proyectos de aislamiento en Japón son aprobados por un Comité Permanente del Ministerio de Construcción. En el momento en que algunos de los edificios han estado terminados y han experimentado terremotos, en algunos casos ha sido posible comparar la respuesta con edificios adyacentes de estructura diseñada de manera convencional. En todos

los casos que se han realizado dichas comparaciones, la respuesta de los edificios aislados ha sido altamente más favorable, particularmente para los grandes movimientos con altos niveles de aceleración.

El sistema más común usado en el pasado ha sido cojinetes de caucho natural con amortiguadores mecánicos o almohadillas de caucho con conectores guiados, y recientemente se ha incrementado el uso de aisladores de caucho natural de alto amortiguamiento.



**Ilustración VI-14.- Centro de
Cómputo Postal en la prefectura
de Kobe, Japón**

Actualmente el edificio más largo del mundo con aislamiento de base, es el Centro de Computadoras del Servicio Postal Japonés del Oeste (West Japan Postal Computer Center), localizado en la prefectura de Kobe.

Esta estructura de seis niveles y de 47,000 m² (506,000 pies cuadrados), esta soportada en 120 aisladores elastoméricos, con un número adicional de amortiguadores de acero guiados. Este edificio, el cual tiene un periodo aislado de 3.9 segundos y está localizado aproximadamente a 30 km (17 millas) del epicentro del Terremoto de Hyogo Ken Nanbu (Kobe) de enero de 1995, y experimento severos movimientos en este terremoto.

El pico de aceleración del terreno obtenido con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) bajo los aisladores fue de 400 cm/seg² (0.41 g) y la reducción obtenida por el sistema de aislamiento fue a 127 cm/seg² (0.31 g) (SRSS) en el sexto piso.

La estimación del desplazamiento de los aisladores fue alrededor de 12 cms (4.7 pulgadas). Este edificio aislado no sufrió daño alguno, pero un edificio de seis niveles adyacente al centro de cómputo, de base fija, reporto haber experimentado cierto nivel de daño (Ilustración VI.14).

Debido al resultado del comportamiento del Centro de Computadoras del Servicio Postal Japonés del Oeste (West Japan Postal Computer Center), se ha presentado un rápido incremento en el número de solicitudes de permisos para edificios con aislamiento de base, especialmente en edificios de apartamentos y condominios.

Durante el reporte de la primera reunión de la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico, (JSSI, 1993), se decía "El número total de edificios con aislamiento de base revisados por el Comité Especial Permanente del Ministerio de Construcción, hasta marzo de 1997, estaba en 393, y la proyección para los siguientes años se estimaba alrededor de los 200 edificios por año. De los 339 proyectos, 228 eran para edificios residenciales y 84 eran para edificios de oficinas. Otros proyectos incluyen Hospitales (31 proyectos) y edificios gubernamentales locales (22 proyectos). En este momento también se han estado revisando proyectos de reestructuración." Y podemos constatar que al día de hoy los últimos reportes de los especialistas en el tema como la sociedad italiana de aislamiento (Martelli e Forni 2009), ha confirmado estas tendencias que se veían en 1997.



Ilustración VI-15.- Edificio de RC en Japón con aislamiento de base

Un pequeño edificio de oficinas con aislamiento de base y cojinetes de neopreno de alto amortiguamiento el Instituto de Investigaciones Técnicas de la Matsumura – Gumi (Matsumura-Gumi Technical Research Institute) también fue afectado por el terremoto de Kobe de 1995, y tampoco presenta daño y su comportamiento exhibido fue similarmente satisfactorio (Ilustración VI.15).

En las fotografías pueden observarse los aisladores de base con sus protecciones en color para evitar que el neopreno sea atacado por animales, estos están colocados a nivel de la cimentación, de esta manera el contorno de las oficinas conserva una separación entre el piso y el desplante del edificios mismo, así como las juntas elásticas de las instalaciones que pasan a los pisos superiores de la estructura.

La importancia también del aislamiento es que se conserva el mobiliario y demás partes integrantes de las oficinas sin daño, lo que permite continuar las labores cotidianas sin mayor problema.

Basado en el apartado anterior, no es sorprendente que, como resultado del terremoto Hyogo-ken Nanbu de 1995, y el número de terremotos sucesivos y el constante buen comportamiento de edificios sísmicamente aislados o protegidos con sistemas disipadores durante tales eventos y también gracias a la disponibilidad de la legislación con un adecuado y específico apartado para Normar el tema desde 2000, así como la liberalización del uso del aislamiento sísmico desde 2001 (Martelli y Forni, 2007), Japón está consolidando cada vez más su liderazgo en el mundo, tiene una larga experiencia al día de hoy con más de 5,000 edificios aislados, además de otros 2,800 sistemas disipadores protegiendo Edificios y una serie de puentes, viaductos e infraestructura.



Ilustración VI-16.- Rascacielos en Japón con aislamiento de Base (SI), en el gráfico inferior se muestra la colocación de las placas para resistir tensión en el Aislador

En este país, la tendencia es ahora aislar y amortiguar, más que construir estructuras muy robustas, por un lado, también existe la tendencia de tener rascacielos y grupos de edificios soportados por una única estructura aislada grande.

Como ejemplo de lo anterior mencionaremos el siguiente edificio alto, construido en Tokio en el año 2000, el cual consta de una altura de 87.4 mts, y tiene un periodo de vibración de 4 segundos ($T=4$ s), el cual fue aislado con 30 aisladores elastomericos de base de bajo amortiguamiento (LDRB Low Damping Rubber Bearing), y con 99 disipadores elastoplásticos (EDP). Esta se puede considerar la primera aplicación de aislamiento sísmico en rascacielos en Japón.



Ilustración VI-17.- Tres Torres del Complejo "Island Tower Sky Club" en Fukuoka City, Japón

En la (Ilustración VI.16.) Se pueden observar los aisladores elastomericos de base de bajo amortiguamiento que a su vez, con el arreglo en la cimentación, a la cual están fijados con una placa de acero (Wing plate) absorben esfuerzos de tensión si pasarlo totalmente al aislador de base elastómerico que normalmente trabaja a compresión.

Esto permite un comportamiento adecuado ante sismos que tengan una componente de aceleración vertical, como sucede en los terremotos de epicentro cercano al lugar (efectos de sitio cercano), siendo una de las dudas importantes de los esfuerzos sísmicos a absorber en el caso de los rascacielos y edificios altos y esbeltos.

Continuando con las aplicaciones en Japón de los edificios con alturas importantes mencionaremos dos de las más recientes.

Otra de las aplicaciones que fue presentada y estudiada profusamente es el proyecto de las tres torres del "Island Tower Sky Club" el cual consta de una altura de 145.30 mts. Con 42 niveles sobre el terreno y se distingue por tener tres secciones de "Sky Gardens" es decir, unas plataformas a manera de jardines, con las cuales las Torres se conectan en tres niveles permitiendo la iluminación entre ellas (Ilustración V.17).

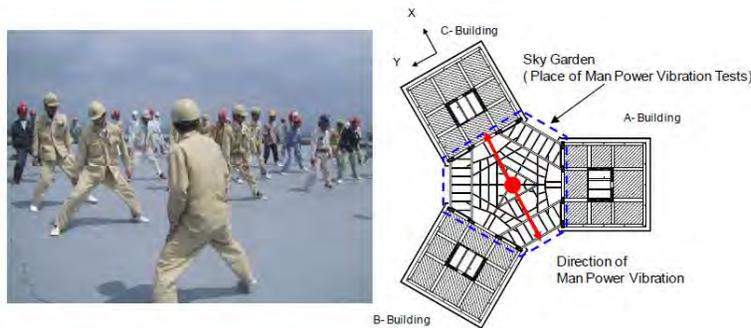


Ilustración VI-18.- Prueba de vibración humana

Para el proyecto que arranco en 2006 y fue completado en 2008, se usaron 30 aisladores de base de neopreno (NRB), 43 aisladores de baja fricción por deslizamiento (LFSB), 12 amortiguadores visco elásticos (VD) y 6 amortiguadores metálicos (MD) que permitieron la interconexión de las torres.

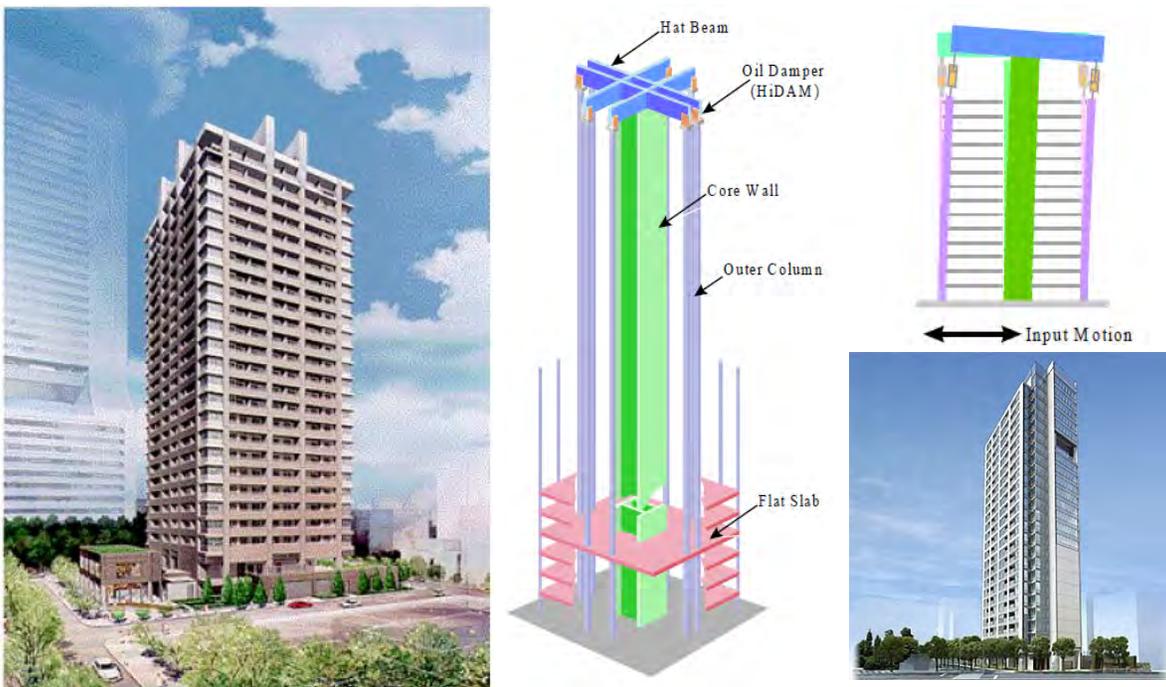


Ilustración VI-19.- Shiba Park Tower en Tokio, Japón

Nishimura, Ishide, Yamamoto, Sone y Kushibe (2008) presentaron los estudios pertinentes incluyendo una prueba de vibración realizada en el piso superior de la estructura con una excitación con esfuerzo humano (Ilustración VI.18), es decir colocaron a 50 trabajadores en una

placa en ultimo nivel y los hicieron moverse rítmicamente para estudiar la respuesta de vibración del edificios y ajustar los desplazamientos con los amortiguadores conectados y sin conectar.

Shiba Park-Tower, una torre residencial de 29 pisos, se encuentra en Minato-ku, Tokio. Es de planta rectangular, mide 32,5 por 36.0 mts. Tiene una superficie total de aproximadamente 32,300 m² y se 90m de altura, cuenta con 25 pisos por encima del suelo se utilizan como un condominio de viviendas con pisos de altura de entre 3,2 a 5,0 m, y 3 pisos bajo tierra utilizados principalmente como un aparcamiento y salas de máquinas (Ilustración VI.19).

El diseño del proyecto se inició en 1997, y después de varios diseños de ensayo, el sistema de marco Super-RC se adoptó debido a su flexibilidad en el impacto a planificación arquitectónica. La planta típica, en la que cuatro paredes en forma de "L" alrededor de núcleo del hueco del ascensor y las escaleras están conectadas por cuatro vigas de acoplamiento. Las Columnas exteriores y vigas perimetrales poco peraltadas componen marcos perimetrales con grandes aberturas.

Las vigas superiores son de 3,5 m de peralte entre las paredes principales y las columnas exteriores, son la que "cargan" la estructura desde arriba. Los Amortiguadores de aceite se instalan en el extremo de cada barra en U, con un coeficiente de amortiguamiento de $C = 4.9 \text{ kNs/mm}$.

Las Losas de 30 a 40 cms de espesor son post-tensado mediante tendones unidos y sin unir.

En esta construcción, vigas de acoplamiento y amortiguadores de aceite operan juntos para reducir la vibración de la estructura bajo excitación de un terremoto.

La tarea de las primeras es suprimir las deformaciones excesivas en los niveles más bajos y el de los segundos es suprimir aquellas deformaciones en los niveles superiores.

En el punto siguiente hablaremos de un edificio donde se aprovechó el helipuerto del último nivel para colocar un sistema híbrido que permitiera el control de las vibraciones sin desaprovechar las áreas de renta.

La torre "Aplauso" en la ciudad de Osaka, tiene un altura de 161 mts, con 34 pisos y un uso actual de oficinas, tiene un sistema híbrido de disipación de energía en la azotea del mismo, con una masa pendular que se coloca en el mismo espacio del helipuerto, para aprovechar al máximo el espacio de la torre misma, en una ciudad (Osaka) donde el costo del metro cuadrado de construcción llevo a los inversionistas a no desaprovechar ningún espacio (Ilustración VI.20).

También en Tokyo tenemos un complejo de 21 edificios de entre 6 y 14 pisos, todos construidos en una sola placa de suelo artificial en Sagamihara (Tokyo), aislado con 48 aisladores (plomo o soporte de goma LRB), 103 aisladores deslizantes (dispositivo SD) y 83 aisladores de bola (Ball Bearing o BB). El aislamiento sísmico ha aumentado el periodo de vibración de la superestructura (111.600 t) en $t = 6,7 \text{ s}$, con un desplazamiento de diseño de 800 mm.

En la fotografía del proyecto podemos ver el estacionamiento que se encuentra en la gran placa de "suelo artificial" sobre el que se desplantan los edificios aislados.



Ilustración VI-21.- Edificio "Aplauso" en Osaka, Japón



Ilustración VI-20.-
Complejo de Edificios
Sagami-hara, Tokyo, Japón



En los últimos años, los requerimientos de seguridad estructural se han reflejado en las casa habitacionales, y Japón no es la excepción donde se ha buscado que también las casa unifamiliares tengan aislamiento de base, que las proteja de un sismo, este esfuerzo que fue el que impulso inicialmente al Dr. Pall en Canadá, donde no tuvo una respuesta fuerte de los dueños de casas unifamiliares, en Japón al igual que en Italia, está creciendo de manera importante en los últimos años, aquí se muestran uno de los casos donde se usó el sistema de aislamiento con 4 aisladores de base tipo elastómerico de alto amortiguamiento tipo LRB's y 2 amortiguadores tipo SD (Ilustración VI.22).

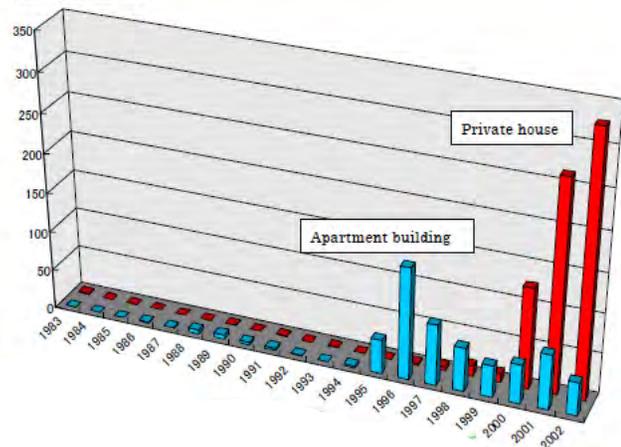


Ilustración VI-22.- Crecimiento del aislamiento en casas unifamiliares en Japón y Casa Unifamiliar con aislamiento

En la gráfica se puede apreciar como ha ido en aumento despues del sismo de Kobe (1995) y de la aprobación de las nuevas normas de construcción (2000) donde ya no es necesario someter a aprobación de un Comité del Ministerio de la Construcción el proyecto para su autorización, solo basta que cumpla con los requerimientos impuestos en las Normas y recomendaciones, siempre que no se trate de un proyecto muy grande y complejo, que en su caso si requiere de revisiones por parte del Comité (Ilustración VI.22).

También tenemos aplicaciones en museos y en esculturas y obras artísticas y religiosas que se quieren conservar a salvo de los terremotos severos, como el caso de la obra "La Puerta del Infierno" del artista Auguste Rodín, que se encuentra en el Museo Nacional de Arte Occidental en el parque Ueno en Tokyo, y en la prefectura de Shizuoka, Japón.

Esta obra fue protegida de la posibilidad de un terremoto mediante un sistema de aisladores de base que le permiten evitar el daño en un terremoto, a pesar que este bronce es una de las copias del original que se hizo con el yeso original trabajado por el artista hasta su muerte, tiene un alto valor para el pueblo japonés y representa una escena extraída de las Obra de Dante Aligeri "la Divina Comedia" (Ilustración VI.23).

Situado en el templo Kotokuin, en Kamakura, la estatua de bronce gigante encarna al Buda Amida Nyorai. Tiene alrededor de 11.3 m de altura (13.35 m con pedestal) y un peso de 125 toneladas, el Kamakura Daibutsu se financió enteramente con donaciones.



Ilustración VI-23.- Escultura Monumental de Buda, con aislamiento sísmico, Kamakura, Japón

Ilustración VI-24.- Las Puertas del Infierno de August Rodin, Tokyo, Japón



Fundido en 1252, la estatua fue ubicado inicialmente en una estructura de madera, pero que la estructura fue destruida por una violenta tormenta en 1335, reconstruido y nuevamente destruida en otra tormenta en 1495.



Ilustración VI-25.- Templo Budista Jyorakuin en Tokyo Tachikawa, se muestra el gran amortiguador y los aisladores deslizantes esféricos

Desde entonces, la estatua se ha sentado al aire libre sin protección contra los elementos.

En 1923, la base de la estatua fue dañada en el gran terremoto de Kanto y posteriormente reparada.

En 1960, el cuello de la estatua y su base se reforzaron para ayudarle a sobrevivir futuros terremotos, con aisladores sísmicos tipo RB's (Ilustración VI.24).

También dentro de la protección de patrimonio cultural de Japón se encuentra los esfuerzos de conservación del templo de Jyorakuin en Tokyo Tachikawa, el cual es un bello templo de madera, que tiene como protección a terremotos 20 aisladores esféricos de reposicionamiento de tres tamaños diferentes, tres pares de aisladores de neopreno tipo RB's (con el propósito de reposicionar) y un gran amortiguador tipo LD (Ilustración VI.25).

Este templo budista es un claro ejemplo de los esfuerzos del Pueblo Japonés por conservar su pasado histórico de los terremotos.



Ilustración VI-26.- Nuevas Estructuraciones con Aislamiento Sísmico

Algunas estructuraciones innovadoras se han estado extendiendo en Japón, impulsadas por el uso de los sistemas de disipación sísmica, que permiten usos más atrevidos de estructuras en el futuro.

Finalmente en Japón empezó el uso de los sistemas de aislamiento tridimensional (3DD) y se iniciaron las principales aplicaciones de aislamiento sísmico tanto para la preservación del patrimonio cultural, así como en el sector industrial.

En las aplicaciones de estos últimos campos se refieren en particular a la protección de las instalaciones nucleares (Martelli y Forni, 2007) y a la de Plantas de producción de semiconductores, que son especialmente vulnerables incluso a pequeñas vibraciones, tres de estos establecimientos se han completado (Higashino y Kani, 2009).

El tema de la Planta Nuclear de Fukushima y el sismo de Tohoku, 2011, escapa a los alcances de este trabajo, sobre todo por el impacto del Tsunami, que requiere un estudio aparte por las características de la destrucción que provoca.

Es claro que los impactos por el Tsunami en las costas de Japón merece un estudio independiente.

VI.03. Disipadores y Aisladores en Taiwán.

En Taiwán, como se ha mencionado por Martelli y Forni (2007), el inicio de las aplicaciones se debe al terremoto Chi Chi de 1999, después de que se aprobó a la Legislación Nacional, promoviendo el uso de los sistemas modernos de diseño sísmico, en este país, a mediados de 2007, ya se estaban construyendo o se habían completado 29 edificios aislados (hospitales, sobre todo al principio, pero más recientemente los edificios residenciales), más de 20 puentes y viaductos, y en 2005 ya había 85 edificios protegidos por diferentes sistemas de disipación sísmica.



**Ilustración VI-27.- Tzu-Chi
Medical Center en Hualien,
Taiwan**

El primer edificio aislado que veremos es el Centro Medico Tzu-Chi, en Hualien, Taiwán, el cual tiene 11 niveles, es una estructura de Concreto Armado y fue aislado con 74 aisladores tipo aisladores neopreno de Bajo amortiguamiento (LRB's), y 14 Aisladores de base deslizantes (SB's), y tiene un espacio reservado para la colocación de 70 cms. en la cimentación (Ilustración VI.27).

El siguiente edificio es el centro Médico de Taipéi, también denominado Tzu-Chi, el cual es una estructura de Concreto Reforzado que cuenta con 15 niveles, y se encuentra en la cuenca de Taipéi, por lo cual se le considera efecto de sitio y se tiene que prevenir para largos desplazamientos no deseados (Ilustración VI.28).



Ilustración VI-28.- Tzu-Chi Medical Center en Taipei, Taiwan

Se utilizaron 161 aisladores de base de bajo amortiguamiento (LRB's), 54 aisladores de base (RB's) y 4 aisladores de base deslizantes (RB's).

Para evitar los desplazamientos largos, se colocaron Amortiguadores viscoelásticos y amortiguadores por deformación (Coil Damper).

El siguiente hospital es el Centro Medico Tzu-Chi en Taichung, que es una estructura de concreto reforzado, con 14 niveles, y que tiene un sistema de asilamiento de base con 261 aisladores de base de bajo amortiguamiento (LRB's) y 99 amortiguadores viscoelásticos (VD's) se pueden observar los aisladores durante la construcción (Ilustración VI.29).



Ilustración VI-29.- Tzu-Chi Centro Medico en Taichung, en Construcción

El siguiente es el Centro de Operaciones de Emergencia de la Ciudad de Taipéi, el cual es un edificios de Concreto Prefabricado Reforzado, y tiene el sistema de aisladores de base instalados en el sótano, contando con 36 aisladores de base de bajo amortiguamiento tipo LRB's (Ilustración VI.30).

En las fotografías se observan los aisladores que se colocan durante la construcción del Centro de Operaciones de emergencia, así como uno de los aisladores de Neopreno tipo LRB's colocado en la cimentación del edificio.



Como uno los edificios importantes se encuentra el Edificio del centro de Investigación de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Taiwan, el cual tiene 1 sótano, 9 niveles y 2 penthouses en la azotea, con un área total de 10,084 m² y el sistema de aislamiento de base se encuentra sobre el primer nivel.



Constituyen el sistema de aislamiento, 19 aisladores de base tipo LRB's y 6 Amortiguadores viscoelásticos tipo VD's, (Ilustración VI.31).

Finalmente cierran este capítulo las obras más representativas de los rascacielos en Taiwan uno de ellos que ya se encuentra terminado y se puede visitar, y el otro se encuentra en proceso de construcción.

El Edificio Taipei 101 con una altura de 508 metros, 101 niveles, y cuenta con un sistema de disipación de energía tipo Péndulo de Masa (Pendulum TMD) con una masa de 680 toneladas, o grupos de cables para suspender la masa, 9 amortiguadores viscosos primarios y un sistema de monitoreo (Ilustración VI.32).



Ilustración VI-32.- Torre Taipei 101, imagenes del Mass Damper en su estructura

Se inició su construcción en 1997 y se terminó aproximadamente en 7 años. Según sus técnicos puede soportar terremotos de hasta 7 grados en la escala de Richter y vientos de más de 450 km/h. La importante capacidad de absorción de movimiento de masas en esta estructura, reside en un amortiguador de masa formado por una gigante bola dorada de acero de 680 toneladas de peso compuesta de planchas metálicas en el piso 92 que se suspende sobre tensores desde su parte alta y en su base sujeta con bombas hidráulicas, siendo el más grande y pesado a nivel mundial. Cuando el edificio se mueve en una dirección el amortiguador

lo hace en dirección contraria absorbiendo la energía de movimiento sirviendo de contrapeso mecánico contra las vibraciones limitándolas y estabilizando el edificio. Está dividido en 8 segmentos de 8 pisos, y es el único amortiguador que está a la vista del público en general.

Además 8 supercolumnas lo sujetan por la base; construidas en hormigón armado y acero, lo abrazan hasta el piso 26, mientras otras 32 columnas suben hasta la planta 62. Los cortes en las esquinas disminuyen la fuerza del viento y una compleja malla de acero lo abraza formando un cinturón que hace un estrechamiento en la parte baja del edificio y llega hasta la planta 34.



Ilustración VI-33.- Torre T&C en Taipei, Taiwan

El ascensor fabricado por la empresa Toshiba tiene la plusmarca mundial en velocidad: en apenas 37 segundos lleva a 30 personas desde el quinto piso hasta el piso 101. Posee un sistema de sellado hermético similar al de un avión para evitar molestias en los oídos a las personas que viajan en él.

El segundo edificio es el T&C Tower el cual se encuentra era el más alto, hasta la terminación de la construcción del Taipei 101, y tiene un sistema de Masa Deslizante (tradicional sliding TMD) como Disipación de energía (Ilustración VI.33).

El Tuntex Sky Tower, o los T & C Tower o 85 SKYTOWER (la Tuntex y Chien-Tai Tower, China: 高雄 85 大楼), es un rascacielos de 85 pisos ubicado en Lingya District, Kaohsiung, Taiwan.

La estructura es de 347.5 m (1140 pies) de alto. Una antena empuja a la altura del edificio de 378 m (1,240 pies).

Construido a partir de 1994 a 1997, es el rascacielos más alto de Kaohsiung, y fue el más alto de Taiwan hasta la finalización del Taipei 101.

El edificio fue diseñado por C. Y. Lee & Partners y Hellmuth, Obata y Kassabaum, y tiene un diseño inusual 'púa' con dos secciones de 39 pisos separados, que se funden en una sola torre central que se elevaba a una aguja. Este diseño único deja un espacio sustancial por debajo de la parte central de la torre. El diseño está inspirado en el carácter chino Kao (o Gao 高), que significa "alto", y también el primer carácter en el nombre de la ciudad. John W. Milton fue director del proyecto en nombre de Turner International Inc (Nueva York), una filial de Turner Construction.



Ilustración VI-34.- Vista nocturna del C & T, Tower

El edificio es propiedad del Grupo Tuntex (Chien-Tai es una filial) y es no es únicamente de oficinas, sino que incluye un espacio residencial, un centro comercial y el hotel Splendor Kaohsiung, el cual ocupa del 37 ° al piso 70°.

Posee una plataforma de observación en el piso 75 y ofrece vistas a la ciudad de Kaohsiung, el río del amor y el puerto de Kaohsiung, y se accede a este piso mediante ascensores de alta velocidad, capaces de alcanzar velocidades de 10.17 m / s.

VII. Desarrollo de Disipadores y Aisladores Sísmicos en Nueva Zelanda

En la década de los 70's se comenzó a estudiar la posibilidad de que se aplicara algún sistema de disipación de energía para reducir el riesgo sísmico al que se encuentran expuestas las estructuras en Nueva Zelanda, y al igual que Estados Unidos y Japón principalmente, aprendieron a utilizar primeramente el aislamiento de base, en sus primeras estructuras y la distancia hacia estos dos países ocasiono principalmente a que ellos desarrollaran sus propias investigaciones para construir sus aisladores de base. Este punto y las discusiones respecto a las primeras aplicaciones se puede revisar en la publicación de McKay et al. (1990).

Como comentario ponemos que el Dr. William H. Robinson originalmente trabajaba en sus inicio en el DSIR Physics and Engineering Laboratory, donde estudiaban en 1967, entre otras cosas, la deformación plástica de los materiales (por ejemplo en un choque de carros) y el impacto de los sismos (visto como golpe de deformación) a los materiales de las estructuras (Ilustración VII.1).



Ilustración VII-1.- Bill Robinson y Chris Gannon en un experimento sobre impacto, 1967, New Zealand

En estos tiempos Bill Robinson y Chris Gannon estudiaban juntos estos materiales y el Dr. William Robinson invento en ese momento (entre otras cosas) el aislador de base con una placa de neopreno, empacada entre capas de placas metálicas, para hacer un sándwich, y colocarlo en la base de las estructuras para resistir los movimientos sísmicos que impactan (tal y como un golpe) a las estructuras.

Durante largos años se dedicó a esta tarea investigando y desarrollando varios aisladores de base y amortiguadores de diferentes tipos aplicados a las estructuras, y fundó la empresa Penguin Engineering Ltd, la cual a su muerte en 2011 y como homenaje al Dr. Bill Robinson, se convirtió en Robinson Seismic Limited, empresa que continúa el desarrollo de los aisladores de base y su aplicación ahora en todo el mundo.

De esta manera se comenzó la instalación de uno de los dispositivos más emblemáticos de los Sistemas de Disipación de Energía Sísmica, para protección de las estructuras, comenzando de esta manera la era moderna de los dispositivos antisísmicos.



**Ilustración VII-2.- Dr. William H. Robinson,
Auckland, New Zealand, 2000**

En el 2000, tuve la oportunidad de conocer al Dr. William H. Robinson, en Auckland, New Zealand, durante el 12 WCEE, y siempre fue un hombre muy amable y dispuesto a compartir con todo los ingenieros (Ilustración VII.2) su amplio conocimiento y su gran paciencia, para explicar temas tan complicados como el aislamiento sísmico. De esta manera se hizo un recorrido de la mayor parte de sus emblemáticas obras, sirviendo él de manera muy dispuesta como guía y recibiendo una gran descripción y comentarios de las mismas, tanto en Auckland y como en Wellington, en Nueva Zelanda.

Sirva el presente capítulo como una breve descripción de parte de esta visita en la tierra donde nació el Aislamiento Sísmico.

VII.03. Disipadores y Aisladores en Nueva Zelanda.

En este punto revisaremos varias de las estructuras que se construyeron en Nueva Zelanda durante los años de 1970 a la actualidad, en tres de las principales ciudades Auckland, Wellington y Christchurch, siendo la ciudad de Wellington la capital formal de New Zealand.

VII.03.1. PUENTE AURORA TERRACE, WELLINGTON, NZ

Una de las primeras aplicaciones realizadas fue el puente sobre la autopista Wellington, (Wellington Motorway), el cual fue aislado con unos dispositivos del tipo Amortiguadores por extrusión y otra parte del puente se apoyó en unas columnas de acero, que por deformación se pueden deslizar en un rango controlado por los amortiguadores.

Esto permitió al puente absorber los movimientos que se pudieran registrar durante el tránsito de carros en un día normal y los desplazamientos de expansión por cambios térmicos, además que el puente posee una inclinación fuerte, por lo cual los apoyos pueden llegar a moverse de manera diferente.



Ilustración VII-3.- Aurora Terrace sobre Wellington City, New Zealand

Este puente, denominado Aurora Terrace, que se encuentra sobre la autopista Wellington, en Nueva Zelanda fue una de las primeras aplicaciones desarrollada por el Dr. William Robinson, construido en 1974 (Ilustración VII.3).

Siguiendo en el tema de los puentes, tenemos el puente que un año antes se construyó en Puente Motu, en 1973, este consistió en reemplazar parte de un puente existente con una estructura muy ligera de acero de 170 mts apoyada en unos pilares de concreto existentes, donde los dispositivos aisladores fueron una combinación de apoyos deslizantes con unos dispositivos formados por elementos cortos de acero excéntricos que por deformación (Steel UBs en Flexión), funcionan como amortiguadores y sirvieron de base para el apoyo de las traveses del puente.

VII.03.2. PUENTE DEL VIADUCTO SOUTH RANGITIKEI, NZ

El siguiente puente fue el viaducto South Rangitikei, un puente de ferrocarril formado por vigas tipo Cajón de Concreto Presforzado apoyadas en pilas de concreto muy esbeltas, el puente tiene unos amortiguadores a base de barras de acero en torsión y apoyos, con una altura de 70 mts y una longitud del puente de 315 mts. (Cormack 1988).

La estructura del puente fue probada analíticamente con el terremoto del El Centro NS (1940), y se obtuvo un desplazamiento de menos del 50% del requerido por el desplazamiento de las esbeltas columnas de apoyo, lo cual permitía inferir que no se desplazaran fuera de la columna de apoyo en un sismo intenso (Beck y Skinner, 1974).



Ilustración VII-4.- Puente del viaducto South Rangitikei, New Zealand

Los 24 disipadores de energía operan a una fuerza nominal de 450 kN con un desplazamiento máximo de 80 mm por diseño. El desplazamiento máximo permitido por los apoyos de concreto es de 125 mm, en la parte superior, por lo cual estamos dentro de rango permitido (Ilustración VII.4).

VII.03.3. EDIFICIO WILLIAM CLAYTON, WELLINGTON, NZ

El primer edificio con asilamiento de base en Nueva Zelanda es el William Clayton en Wellington. Se comenzó a construir en 1978 y fue completado en 1981, este es el primer edificio en el mundo que está aislado en la base con cojinetes de neopreno guiados tipo Lead Rubber Bearings's LRB's (Ilustración VII.5).



Ilustración VII-5.- William Clayton Building en Wellington, Nueva Zelanda

Los detalles de aislamiento de este edificio son 80 aisladores de base colocados en la parte inferior de las columnas de concreto reforzado que forman los marcos del edificio, y conforman 13 claros en un sentido y 5 claros en el perpendicular, con dimensiones en planta de

97 x 40 mts. Cada aislador toma una carga vertical de 1 a 2 MN y es capaz de tomar un desplazamiento horizontal de +/-200 mm, Meggett (1978) y Skinner (1982) este edificio fue diseñado para un terremoto 1.5 veces el Centro NS 1940, con lo que se calcula un cortante dinámico de 0.20 el peso total del edificio.

En las fotografías del Edificio se pueden observar los detalles del edificio William Clayton, donde se ve la separación entre la cimentación de apoyo y la estructura superior que permite el desplazamiento de los aisladores de base en un terremoto (Ilustración VII.6).



Ilustración VII-6.- Aisladores del edificio William Clayton, Wellington, New Zealand

Esto es claro de observar en las escaleras de acceso y en la rampa de entrada al estacionamiento, de tal manera que el estacionamiento subterráneo es la cimentación del edificio y en la parte superior de estas columnas se apoya la estructura de los pisos superiores del edificio, el cual ya tiene más de 30 años de servicio y como se observa en la foto de los aisladores, estos se encuentran en perfecto estado.

Desde su terminación, otros tres edificios con aislamiento de base han sido construidos en Nueva Zelanda; dos de estas estructuras, la casa Unión en Auckland y la Estación Central de Policía en Wellington son aislados usando el avance de las pilas con manga.

VII.03.4. UNION HOUSE, AUCKLAND, NZ

La Casa del Sindicato (Union House) es una estructura de 12 niveles de concreto reforzado con marcos contra venteados. El control de los desplazamientos está provisto por un sistema adicional de amortiguadores basados en la deformación elastoplástica de unas placas de acero dulce (Ilustración VII.8).

El edificio está situado en el puerto de Waitemata, en Auckland, en una zona de suelo bastante blanda, por lo que tuvo que usarse una serie de pilas de cimentación con profundidad de entre 10 y 13 m del nivel de la calle, para poder soportar la carga del edificio.

A pesar que la zona de Auckland se considera de sismicidad moderada, si se tiene una alta probabilidad de un terremoto de 8.5 grados con un epicentro a 200 kms de la ciudad, Bay

of Plenty o East Cape son zonas cercanas a la zona de subducción en los límites de las placas del Pacífico y la placa Indo-Australiana, esto aunado a los suelos flexibles puede ocasionar movimientos fuertes en el sitio de construcción del edificio.

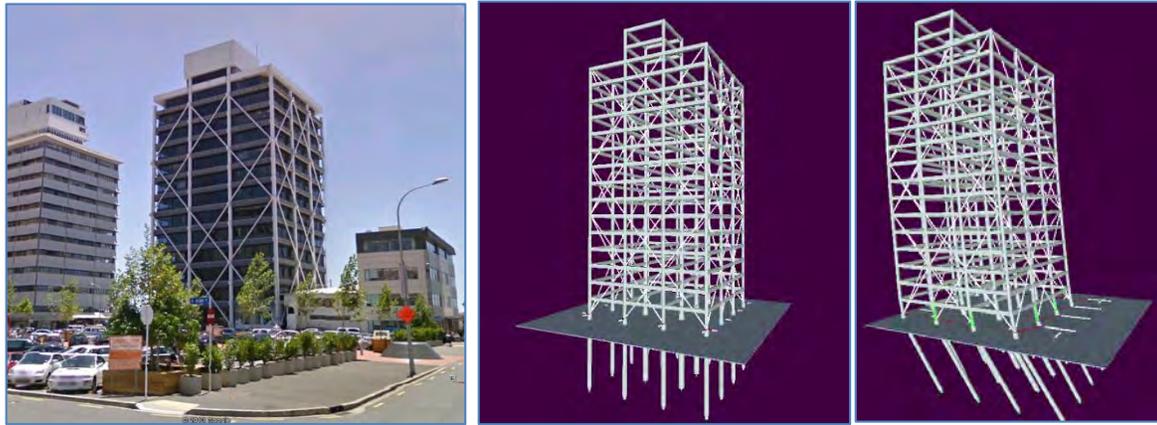


Ilustración VII-8.- Análisis Inelástico del Union House en un Terremoto Intenso con estudio en SAP 2000 y Showtime, Kelly y Boardman (1983), Auckland, New Zealand

Por esta razón se usó una aplicación de los aisladores de base, en la parte superior de las pilas, donde se conectó el edificio, en las pilas se colocaron unas camisas de acero con un desplazamiento máximo permitido de +/- 150 mm y se separó la estructura superior de la cimentación mediante una separación a nivel de banqueta que permite este movimiento en un terremoto intenso, rigidizando los pisos superiores de la estructura con contraventeos a todo lo largo de las fachadas de la estructura de acero, logrando mediante esto, que los desplazamientos entre pisos subsecuentes fueran mínimos.



Ilustración VII-7.- Union House, Auckland, New Zealand

Los estudios que se realizaron fueron con el sismo de El Centro NS de 1940, logrando con esto desplazamientos máximos esperados de 60 mm para los 150 mm de diseño, por lo cual se tomó un periodo de la estructura aislada de 2 seg, mientras en los entrepisos se obtuvo un

desplazamiento máximo esperado de 10 mm para un desplazamiento calculado del terremoto de diseño de 5 mm (Ilustración VII.7).

Con estos datos se puede inferir que este es un ejemplo de la economía que puede producir al utilizar aislamiento de base en los edificios de este tipo, ya que se puede considerar un ahorro al final de 7% del costo por el uso de los aisladores (el costo total de la estructura fue de 6.6 millones de Dólares Neozelandeses en 1983) y una reducción del programa de construcción de tres meses, mejorando el comportamiento del edificio a un terremoto intenso en la zona.

VII.03.5. EDIFICIO CENTRAL DE POLICÍA DE WELLINGTON, NZ

El Edificio de la central de Policía de Wellington (Wellington Central Police Station), es una estructura de 10 niveles con marcos contraventeados de concreto reforzado, y con un control de desplazamientos que es efectuado por amortiguadores de extrusión – guiados.

El nuevo edificio de la Central de Policía de Wellington (Charleson *et al*, 1987), completado en 1991, es un proyecto similar al Union House. Esta torre en bloque de 10 niveles, soportada en unas largas pilas de cimentación de 15 mts, apoyadas en una capa de roca de granito, el suelo somero está constituido en un suelo mayormente compuesto de sedimento marino, y relleno de arcillas de dudosa calidad, por lo que se necesitó apoyar a 15 metros de profundidad (Ilustración VII.9).



Ilustración VII-9.- Central Police Station Wellington, New Zealand

Las pilas en la parte superior están confinadas en unas camisas de acero que permiten el desplazamiento de las columnas que se apoyan en ellas. La Disipación de energía es provista por un grupo de 10 amortiguadores de extrusión-guiada (LED's) en el tope de las pilas, y 24 aisladores de base (LRB's) a la cimentación de la estructura superior, todo esto en el nivel de sótano del edificio (Robyinson y Greenbank, 1976), mientras la super-estructura está contraventeada con elementos de concreto prefabricado.

Las consideraciones de diseño de la Central de Policía de Wellington, son mucho más estrictas que las consideraciones del Union House en Auckland, ya que la Estación central de Policía juega un rol primordial para la defensa Civil, en caso de un desastre, por lo que requiere una total operatividad después de un Terremoto intenso (Ilustración VII.10).

El reglamento de NZ establece como requerimiento de diseño un factor de 1.6 para Instalaciones esenciales además que la ciudad de Wellington se encuentra unos cientos de metros de la falla tectónica más activa de Wellington y a 20 km del epicentro del terremoto último y sistema activo de fallas.



Ilustración VII-10.- Detalles del Aislamiento de Base de la Central de Policía de Wellington

La estructura requiere un comportamiento elástico ante sismos de un periodo de retorno de 450 años, correspondiente a 1.4 veces el acelerograma del sismo de El Centro NS (1940), y la estructura requiere de una funcionalidad total después de un sismo de esa magnitud, aceptando solo mínimos daños en elementos no estructurales, para asegurar esto se necesita tener desplazamientos entre pisos de 10 mm como máximo.

Usando el sistema de aislamiento con características de deformación elasto-plástica en fuerza-deflexión, y un bajo coeficiente de cortante sísmico de 0.035 del peso total de la estructura, pudieron llevar con un modesto incremento de la rigidez de la estructura, a soportar un sismo de diseño de 1,000 años de periodo de retorno, que equivale a un factor de 1.7 del acelerograma del sismo de El Centro NS (1940), o del acelerograma de la Presa Pacoima, (1971).

El incremento en las fuerzas permiten que en el diseño, y la revisión a carga última requiera de una serie de detallado de las secciones para obtener una más alta ductilidad de los elementos estructurales, pero al revisar la ductilidad, se vio que el detallado era innecesario porque la demanda de ductilidad ante los sismos de diseño con periodos de retorno de 1,000 años ya con el sistema de aislamiento colocado era innecesario.

Además al revisar con el acelerograma de la presa Pacoima (1971) y la estructura con el sistema de aislamiento, se vio que los requerimientos de diseño y detallado por ductilidad eran el de una estructura convencional, a pesar que el acelerograma de la Presa Pacoima (1971) tiene en su registro un largo pulso que provoca una componente de una alta máxima aceleración.



Ilustración VII-11.- Elementos de separación de la Estructura Aislada

En la visita al sótano (como se puede observar en la fotografías VII.10.) entramos por una ventana de servicio, que parte del sótano a las áreas donde están colocados los aisladores de base y los amortiguadores, en el sótano que está funcionando como bodega solo se encontraban los aisladores de base en las columnas, los amortiguadores se puede observar que estaban en esta área restringida, también acompañando a los amortiguadores de base, la cimentación tiene unos topes de concreto en las trabes, que evitan que se supere el desplazamiento máximo entre las dos cimentaciones interconectadas.

También en la visita observamos todas las instalaciones del edificio con sus conexiones flexibles (en tuberías, conduits, ductos, etc.) para permitir el movimiento del edificio son romper la conexión de las instalaciones tanto hidráulicas, sanitarias y eléctricas del edificio.

En los accesos (escaleras) y en el exterior del edificio se observan unos "tapajuntas" de lámina, que separan los dos "pisos" de cimentación, en los cuales se deja una brecha para el movimiento en caso de un terremoto, y que este no dañe las fachadas ni los accesos del edificio (Ilustración VII.11).

Todos estos detalles arquitectónicos son importantes para la adecuada operación de los edificios ya que permiten a las instalaciones seguir operando después de un sismo y esto es importante para hospitales, centros de emergencia y edificios públicos.

VII.03.6. MUSEO TEO PAPA, WELLINGTON, NZ

Finalmente el tercer y no menos importante edificio es el Museo Teo Papa de New Zealand en Wellington.



Ilustración VII-12.- Vista aérea y fachadas del Museo Teo Papa en Wellington, New Zealand

El tercer edificio aislado de este primer grupo, El Museo Nacional de Nueva Zelanda (National Museum of New Zealand) en Wellington recientemente ha sido terminado (1999); y está aislado con 142 cojinetes de neopreno guiados y 36 almohadillas de teflón bajo los muros de cortante (Ilustración VII.12).

En la visita al lugar, entramos por un registro en el estacionamiento superior, a la zona que conecta la cimentación a las pilas que tienen una profundidad de entre 13 a 15 metros, y tomando en cuenta que el museo se encuentra en la bahía, propiamente dicho está a un lado del muelle, tiene un nivel arriba de las aguas del muelle.

Pudimos visitar esta zona de “mantenimiento” entre el estacionamiento de automóviles y la cimentación de las pilas, en el cual se encuentran los aisladores de base y los amortiguadores, así como los topes de desplazamiento máximo del edificio, pudimos observar los trabajos de revisión y mantenimiento final de los aisladores de base (el edificio tenía un año abierto) y los amortiguadores.



Ilustración VII-13.- Zona de Mantenimiento de los Aisladores de Base de Neopreno (LRB's) en el Museo Teo Papa, en Wellington, New Zealand

Para el diseño los parámetros no fueron tan estrictos como la Central de Policía, pero si se usaron parámetros altos como el Union House porque es un centro público que un momento dado puede albergar más de 1,500 visitantes, en su mayoría niños, por lo cual si fue un poco más estricto en su diseño. Aunque la forma del edificio ayudo en gran parte a una regularidad aceptable y el edificio no es muy alto, y son varios edificios regulares interconectados (Ilustración VII.13).

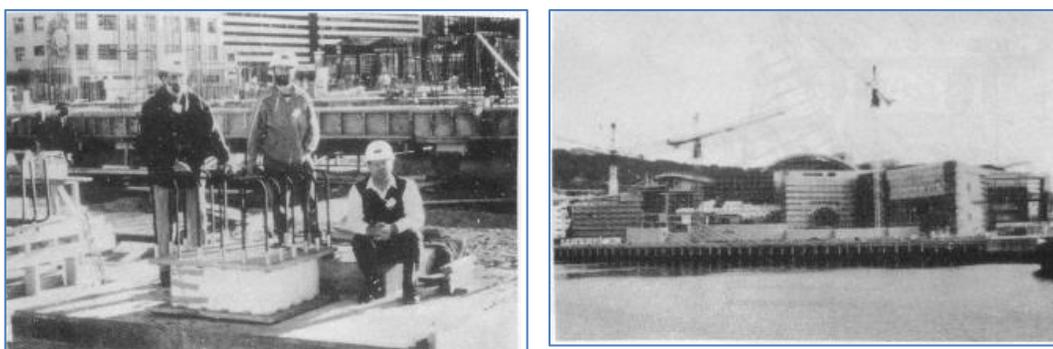


Ilustración VII-14.- Colocación de Aisladores de base en Museo Teo Papa, durante la construcción

Las salas son por secciones en cada uno de los edificios que componen el Museo, y tienen pasillos de interconexión que también se encuentran apoyados en aisladores de base, los cuales permiten que no se desplacen demasiado con respecto a los edificios en un sismo intenso.

Actualmente no hay datos del comportamiento del edificio durante el último sismo de Christchurch en febrero del 2011, conocido también como Canterbury, 2011.

Sabemos que el Dr. William Robinson fabrico e instalo los aisladores de base de este complejo, verificando personalmente el comportamiento de los mismos, en la foto (Ilustración VII.14), podemos observar el momento de instalación de uno de los aisladores de base tipo (LRB's) por arriba del nivel del muelle, pero en el sótano de estacionamiento.

El edificio sigue funcionando normalmente y conserva en exposición el tesoro natural y científico de New Zealand, con muchas de las exposiciones itinerantes más atractivas de este país.

VII.03.7. EDIFICIO DEL PARLAMENTO, WELLINGTON, NZ

Otro notable Edificio aislado pero como reestructuración es la Casa del Parlamento (New Zealand Parliament House) recientemente reestructurado usando un sistema de aislamiento sísmico (Ilustración VII.15).



Ilustración VII-15.- Casa del Parlamento, Wellington, New Zealand

La Casa del Parlamento es una estructura de muros de mampostería, terminada en 1922; este edificio es uno de los que más aisladores ha usado en el mundo, ya que tiene más de 514 cojinetes de neopreno guiados (LRB's) y varios amortiguadores para limitar el desplazamiento.

El trabajo de reestructuración en este caso fue muy interesante porque requirió excavar en la cimentación y crear una cimentación "alterna" para sostener el edificio, una vez soportado, por las columnas primarias, estas se pasaron la carga con una serie de elementos de acero que se cargaban con un gato hidráulico entre las dos secciones, una vez sostenida al estructura de esta manera, se procedió a cortar las columnas "principales" del sótano construido, y colocar entre los cortes realizados el aislador de base requerido. Al finalizar la colocación, el gato hidráulico fue retirado para que la carga de las traveses del sistema secundario quedara en el sistema de columnas primarias y así quedara aislado.

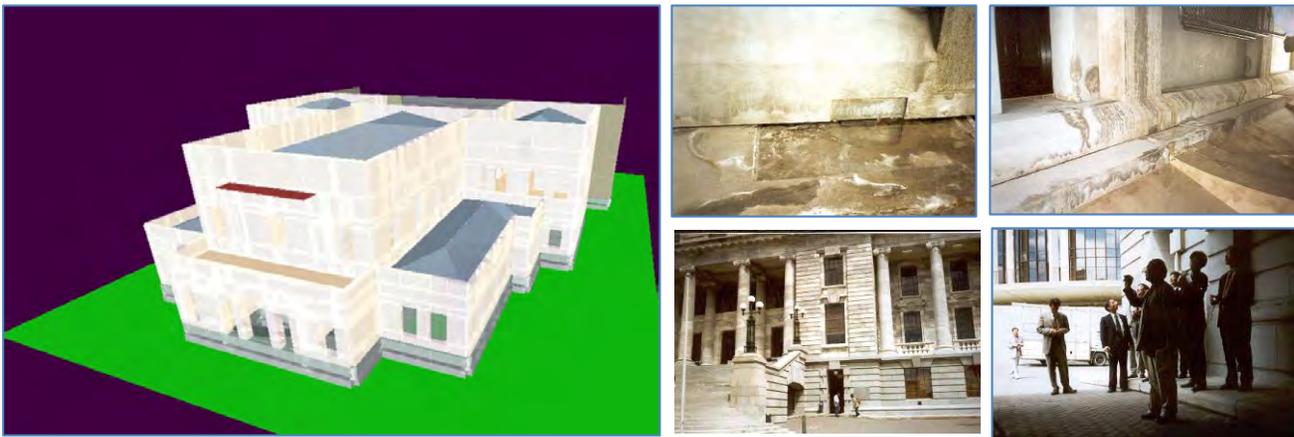


Ilustración VII-16.- Casa del Parlamento, Wellington, New Zealand y Modelo en SAP para análisis dinámico a sismo

A un lado también se construyó el nuevo edificio del parlamento, también construido con aisladores de base, y terminado en el 2000.

El proyecto completado en 1996 (la reestructuración) y el nuevo edificio en el 2000, tienen en conjunto más aisladores de base que ninguna otra estructura terminada en su momento.

Una vez terminado, el periodo de vibración del sistema quedo entre 2 y 2,5 segundos, lo que permite que tenga una resistencia más alta ante sismos de diseño de alrededor de 7.5 grados, es decir, un sismo como El Centro (1940) e incluso pruebas con el de Kobe (1995) aunque con epicentro a 20 kms de la ubicación de la estructura, que es la falla activa más cercana a Wellington, y aunque no se usaron elementos tan estrictos como los de El Centro de Policía, si permite tener una seguridad más alta en cuanto a la familia de sismos a resistir (Ilustración VII.16).

Se buscó sobre todo conservar el patrimonio cultural que representa para New Zealand, la estructura construida entre 1889 y 1922, y que consta de 5 niveles, construida totalmente en mampostería y con gran valor arquitectónico e histórico.

La importancia del nuevo edificio del Parlamento no rivaliza con el diseño de la Central de Policía de Wellington, pero tiene un diseño similar puesto que se encuentra casi en el mismo emplazamiento que la Central de Policía, ya que la separan unas 10 cuadras.

VII.03.8. EDIFICIO DEL OLD BANK OF NEW ZEALAND, WELLINGTON

Este edificio también fue aislado por su alto valor histórico y al encontrarse en el centro de la ciudad de Auckland (Ilustración VII.17).



Ilustración VII-17.- Old Bank en Auckland, New Zealand

Este proyecto fue similar al Parlamento y permitió utilizar técnicas de reparación tan innovadoras como el utilizado en varias de las obras en América.

VII.03.9. EDIFICIO DE LA SUPREMA CORTE DE JUSTICIA, WELLINGTON, NZ

Este edificio a pesar de ser nuevo, se utilizaron los sistemas de aislamiento de base para su construcción, fue construido por Holmes Consulting Inc. (Ilustración VII.18).



Ilustración VII-18.- Suprema Corte en Auckland, New Zealand

VII.03.10. MUSEO MARÍTIMO EN AUCKLAND, NZ

Un proyecto también de conservación del patrimonio histórico de New Zealand en este museo que contiene en exposición artículos que podrían dañarse en un terremoto, y en Auckland (que es la ciudad que más veleros y barcos *per capita* tiene en el Mundo) el tema marítimo es un orgullo nacional (Ilustración VII.19).



Ilustración VII-19.- Museo Marítimo en Auckland, New Zealand

VII.03.11. HOSPITAL DE LA MUJER EN CHRISTCHURCH, NZ

Este proyecto, permitió también reducir y asegurar la operación de un hospital después de un terremoto intenso (Ilustración VII.20).

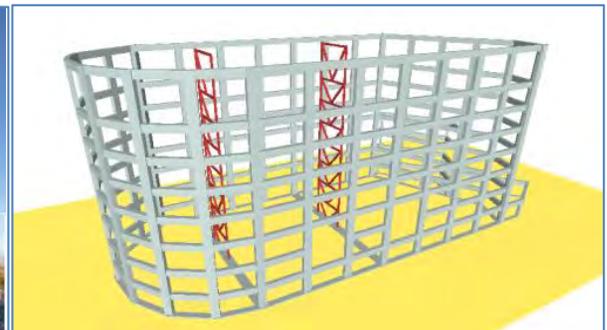


Ilustración VII-20.- Women's Hospital en Wellington, New Zealand y su Modelo en SAP para estudio de los desplazamiento de los marcos

Este proyecto se encontraba instrumentado y se presentó el terremoto de Canterbury 2011, actualmente se están trabajando los datos, pero el comportamiento a sismo fue excelente

y el hospital pudo operar normalmente a pesar de los intenso del terremoto, en las fotos se observa el estado de los aisladores y las juntas de la cimentación después del terremoto.

VII.03.12. NEW WELLINGTON HOSPITAL, NEW ZEALAND.

El nuevo Hospital de Wellington, fue completado en diciembre de 2008, a un costo total de construcción de 165 millones de dólares neozelandeses, consta de siete pisos incorporados



Ilustración VII-21.- Nuevo Hospital de Wellington, New Zealand

a un podio de dos niveles que se usa como estacionamiento, con un área total de 44,700 m².

Está diseñado para soportar un sino de 7.8 grados Richter con origen en la falla Wellington-Hutt, o de un sismo de 8.3 grados originado en la falla Wairapa.

El sistema resistente lateral fue a base de marcos de concreto reforzado, y se utilizó un sistemas de aislamiento de 135 aisladores de base (LRB's) en seis diferentes diseños y 132 apoyos deslizantes (SB's).



Ilustración VII-22.- Aisladores de base de la Maquinaria de Prensa (Press Hall), en Petone, NZ

Se espera por diseño un desplazamiento máximo de 300 mm, y se tienen una restricción en las conexiones para desplazamiento de hasta 600 mm, que equivaldría a un sismo con periodo de retorno de 500 años, o lo que es lo mismo un evento de entre 2500 eventos al año.

Igual que el anterior, el comportamiento a sismo fue excelente, en el sismo de Canterbury 2011 (Ilustración VII.21).

VII.03.13. MAQUINARIA DE PRENSA, PETONE, NZ

Uno de los proyectos inusuales lo constituye el aislamiento de un edificio de imprenta de un diario, localizado en la ciudad de Petone, New Zealand, Dowrick y Skinner (1991), propusieron

construir un edificio con aisladores de neopreno guiados, donde el propósito del sistema de asilamiento ha sido proteger el equipo de impresión del rotativo, que es una maquinaria muy larga y frágil (Ilustración VII.22).

La imprenta está hecha de acero, y equivale a un edificio de cuatro niveles, la estructura circunda la imprenta y está conectada a ella, y el sistema completo está aislado en la base.

VII.03.14. SKY TOWER EN AUCKLAND, NEW ZEALAND.

Por ultimo veremos el sistema de disipación de energía sísmica utilizado en la Sky Tower de Auckland, New Zealand.

Se encuentra ubicada en el complejo llamado Sky City, en el centro de la ciudad de Auckland, en la esquina de las calles Victoria y Federal, cuenta con tres miradores a los que el público puede acceder y desde los que se obtienen impresionantes vistas de la ciudad de Auckland y sus alrededores. Tienen también dos restaurantes en su parte superior.



Ilustración VII-23.- Sky Tower en Auckland, New Zealand y Esquema descriptivo de la Construcción de la Torre

Tiene 328 metros de altura, comenzó a construirse en 1994, y se inauguró en marzo de 1997 (Ilustración VII.23).

La estructura de la torre consiste en una armazón de concreto reforzado prefabricado de 12 metros de diámetro, reforzado en su base por también ocho soporte de concreto reforzado, unidos al armazón por un anillo de concreto presforzado. Se apoya en pilotes de quince metros de profundidad.

En la parte superior tiene un sistema de amortiguación por Masa (Tunned Mass Damper) al que no se puede acceder, pero en la torre hay un museo con una maqueta explicativa del funcionamiento de la masa de amortiguamiento que tiene la torre.

El funcionamiento de la masa deslizante es que está estática y tienen movimiento cuando la torre se mueve por acción de un sismo.

En el modelo explicativo muy interesante, solo está fijada por dos ligas a la estructura y un tornillo, que cuando está fijado y se activa el motor la torre vibra muy notoriamente, posteriormente, se retira la fijación de la masa y en ese momento, la torre al vibrar por acción del motor, se queda con una vibración menor a la inicial.



Ilustración VII-24.- Mirador Sky Tower en Auckland, New Zealand, y maqueta que muestra la vibración amortiguada por la Masa deslizante (Mass Damper) en el Deck de visitantes

El restaurante es giratorio y no se nota la vibración a viento de la torre, porque precisamente la Masa de amortiguamiento entra en acción.

En el piso del "Deck" de observación, no es notoria tampoco la vibración ocasionada por el viento, ya que continuamente el equipo monitorea las vibraciones ambientales para no ocasionar incomodidad en los visitantes.

En el complejo inferior se localiza un casino y un hotel por lo que la estructura se considera de importancia alta, por la gran concentración de personas que estas instalaciones permiten.

VIII. Análisis Inelástico y Tendencias en el Futuro

A pesar de los recientes avances en la investigación del asilamiento de base, la mayor parte de las aplicaciones de esta tecnología están detenidas debido a actitudes conservadoras. Por ejemplo, en los Estados Unidos, el número de ordenamientos burocráticos (ejemplo: estudio de factibilidad, revisiones de equivalencia, e inspecciones de sitio, validaciones de los sistemas por parte de Comités de aprobación, etc.), han alentado mucho el desarrollo de estos sistemas, a diferencia de países como Japón, China, Italia, Chile y Turquía, donde el uso de los sistemas se está comenzando a expandir, al reducir los requerimientos legales y tener más normalizados a los proveedores de los dispositivos.

En estos países ha ayudado mucho la creación de organismos colegiados de investigadores e ingenieros de la práctica, con el propósito de difundir y mejorar la aplicación de los Sistemas de disipación de energía sísmica, apoyados por los proveedores y basados en una certificación constante de los dispositivos en cuanto a su calidad y diseño. También ha ido acompañado de una presencia de terremotos importantes que han ocasionado costos económicos terribles para estos países, lo que les ha permitido obtener consciencia de los costos "ocultos" de los desastres y los impactos globales de estos sismos.

El desarrollo de la búsqueda del Diseño por Desempeño ha avanzado a la par en estas situaciones, permitiendo avanzar más rápidamente en la concientización de los dueños de las propiedades para poder buscar sistemas que aseguren más el valor de sus propiedades.

En México la problemática radica principalmente que el constructor del inmueble, incluso el dueño inicial financiero, no es el que va a operar el edificio, sino lo va a vender, lo que ocasiona que en los estudios de los Casos de Negocios de estos proyectos, el costo de operación (denominado también "costo del propietario") no impacte para la decisión del tipo de sistema estructural, ya que ellos no van a operar el edificio, por esta razón la toma de decisión inicial del tipo y características de la estructura, es hacia los costos iniciales de construcción, buscando economías al momento de la construcción, aunque esos costos bajos impacten en la operación como altos costos de mantenimiento y de operación.

En base a lo anterior examinaremos una serie de conclusiones respecto a estos temas y las tendencias o retos a futuro para la Ingeniería Estructural en México.

VIII.01. Análisis Inelástico

En esta perspectiva incluso desde el reglamento, no hay una visión de buscar que las estructuras puedan operar incluso después de un terremoto importante, la filosofía actual busca el no colapso de la estructura, la conservación de la vida humana, aunque el daño estructural ocasionado por la ductilidad requerida en el terremoto, ocasione que no se puedan operar las instalaciones al día siguiente.

El análisis inelástico de una estructura es visto entonces como parte de los estudios académicos respecto a lo que la práctica profesional realiza, pero es raro que el Ingeniero de la Práctica, realice un estudio inelástico de su estructura para validar las decisiones que tomo a través del uso del factor de comportamiento (ductilidad), como si fueran cosas separadas. Es decir, tenemos que generar la consciencia en los ingenieros de la práctica profesional de que los factores de ductilidad que tomamos están permitiendo daño no estructural en el edificio proyectado, hay un relación directa entre economía inicial de la estructura contra costo operativo alto en los años subsiguientes, cuando tomamos la decisión de usar factores de ductilidad altos, estamos "pateando" los costos al futuro, no desaparecemos el sismo, o las fuerzas sísmicas, sino que los costos que ahorramos los pasamos al futuro, para gastarlos después de que se presente un terremoto importante.

Lo que ahorremos al inicio de la construcción de la estructura, mediante permitir que la estructura durante los eventos accidentales tales como sismo, viento, huracán, granizo e incluso nieve, entre en su desempeño en rangos inelásticos de deformación para absorber parte del daño y la energía ocasionada por las cargas accidentales, va a repercutir en los costos de operación del edificio como mantenimientos más constantes, reparaciones e incluso remodelaciones ante la presencia de estos eventos, tomando en cuenta que además se producen costos "ocultos" que revisaremos más adelante en el siguiente punto.

A final de cuentas el análisis inelástico de una estructura, es una herramienta que cada día más se debe usar, la diferencia es que debemos facilitar la herramienta para que el Ingeniero de la práctica le vea una utilidad más real y no simplemente como una herramienta de investigación y académica.

La complejidad radica en que no es lo mismo tener que realizar el análisis inelástico con, por ejemplo, el análisis paso a paso de un edificio en proyecto, para validar su comportamiento a sismo, donde aún hoy en día las complicaciones y uso de los software de análisis es complejo, a tener que diseñar una estructura de un edificio de manera elástica y lineal, y después tener elementos (dispositivos de disipación) estudiados que tomen los esfuerzos provocados por cargas accidentales en rangos inelásticos para poder absorber la energía ocasionada por estos eventos accidentales de manera controlada y eficiente, además de encontrarse localizados en puntos específicos de la estructura. En este procedimiento se estarían usando las ventajas del análisis inelástico de una forma más controlada y sencilla, convirtiéndolo en una herramienta más sencilla y práctica.

Este proceso visto de manera más práctica, requiere muchos esfuerzos de estudios y tablas que tabulen los comportamientos de dichos dispositivos, pero considero que después de revisar todos los avances a nivel mundial de los sistemas de disipación sísmica, ya estamos llegando al punto de tener información para poder llevar a cabo estos planteamientos.

Esta simplificación en el uso de los sistemas de disipación sísmica ofrecería que el uso del análisis inelástico de nuestras estructuras y su comportamiento en los eventos accidentales, fueran más previsibles y no solo extrapolaciones realizadas en factores de reglamento en los que suponemos que existe una consciencia de porque se reducen las cargas sísmicas por ejemplo. La verdad es que cuando dos ingenieros estructurales diferentes proyectan una estructura con factores de ductilidad diferentes, basándose en su estructuración y quieren ser comparables, no existe parámetro de comparación, ya que los comportamientos a sismo de dichas estructuras serán diferentes y el cliente estará tomando decisiones en función de información no comparable (es decir compara peras con manzanas, por decirlo alegóricamente).

Un ejemplo típico del punto anterior de acuerdo al reglamento es México es por ejemplo lo que ANIPPAC (Asociación Nacional de Industriales de la Prefabricación y el Presfuerzo, A.C.) ha venido exponiendo desde hace algunos años, en el cual, si un proyecto de un edificio es solicitado, y se tienen tres propuestas:

- a) Edificios de Marcos de concreto reforzado, colado en sitio, con resistencias de entre 250 a 300 kg/cm² de sus elementos colados en sitio, se le permite una ductilidad de hasta 3 de acuerdo a su detallado y continuidad en sus elementos. Durante un sismo absorberá parte del daño en las conexiones trabe columna, y se dañara disipando la energía que inicialmente se redujo en el factor inicial.
- b) Edificio de Marcos metálicos de piezas de acero, con conexiones soldadas o atornilladas que al igual que la anterior permiten ductilidad de hasta 3.5 en muchas partes del diseño. El comportamiento será similar al de la estructura anterior puesto que se usó menos fuerzas sísmicas en el diseño inicial, la diferencia se disipa en el momento del sismo de diseño en la deformación de las uniones trabe-columna.
- c) Edificio de Concreto Prefabricado presfuerzo de elementos colados en planta con resistencias de entre 300 a 500 kg/cm², y que por reglamento no permiten ductilidades más allá de 1.5 a 2, aquí se diseña para casi todas las fuerzas sísmicas de análisis por lo que se incursiona menos en el rango inelástico.

Es decir, casi con las mismas secciones el edificio Prefabricado "entra" menos en el rango inelástico en sus secciones, sobre todo por las conexiones coladas en obra, las cuales crean muchas dudas de su comportamiento "dúctil", esto ocasiona que el edificio resista las cargas accidentales con menos daño que sus otras dos opciones. Pero este mejor desempeño no es claro para los dueños porque ellos toman la decisión en función del costo inicial y no del desempeño de la estructura antes sismos intensos.

Los clientes tienen la impresión que los ingenieros estructurales diseñamos "para toda la vida" y es cierto, pero debemos ser más claros con el tema de que no solo es construir para la eternidad sino como va a desempeñarse la estructura en ese lapso de tiempo. Es decir, realmente diseñamos para "periodos de retorno" de los eventos accidentales, entre los cuales, al presentarse, la estructura tiene que ser revisada y en algunos casos rehabilitada.

Cuando diseñamos un edificios para 50 años, buscamos el sismo que tenga un periodo de retorno de 50 años (quiere decir que por registros históricos tenemos que ver que sismo tienen una alta probabilidad de ocurrir una vez cada 50 años) y localizamos que debemos diseñar para un sismo de 8,5 grados Richter, lo que estamos haciendo es decir, que nuestro edificio va a tener

que resistir un sismos de esta magnitud con daño (es decir en el rango inelástico de algunos de sus elementos) sin colapsar, pero aceptando daño no estructural como rotura de vidrios, fachas, plafones, instalaciones, etc). La parte complicada del asunto es que el sismo se puede presentar al día siguiente de la inauguración del mismo. La sociedad cada vez reclama más este punto, porque aunque la estructura no colapsa, pero no se puede ocupar y seguir produciendo dividendos para el dueño, es casi como si hubiera fallado o por la interrupción de Negocio que provoca, el daño financiero es más grande.

VIII.02. Interrupción de Negocio.

Un punto de vista nuevo de las estructuras que proyectamos es que son los "Activos Fijos" con los que operan las personas físicas y morales, es decir, son los elementos de valor que las personas y las empresas ocupan para obtener ganancias monetarias y personales en su vida, ya sea habitándolas o usándolas para producir productos que venden, usan nuestra estructuras para crear valor.

Y la interrupción de este proceso es un daño tan grande desde el punto de vista económico, como el colapso de la misma.

En el impacto y los estudios recientes en este tema económico, ha salido el tema de "Business Interruption", es decir La Interrupción del Negocio, como un conjunto de costos indirectos ocasionados por la interrupción de las operaciones del Negocio por el daño estructural de las instalaciones, ya que la toma de ductilidad de parte del sistema estructural, no llega al colapso, pero si daña las instalaciones, y elementos no estructurales (ventanas, plafones, tuberías, etc), incluso maquinarias de producción, lo que no permite que la empresa continúe la operación normal y tenga que parar en lo que se remodelan las instalaciones.

Estos costos "hundidos" o de operación empiezan a sumar, y se van generando además otros, como renta de instalaciones alternas, costos de transporte más altos (logísticos) al tener que traer y transportar distancias más grandes los artículos, solicitar a otros fabricantes que continúen con los pedidos pendientes en lo que se reanuda la operación, etc.

Incluso en este mundo globalizado hay un costo más, que es la pérdida del Mercado, ya que al no poder satisfacer la demanda normal del producto o servicio, otro producto o servicio fabricado en una zona no afectada o que incluso (la otra empresa que la produce, la competencia) tomo la decisión de tener mejores instalaciones y continúa operando, y por lo tanto, sí satisface esta demanda del mercado.

Los consumidores hoy en día cambian su esquema de consumo porque no existe ya la lealtad como consumidores, tenemos una necesidad y vamos a usar lo que el mercado ofrezca para satisfacerla, y con esto creamos nuestros patrones de consumo. Hoy en día no existe a priori la lealtad del consumidor a una marca.

Si un artículo desaparece del mercado, simplemente buscamos uno que lo sustituya y creamos un nuevo patrón de consumo, olvidando completamente el anterior, por esta razón, en un terremoto las empresas que salen de operación y no tienen productos disponibles en el mercado, serán simplemente sustituidas por el producto que si ocupe los anaqueles, y los consumidores simplemente cambiaremos nuestros patrones de consumo, olvidando la marca y patrón de consumo anterior.

Esta es la globalización, nos guste o no, y claro que si no tenemos medido este impacto en los casos de negocios que sirven para la toma de decisiones de las estructuras a construir para

llevar a cabo nuestras operaciones, estaremos tomando lo más barato que a la larga, después de los eventos accidentales (desastres) pueden ser las de costos más altos, que las opciones que tengan elementos más caros en un principio (mayor inversión inicial) pero costos operativos menos onerosos y a revisar a 10 o 20 años, fue la propuesta más económica que se tenía desde el principio.

Se puede revisar en este punto el estudio realizado con el caso de la compañía Cervecería Cerveceras Chilenas Unidas (CCC) y el sismo de Chile de 2010, preparado para el 15WCEE en Lisboa, Portugal (Arce, Delgado y Rivera, 2012).

VIII.03. Tendencias de la Tecnología de los Sistemas de Disipación Sísmica.

A menos que las almohadillas o aisladores de base, vengan en catálogos de productos con características certificadas y relacionados con análisis y diseños razonablemente simples; y desarrollen procedimientos para promover los beneficios del aislamiento de base, esta tecnología tendrá que seguir enfrentando dificultades y restricciones en la implementación, lo que lo reducirá a unos pocos proyectos estructurales al año.

Más importante, ahora que las previsiones del aislamiento de base están en el UBC (Uniform Building Code), y el IBC (International Building Code) los requerimientos son muy conservadores tanto que el potencial de avances en el uso del aislamiento de base (reducir los requerimientos de diseño en la superestructura), se pierden.

Algunos de los edificios terminados con aislamiento de base que han tenido experiencias con terremotos y su comportamiento, ha sido bien predicho.

Como el caso del Hospital de la Universidad del Sur de California (USC), en el terremoto de Northridge en 1994, estos terremotos han tenido una de las dos características, estar cerca del epicentro y ser terremotos pequeños, o ser terremotos de moderada intensidad y estar distantes del epicentro, Así, estas estructuras aisladas no han presentado grandes aceleraciones. Solo si construimos más edificios con aislamiento de base en regiones del mundo con altas probabilidades de terremotos, los ingenieros podrán anticiparse a aprender más sobre el comportamiento de estas estructuras, y será posible entonces reducir el grado de conservadurismo que impera en el presente momento en el diseño de estos edificios.

Una vez que se tengan suficientes datos y detalles de la respuesta de los edificios con aislamiento de base en terremotos de gran magnitud, el siguiente paso será una comparación de códigos de edificios de base fija y estructuras aisladas, con un código basado en un específico nivel de daño sísmico y comportamiento estructural similar, para poder comparar la aplicación efectiva del costo beneficio de estas nuevas tecnologías para cualquier tipo de edificio, y obtener que estos son apropiados.

VIII.03.1. CONFERENCIA EN CONTROL ESTRUCTURAL Y AISLAMIENTO SÍSMICO, 1989.

Considerada como la Primer Conferencia Mundial sobre Aislamiento y Disipación Sísmica, y la cuna de la fundación de la Anti-Seismic Systems International Society (ASSIS), que agrupa a las Sociedades de Aislamiento Sísmico y los fabricantes de dispositivos de aislamiento sísmico en el Mundo.

Las principales ponencias fueron presentadas por las principales constructoras de Japón, las cuales después de experimentar con los aisladores desarrollados por ellas mismas, los aplicaron en algunas de sus obras, presentando los dos aspectos, el teórico y el práctico.

La primera parte correspondió al Instituto Central de Investigación de la Industria de la Fuerza Eléctrica (Central Research Institute of Electric Power Industry, CRIEPI), la cual establecida en 1951, es una organización que desarrolla investigación útil para la Industria Eléctrica del Japón.

Su propuesta radica en establecer la propuesta de una Guía de Lineamientos de Diseño de Sistemas de Aislamiento Sísmico de Base, esto por un contrato con el Ministerio de Comercio Internacional e Industria del Gobierno del Japón, y aunque la propuesta contemplaba la aplicación de este sistema en Reactores Generadores Rápidos, podemos hablar que es la primera propuesta para estructuras.

Los Lineamientos se presentaban en tres partes, los volúmenes eran:

- Volumen I Principios de Diseño Seguro para Sistemas de Aislamiento Sísmico; En esta parte se establecían los principios básicos de la seguridad en el Diseño,
- Volumen II Principios de Diseño Sísmico para Sistemas de Aislamiento Sísmico;
- Volumen III Procedimientos de Diseño para Sistemas de Aislamiento Sísmico;

Las tareas futuras que se preveían eran:

Desarrollar sistemas de diseño de estructuras a sismo, que consideraran el comportamiento de los dispositivos, el comportamiento a largo plazo de los dispositivos, establecer los límites de servicios de los dispositivos, el comportamiento de las estructuras aisladas con excitación multi direccional del sismo.

Para lo anterior se desarrolló un programa de 10 años de investigación en mesas vibratorias, y estructuras en las cuales se puedan tomar mediciones de los movimientos durante un sismo, y el grado de amortiguamiento real. Este proceso se completó en el año 2004.

Con este evento se puede hablar del comienzo de la era de la utilización comercial de los aisladores de base en las estructuras comunes.

Este punto debe apoyar el desarrollo futuro, al acercarlo a cada uno de los países que padecen los terremotos, adecuando estas investigaciones a las condiciones particulares del sitio.

En 2013 tendrá lugar en Sendai, Japón, el 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, donde se verán las tendencias de los sistemas en el futuro de este campo, del 23 al 27 de septiembre del 2013.

VIII.03.1.a) Bridgestone Corporation.

También comentaremos este punto porque es la primera Empresa especialista en el desarrollo y aplicaciones de los hules de llanta (como el neopreno) que se interesa en el tema del aislamiento, conjuntando los conocimientos para llevarnos a situaciones futuras (imagine que usemos el aislamiento sísmico de acuerdo a un catálogo como escogemos las llantas para nuestro coche, en función del clima y el territorio). Esta situación nos abrirá expectativas futuras increíbles.

Bridgestone/Firestone, Inc. (BSF) es la proveedora de goma (caucho) más grande en el mundo y fabrica una amplia gama de productos de goma. Bridgestone comenzó el desarrollo de los aisladores sísmicos en 1981 en su Fábrica y Centro Técnico de Japón. Utilizando sus laboratorios de investigación, variados ensayos, instalaciones industriales y la asistencia de la Universidad de Tokio, Bridgestone desarrolló compuestos de goma especiales, una adhesión de calidad del acero con la goma, tecnología de fabricación y diseño especializada para permitir la fabricación de aisladores basales seguros y confiables.

Producto Nº	Rango de carga de Aplicación Wo (T)	Rendimiento					Dimensiones				Peso	
		Dirección Horizontal				Dirección vertical Kv (T/cm)	Dr (cm)	hr (cm)	Df (cm)	H (cm)	W (Kg)	W (lb)
		K _{HX} =10cm (T/cm)	K _{HX} =20cm (T/cm)	Heq	Δx (cm)							
HHD-060	150~200	1.70	1.20	0.15	35	1400	60	29	88	34	500	1110
HHD-065	180~240	2.00	1.40	0.15	35	1700	65	28	93	33	500	1100
HHD-070	210~290	2.30	1.70	0.15	35	2000	70	27	98	32	600	1300
HHD-075	240~320	2.70	1.90	0.15	40	2300	75	27	107	32	700	1500
HHD-080	270~350	3.00	2.10	0.15	40	2500	80	27	112	33	800	1800
HHD-085	300~400	3.40	2.40	0.15	40	2800	85	26	117	33	900	2000
HHD-090	340~450	3.80	2.70	0.15	40	3200	90	26	122	32	1000	2200
HHD-100	410~560	4.60	3.30	0.15	40	4000	100	27	137	35	1400	3000
HHD-110	500~680	5.70	4.00	0.15	40	4900	110	26	152	34	1600	3500
HHD-120	580~790	6.50	4.60	0.15	40	5700	120	26	159	34	1900	4200

Tabla 1.- Capacidades estándar de los aisladores de base Bridgestone, Apoyo de goma laminada con alto amortiguamiento y alta elasticidad (HHD)

Esta empresa tiene corrientemente 28 aisladores estándar prediseñados que varían en el tamaño desde 70 a 2,000 Ton de capacidad en combinación de cuatro tipos de compuesto de goma de alto amortiguamiento. Sin embargo, también pueden diseñar y fabricar aisladores especiales para demandas específicas.

El conjunto de aisladores estándar denominados por la empresa como "Multi-Rubber Bearing" consta de dos tipos principales de aisladores, el apoyo de goma laminada con alto amortiguamiento y alta elasticidad (HHD), y el apoyo de goma laminada con alto amortiguamiento y baja elasticidad (LHD).

El apoyo de goma laminada de alto amortiguamiento está compuesto por un número de capas de goma vulcanizadas a placas de acero. La rigidez horizontal del aislador es controlada por el espesor de las capas de goma, de esta forma mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el aislador en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical. Finalmente, un amortiguamiento más grande ($x= 10 - 15\%$) es obtenido al usar un tipo de goma con las capacidades de absorción mejoradas, por incluir un tipo de reforzante (generalmente negro de humo) en su formulación.

El apoyo de goma de alto amortiguamiento tiene dos funciones, flexibilidad y amortiguamiento como una propiedad intrínseca de la misma goma de alto amortiguamiento, la cual consecuentemente elimina la necesidad de sistemas de apoyo y amortiguamiento por separado. Esta simplicidad provee varias ventajas, incluyendo una reducción en los costos concernientes a dispositivos, construcción y mantenimiento.

Producto NP	Rango de carga de Aplicación Wo (T)	Rendimiento					Dimensiones				Peso	
		Dirección Horizontal			Dirección vertical		Dr	hr	Df	H	W	W
		K _{Hx} =10cm	K _{Hx} =20cm	Heq	Δx (cm)	Kv (T/cm)						
		(T/cm)	(T/cm)									
LHD-050	70~90	0.83	0.55	0.15	35	1200	52	19	71	23	400	900
LHD-060	100~120	1.10	0.72	0.15	35	1400	60	17	85	22	500	1100
LHD-070	130~170	1.50	1.00	0.15	35	2200	70	17	99	22	600	1300
LHD-080	170~210	1.90	1.30	0.15	40	2800	79	16	116	22	800	1800
LHD-090	220~280	2.50	1.70	0.15	40	3600	92	19	126	24	900	2000
LHD-100	270~330	3.00	2.00	0.15	40	4400	101	19	141	24	1200	2600

Tabla 2.- Tabla de aisladores de base tipo Bridgestone

Apoyo de goma laminada con alto amortiguamiento y baja elasticidad (LHD)

El apoyo HHD se diferencia del apoyo LHD en que la rigidez vertical de este último es mucho mayor, para apoyos que tienen la misma rigidez horizontal y el mismo rango de aplicación de carga. Esto se debe a que los apoyos LHD son de menor altura (mayor rigidez vertical) y de diámetros más grandes, que le dan la misma rigidez horizontal.

En las Tabla 1 y 2 se muestran las características de los distintos apoyos Bridgestone tipo standard, Tanto de los apoyos HHD como los apoyos LHD, que tienen un amortiguamiento de un 15%, propiedades de creep bajo y dependencia baja a la temperatura.

Además, poseen una excelente durabilidad a largo plazo. Para mantener una serviabilidad de aproximadamente 60 años, la goma de alto amortiguamiento está forrada con una cubierta exterior de goma sintética especial de excelente resistencia al medio ambiente.

Estos apoyos tienen una alta rigidez horizontal para niveles de carga pequeños, lo cual es efectivo para la prevención de oscilaciones en el edificio causadas por vientos que hagan estar incómodos a sus ocupantes. Esto es por la no linealidad de los apoyos de goma de alto amortiguamiento que aparece en la dependencia de la rigidez horizontal con la fuerza de corte, donde la rigidez aumenta rápidamente en un pequeño rango de fuerza.



Ilustración VIII-1.- Edificio de Tokyo Electric Corporation.

Los aisladores basales Bridgestone han sido utilizados en diversos edificios, los primeros fueron instalados en un edificio de departamentos en 1984. Desde entonces 36 edificios en Japón y dos en los Estados Unidos han sido construidos sobre aisladores Bridgestone, el más grande es El Centro de Computación N°2 de la Tokyo Electric Corporation de 6 pisos con 10,034 m² que fue terminado en abril de 1989 (ver Ilustración VIII.1). Otras instalaciones incluyen un edificio de oficinas de 10 pisos (7,618 m²) para Kajima Corporation en 1989 y un Centro de Operaciones de Emergencia (EOC) de 3 pisos para el condado de Los Angeles, E.E.U.U. en 1993. Desde 1990, Bridgestone ha también aislado cuatro puentes en Japón.

Ha habido tres proyectos de aislación muy grandes en Tokio, Japón, con más de 10,000 m² de área de piso. El Centro de Computación N°2 de Tokyo Electric Co. en 1989 con 10,034 m² (mencionado anteriormente), el Centro de Computación de Mitsui Corporation en 1992 con 19,510 m² y el centro de Computación de Tohoky City Development en 1994 con 17,000 m².

También han habido proyectos de aislación basal en los Estados Unidos como en el LA County Emergency Operation Center (EOC), donde la Bridgestone fabricó, ensayó y entregó 31 aisladores basales para el edificio de 3,000 m². Los aisladores para este proyecto fueron aisladores Bridgestone standard HHD-060, con una capacidad de 150 T y amortiguamiento viscoso de 15%.

En febrero de 1994, Bridgestone recibió un pedido de 44 aisladores sísmicos HHD-060/KL-301 especialmente diseñados para el nuevo Caltrans/CPH Traffic Management Center que se construyó en San Diego (Ilustración VIII.2). El edificio de 2 pisos es una estructura de marcos de acero de aproximadamente 3,900m². Los aisladores eran de 24 pulgadas (61 cm) de diámetro, 13.5 pulg. (34.3 cm) de alto y diseñados para proveer 13.4 pulgadas (34 cm) de desplazamiento y 15% de amortiguamiento bajo una carga de columna de 1,895 kN.

Recientemente a fines de 1995 se entregaron 560 aisladores para un proyecto de reforzamiento de un edificio en la ciudad de Los Ángeles.



Ilustración VIII-2.- Nuevo Edificios de Caltrans /CPH Traffic Management Center

La empresa comenzó su desarrollo en 1981, y presento sus primeros diez años de desarrollo en investigación. Presento apoyos de neopreno que están elaborados con hules de alto amortiguamiento, hizo un modelo en una escala de 1:0.263 donde se examinó el comportamiento sometiendo al modelo a una aceleración de entrada de 3 m/seg².

Se tomaron los factores de durabilidad de los dispositivos durante estos últimos 10 años y se tomó un modelo de elemento finito para explicar su comportamiento ante grandes deformaciones.

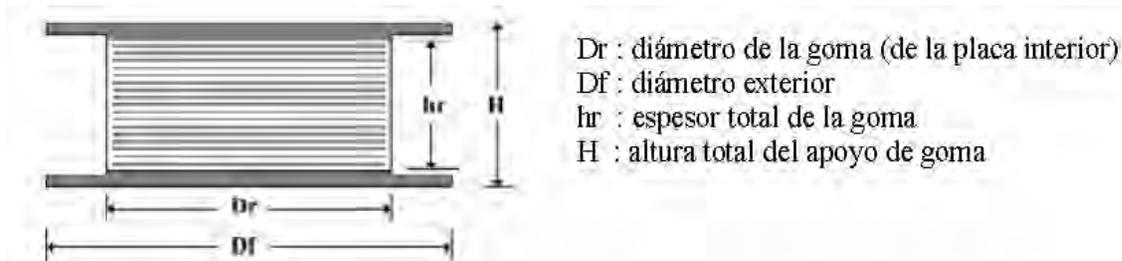
Este fue el primer modelo en su tipo para explicar este comportamiento.

Como ejemplos de aplicación en Japón, se mencionan:

- El Edificio del Laboratorio de Investigación de Ohbayashi Co. Que tiene 5 niveles y un sótano, con un área total de 1,624 m² con 14 apoyos de neopreno de 200 toneladas y 740 mm de diámetro, teniendo apoyos de neopreno (caucho natural) y amortiguadores de acero.
- El Dormitorio de Funabashi Chikuyu, de tres niveles con 1,530 m² de área total con 6 apoyos de neopreno de 150 ton más 8 apoyos de neopreno de 200 ton de 670 y 700 mm de diámetro, siendo estos de neopreno (caucho natural) y amortiguadores viscosos.
- El Edificio de Experimentación de Sonido de Kajima Co. Es de 2 niveles en un área total de 656 m² con 10 apoyos de 10 ton, y 8 de 200 ton con diámetros de 1080 mm y de 1340 mm, estos apoyos son de neopreno (caucho natural) y amortiguadores de acero.
- El Edificio Shibuya Shimizu Dai-ichi, de 5 niveles y un sótano, con 3,385 m² de área total, con 6 apoyos de 150 ton, y 12 apoyos de 250 ton, de 620 y 740 mm de diámetro respectivamente, con amortiguadores de acero.

- El edificio Toranomón 3-Chomé, de 8 niveles, de 3,360 m² y apoyos de neopreno de: 15 de 400 ton y 880 mm de diámetro, 4 de 500 ton y 960 mm de diámetro, 3 de 600 ton y 1030 mm de diámetro, estos apoyos son de neopreno (caucho natural) y amortiguadores de acero.
- La mansión Ogawa, que consta de 4 niveles y un área total de 1,186 m² con 2 apoyos de neopreno de alto amortiguamiento de 70 toneladas y 600 mm de diámetro, 4 de 100 ton y 650 mm de diámetro, 8 de 170 ton y 790 mm de diámetro.
- El Edificio de oficinas de Tokyu Construction Co. Ltd. Que consta de 771 m² con 3 niveles y apoyos de neopreno de alta amortiguamiento, son 6 de 60 ton y 450 mm de diámetro.
- El Edificio Kusuda tiene 4 niveles y un sótano, con 1,044 m² con apoyos de neopreno de alto amortiguamiento, con 2 de 150 ton y de 700 mm de diámetro, 5 de 250 ton y 920 mm de diámetro y 1 de 300 ton con 1010 mm de diámetro.
- El 2do Centro de cómputo de la Tohoku Electric Co. Ltd. Con 6 niveles y 10,032 m² de área total, con 16 apoyos de 400 ton, 800 mm de diámetro, 18 apoyos de 500 ton con 1000 mm de diámetro y 6 apoyos de 700 ton y 1180 mm de diámetro. Siendo este último el edificio más largo con aisladores de neopreno de alto amortiguamiento.

Se propone el uso en puentes para producir sistemas de aislamiento de base, así como su uso en elementos multi capas para edificios.



$K_h (X=10)$: Rigidez en la dirección horizontal (rigidez horizontal equivalente al desplazamiento de $X=10$ cm).

$K_h (X=20)$: Rigidez en la dirección horizontal (rigidez horizontal equivalente al desplazamiento de $X=20$ cm).

H_{eq} : Razón de amortiguamiento viscoso equivalente.

Δ_x : Desplazamiento horizontal diseñado.

K_v : Rigidez en la dirección vertical (valor seguro mínimo)

Ilustración VIII-4.- Características de los aisladores de base Bridgestone Rendimientos (Tipo Estándar) de HHD y LHD.

Se Propone un experimento en una mesa de vibración, con apoyos de neopreno en multi capas para sustituir los disipadores de masa con amortiguadores de neopreno viscoelásticos, los cuales tienen una excelente durabilidad aunado a un adecuado comportamiento ante

pequeños efectos de ruido ambiental (viento equipo vibratorio, etc) lo que los hace las unidades de absorción de energía por unidad más eficientes.



**Ilustración VIII-5.- Máquina experimental de Aisladores
Bridgestone**

En Bridgestone, existen datos experimentales de más de 20 años para caucho aislamiento sísmico. Para el material de goma, se han llevado a cabo experimentos que permiten tener los conocimientos de más de 70 años, incluyendo el desarrollo de los neumáticos. Los productos desarrollados por la utilización de la gran cantidad de datos de estos materiales, se cuenta con una alta calidad y fiabilidad, que no permite estar a la vanguardia de otras empresas.



**Ilustración VIII-6.- Centro de Investigación de Bridgestone en
Yokohama, Prefectura de Kanagawa (48 Aisladores en PB)**

La capacidad disponible del caucho laminado de todo tipo, en el aislamiento sísmico de goma que fabrica sólo Bridgestone, tiene una composición química que asegura su estabilidad a largo plazo. El caucho de alta amortiguación que combina la fiabilidad y la flexibilidad, entre otros, no requiere de un amortiguador, y tiene una alta popularidad como producto de alto rendimiento con excelente rendimiento económico, con la experiencia de la fabricación de llantas para automóvil.

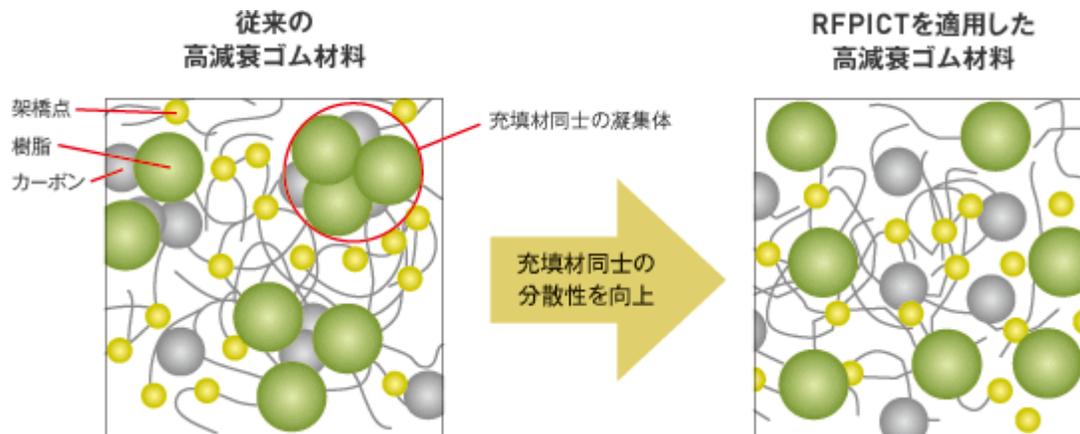


Ilustración VIII-7.- esquema original de la descripción del caucho de los aisladores y su alineamiento de partículas que permite grandes ciclos de carga, en el material de BRIDGESTONE.

El caucho de alta amortiguación es el material tradicional, con la adecuada variación de la rigidez y prestaciones de amortiguación debido a la fuerza ocasionada por las numerosas solicitudes de cargas repetidas es grande, y había una propiedad característica de resorte que se ajusta a regresar completamente a su estado inicial después de experimentar una deformación debida a la carga. Para estos ciclos de dependencia, la historial de carga es grande, y la definición de elasticidad (resorte horizontal constante, constante de amortiguamiento, etc.) del valor de diseño es complejo, había un aspecto difícil trabajar para los diseñadores.

Mediante la mejora de la dispersión de la carga en la matriz de caucho, es "RFPICT" las técnicas de composición básicos que facilitan esta interacción de fricción entre la carga y el polímero de caucho es el mecanismo básico de la expresión de amortiguación.

Puede que por la aplicación del RFPICT, se puede reducir significativamente la dependencia de la historia de carga de material de caucho de alta amortiguación.

Como un fabricante global de goma de aislamiento sísmico, estamos en una etapa que comienza a utilizar las redes mundiales de la venta de llantas, que atienden a todo tipo de clientes.

El proceso RFPIC, que permite el Polvo de hierro, tapón de material de mezcla de caucho, es con una mezcla de polvo de hierro con materiales de alta viscosidad que presentan propiedades de un fluido de Bingham (fluido plástico).



Ilustración VIII-8.- Composición del caucho y el polvo de hierro, mostrando además el laminado con el centro de plomo del aislador de base

La Fuerza de amortiguación se genera resistencia al flujo y la fuerza de fricción de cuerpo altamente viscoso que fluye entre el polvo de hierro, la fuerza de fricción entre el polvo de hierro.

La función de atenuación se combinan con nuevos materiales, el Caucho laminado a base de caucho natural se muestra en la función de atenuación y contiene polvo de hierro, caucho mezclado, este empalme es importante, en parte, una función de la elasticidad del material.

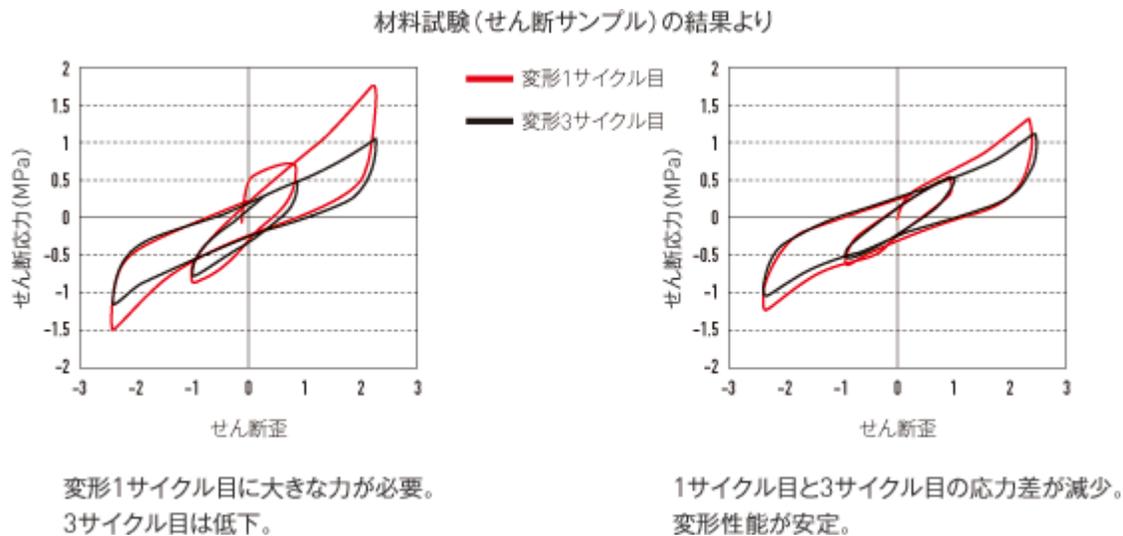


Ilustración VIII-9.- Ciclo Histerético logrado por los Aisladores Bridgestone

Es posible ajustar la sintonía de la atenuación por el cambio a la mezcla y su (※) porcentaje del empalme de los materiales.

Con esto también se logra reducir el impacto ambiental, con la adopción de la mezcla del material de amortiguación con el medio ambiente en mente, ya que en los tiempos que cumpla su servicio, al momento que se recicle de forma que no sólo reduce el impacto ambiental.

El reciclaje, separando el plomo que no es necesario, ya que puede ser fácilmente reutilizado y la seguridad en el momento de la eliminación del caucho laminado es muy larga en el tiempo de utilización.

VIII.03.2. AISLAMIENTO SÍSMICO DESPUÉS DE KOBE 1995.

Para todos los sistemas, la más importante área de investigación para el futuro, es la estabilidad en periodos largos de tiempo, y la estabilidad mecánica de los elementos mecánicos de los aisladores y sus materiales constituyentes.

El comportamiento a largo plazo, de los aisladores puede ser mejor desarrollado a través de las inspecciones y pruebas de los que han dado buen servicios durante varios años.

Los Sistemas elastoméricos en los apoyos de los puentes no sísmicos, han tenido un adecuado comportamiento por poco más de 30 años y un record satisfactorio de comportamiento que han establecido.

Después del sismo de Kobe, se puede ver que en Japón, principalmente, un incremento en el uso de los aisladores, provocado por el impacto económico del terremoto, que tiró las barreras de la renuencia ante el costo económico más alto de la inversión inicial, que generalmente es de un 20 % en casi la mayor parte de los casos.

El (Hyogo-ken Nanbu) terremoto del 17 de enero 1995, de Kobe, llevó a un cambio repentino y significativo en la aplicación de tecnologías de control pasivo para el diseño sísmico de Japón. En el período de tres años antes del terremoto de 1995, 15 edificios aislados sísmicos fueron autorizados para la construcción.

En los tres años que siguieron al terremoto, se aprobaron 450 edificios aislados. Incluso hoy en día, aunque la industria de la construcción se ha ralentizado considerablemente debido a las dificultades económicas nacionales y regionales, las licencias para la construcción de este tipo de edificios, aproximadamente a crecido de 10 a 15 nuevos edificios aislados sísmicos, se conceden cada mes, con aprobaciones adicionales para la modernización de las estructuras existentes.

Las estadísticas reflejan un aumento similar en la tasa de adopción de las tecnologías de amortiguación adicionales. Como es el caso con la mayoría de los avances en la práctica de la ingeniería sísmica, una amplia gama y de las influencias técnicas, económicas y sociales se han unido para llevar a cabo esta evolución en la construcción sismo-resistente.

El objetivo fundamental de varios estudios llevo a comprender cómo y por qué este cambio en la ingeniería y la construcción práctica ha tenido lugar. Está claro que el terremoto de Kobe ayudó a desencadenar la aceptación de las nuevas tecnologías en la comunidad japonesa de diseño sísmico, pero la aparición del terremoto no es por sí misma suficiente para cambiar la dirección de la ingeniería y la construcción práctica.

En cambio, parece que un factor importante es que las tecnologías de control pasivo habían alcanzado un nivel de madurez más o menos estable, al momento del terremoto. La gran pérdida de vidas humanas y de propiedades, hizo que los ingenieros, propietarios de edificios, y de la población, tomaron consciencia tanto de la necesidad y la viabilidad de la construcción de estructuras de alto rendimiento y los beneficios potenciales de un mejor desempeño.

Mirando hacia atrás en los eventos en los tres años posteriores al terremoto ofrece la oportunidad de examinar lo que salió bien en el proceso de mejora de las percepciones y prácticas de diseño sísmico. Por desgracia, también indica que puede ser difícil para instituir un cambio significativo tal como esto sin el catalizador de un terremoto perjudicial.

En muchas investigaciones se centraron en las opiniones y experiencias de los tomadores de decisión primaria de los propietarios sísmicos diseño del proceso de construcción, ingenieros de diseño y empresas constructoras y reguladores.

A base de detallados cuestionarios que se distribuyeron a más de 150 personas y empresas. La pregunta más importante de las encuestas, que viene a ser conocido como la pregunta número uno (1), solicitó opiniones de los encuestados en cuanto a las principales nuevas tecnologías, y que razón, ya que se están adoptando a un ritmo acelerado desde el terremoto de Kobe. Sabiendo que las respuestas a esta pregunta probablemente reflejan una compleja combinación de influencias dentro del industria de la construcción, otras preguntas abordaron diversas cuestiones técnicas y no técnicas: criterios de diseño y desempeño sísmico esperado, métodos de análisis, las expectativas de los clientes, el costo de la construcción y programación, responsabilidad consideraciones, programas de educación, la concesión de licencias y el proceso de aprobación, la conciencia pública y las tendencias futuras de diseño sísmico.

Muchas de las encuestas escritas se aumentaron con la visita a una serie de estudios de diseño, los edificios terminados y obras de construcción en Japón. Esta serie de entrevistas in situ se orientaron principalmente al desarrollo de medidas cuantificables de cómo se adoptan nuevas prácticas de diseño sísmico, con la esperanza de que los factores identificados serían útiles en los futuros esfuerzos para mejorar el desempeño sísmico. El objetivo de estas y muchas de las investigaciones del EERI (Earthquake Engineering Research Institute, USA), fue la construcción de estructuras, aunque los cambios significativos en el uso de las nuevas tecnologías en el diseño de puentes también se han producido como consecuencia del terremoto de Kobe.

Las inspecciones y visitas que realizó el EERI, dejaron en claro el hecho de que no hay una respuesta sencilla a la pregunta N ° 1. Es evidente que el gran número de pérdidas humanas y de propiedades, ha tenido una gran influencia en cómo los ciudadanos en Japón se han vuelto más educados acerca de los riesgos sísmicos y de las formas de mitigarlo, pero también ha habido

un empuje de los promotores de las nuevas tecnologías, como las constructoras, las organizaciones de ingeniería y la aportación de las empresas de desarrollo.

Algunos de los encuestadores creen que las porciones de la población en general han perdido la fe en las formas tradicionales de la construcción, después de ver el daño durante el terremoto en Kobe, mientras que otros creen que la decepción y la ansiedad del grupo son las fuentes reales detrás de la demanda de sistemas estructurales innovadoras.

La preponderancia de las actividades de investigación antes y después del terremoto, junto con el desempeño favorable de los dos edificios aislados de la región, prestaron apoyo técnico a las promesas de un mejor comportamiento sísmico. Los resultados de las encuestas iluminan el carácter multidisciplinario de la ingeniería sísmica y la necesidad de comprender los puntos de vista de todas las partes interesadas en el sector de la construcción antes de un cambio positivo y duradero puede ser promulgada.

Como ya mencionamos, la era moderna de control estructural pasiva tuvo sus inicios en Nueva Zelanda a principios de 1970. Numerosos esfuerzos de investigación y desarrollo estaban en marcha en todo el mundo a finales de esa década, y las primeras aplicaciones de aislamiento sísmico en Japón y los Estados Unidos comenzaron a principios de 1980. En Japón, la primera estructura aislada fue una pequeña casa construida como un "proyecto de demostración" en la primera edificación aislada construida en los Estados Unidos fue un edificio administrativo del condado en el sur de California, terminada en 1985.

A medida que la economía japonesa se disparó durante la segunda mitad de la década de 1980, muchos más proyectos de demostración fueron construidos por un gran número de empresas constructoras para mostrar sus avances en la tecnología. El financiamiento de estos edificios por lo general proviene de las inversiones en investigación, que por mandato gubernamental, obliga a las empresas constructoras a llevar a cabo, y los edificios que utilizan muchos tipos diferentes de sistemas de aislamiento de propiedad particulares. De los 85 edificios aislados aprobados para la construcción antes de que el terremoto de Kobe se presentara, aproximadamente 35 eran o son residencias, centros de investigación u otras instalaciones propiedad de las empresas constructoras o fabricantes de rodamientos y aisladores, construidos para fines de demostración.

Los usos más comunes de estos primeros edificios incluyen oficinas (32), residencias y complejos de apartamentos (25, incluidas las instalaciones de la empresa), los centros de investigación (17), y los centros de informática (7).

Los detalles de muchas de las primeras aplicaciones se proporcionan en Kelly (1988), de donde se muestra la gráfica de la Ilustración VIII.8, donde se traza el crecimiento inicial de aplicaciones de aislamiento en] una sartén antes de enero de 1995, que indican un período de desarrollo relativamente rápido a finales de 1980, que luego se estabilizó en la década de 1990 ya que, como la economía japonesa se desaceleró, también lo hizo el desarrollo de este tipo de estructuras.

El desarrollo de las estructuras que incorporan amortiguamiento pasivo se movió más lentamente de lo que lo hicieron los edificios aislamiento sísmico incorporado. Aunque

relativamente pocos eran los proyectos de demostración propiedad del contratista, muchas de las primeras aplicaciones fueron pensadas tanto para mitigar los movimientos debidos al viento y tifones, como para que se eviten daños en los terremotos fuertes. Estos edificios también utilizan una amplia variedad de diferentes dispositivos patentados. Los datos completos de estos edificios son más difíciles de obtener que los edificios aislados, pero los diseñadores y empresas de construcción que respondieron a las encuesta del EERI, indicaron que sus empresas eran responsables de 28 edificios con sistemas de amortiguación pasivos antes del terremoto de Kobe.

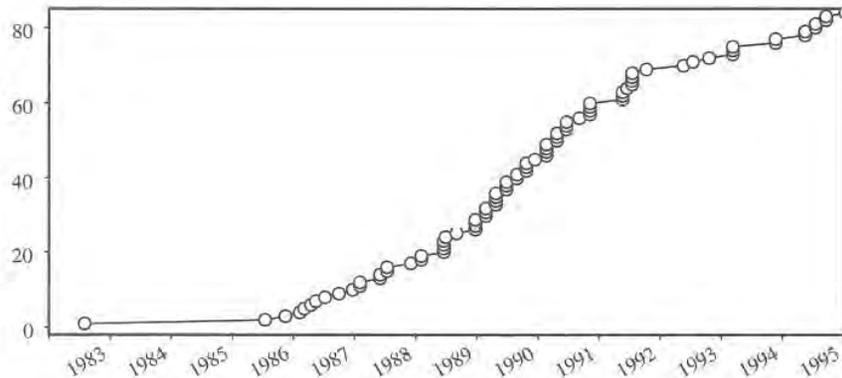


Ilustración VIII-10.- Gráfica de número de Edificios con aislamiento sísmico por año de aprobación de construcción durante los primeros años antes del sismo de Kobe

Ningún edificio con control estructural pasivo en Japón había experimentado un terremoto significativo hasta el experimentado por el terremoto de Kobe, el cual fue grabado en dos edificios aislados situados a unos 30 km del epicentro. Tanto el Matsumura-Gumi, Laboratorio de Investigación y el West Japan Postal Savings Center Computer (West-1), donde las aceleraciones experimentadas por aproximadamente 0,3 g.

La respuesta del West-1, el edificio funcionó muy bien, lo que reduce la aceleración en la superestructura de aproximadamente 0,1 g, se convirtió en el foco de atención importante después del terremoto, porque en ese momento era el mayor edificio aislado sísmica en el mundo (Naeim y Kelly, 1999). A pesar de que estos dos edificios aislados estaban ubicados fuera de la región de fuerte agitación, ingenieros, empresas de construcción, los medios de comunicación y otros grupos en Japón utilizan estos edificios para promover los beneficios potenciales de aislamiento sísmico.

A partir de mediados de 1995, la tasa de aprobación de la construcción de edificios aislados sísmicamente y los edificios con sistemas de amortiguación pasivos aumentó sustancialmente. Las claras diferencias entre las tendencias de construcción antes del terremoto y post-terremoto se presentan en la gráfica de la ilustración VII.9, que representa los datos disponibles para todos los edificios aislados con licencia antes de junio de 1998.

Aunque los datos son menos completos, se han encontrado tendencias similares en las aprobaciones de construcción para edificios que incorporan sistemas de amortiguación pasivos.

Antes del terremoto, cerca de 28 edificios con sistemas de amortiguación pasivos habían recibido la aprobación de construcción por parte del Ministerio. Este proceso se conoce como "Hyotei", y cuatro comités son de particular interés: el comité de edificios aislados sísmicos, el comité de estructuras de acero, el comité para estructuras de hormigón, y el comité de edificios altos (donde se define como edificio alto las estructuras de más de 60 metros de altura). Cada comité está integrado por unos 20 profesores universitarios que se reúnen periódicamente para revisar los proyectos enviados por diseñadores y empresas de construcción.

El comité de aislamiento debe revisar cada edificio aislado, y si es más de 60 metros de altura, el comité de edificios altos (rascacielos) también debe revisarlo. El comité revisará los edificios de gran altura en el que los amortiguadores se incorporen, y cuya altura sea mayor a 60 metros. Si los diseñadores están tratando de reducir las fuerzas de diseño por debajo del mínimo de código mediante el uso de amortiguadores, independientemente de la altura del edificio, ya sea los comités de acero o de hormigón revisarán los edificios. Pero si se permite usar los dispositivos con este fin, si los Edificios que incorporan materiales especiales (por ejemplo, materiales viscoelásticos para dispositivos de amortiguación), como parte del sistema de resistencia de fuerza lateral también pueden ser objeto de revisión por el comité correspondiente.

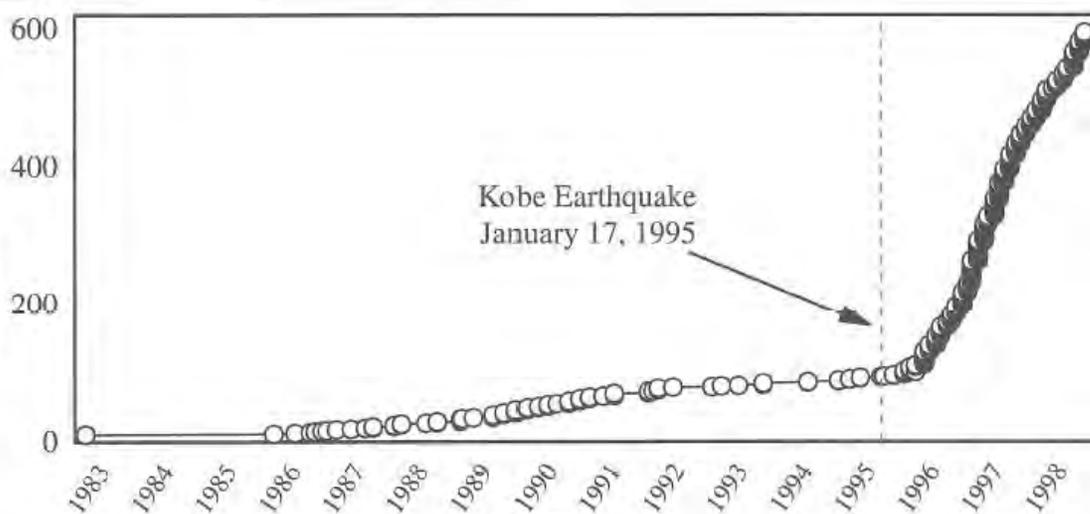


Ilustración VIII-11.- Gráfica de numero de Edificios por Fecha de aprobación de construcción, de edificios con disipación sísmica en Japón, después del Terremoto de Kobe, Japón, 1995.

Además de administrar el proceso de aprobación, la BCJ publica una revista titulada "The Letter Building", que documenta todas las licencias concedidas por los diversos comités e incluye periódicamente recomendaciones de diseño que, en conjunto, definen una especie de código informal. Los diseñadores tienden a seguir estas recomendaciones para acelerar el proceso de revisión.

Para una empresa con experiencia, la revisión sólo puede tomar un mes porque sus procesos de diseño han sido previamente revisados y aprobados. Una empresa sin experiencia

puede tardar más de dos meses para pasar por el proceso de revisión, en función de las respuestas que tienen que entregar a los cuestionamientos del comité de revisión. Una revisión general cuesta alrededor de 1,8 millones de yenes (18.000 dólares), dependiendo del tamaño del edificio.

Antes del terremoto de Kobe, el Comité de BCJ para edificios aislados se reunía cada dos meses para revisar los proyectos enviados, por término medio, dos edificios, después del terremoto, este comité se ha comenzado a reunir mensualmente, revisando hasta 20 edificios a la vez.

Muchas de las estadísticas sobre el número de aplicaciones de disipación sísmica, y respecto a la función del edificio, y el tipo de dispositivo de aislamiento se presenta en este documento en el cual han sido resumidos del BCJ, La "Letter Building". Si bien esta es una tarea sencilla para el caso de edificios aislados, ya que existe un comité específico para estructuras aisladas, no es tan fácil de extraer para los datos de los edificios con amortiguadores pasivos de las publicaciones de la BCJ. A menos que debido a la altura o los requisitos de reducción de la plantilla de diseño, como se describe más arriba, muchos de los edificios con amortiguadores pasivos no requieren ninguna forma de opinión de la BCJ. Por estas razones, las estadísticas de edificios con sistemas de amortiguación pasivos son mucho menos completas.

Hubo una gran cantidad de interacción entre los investigadores de Nueva Zelanda, Japón y los Estados Unidos en toda la década de 1980, lo que garantizó que los avances en las tecnologías de aislamiento sísmico y disipación de energía sísmica pasiva se difundieran ampliamente.

La tasa de solicitudes en Nueva Zelanda y los EE.UU., sin embargo, no pudo mantener el ritmo de Japón y su economía en auge. En 1990 sólo había cuatro edificios aislados y no hay edificios con amortiguadores pasivos en los USA. A finales de 1993, tres semanas antes del terremoto de Northridge de 1994, once edificios aislados se habían terminado, y dos edificios habían sido adaptados para el uso de amortiguadores pasivos.

Cuando el terremoto de Northridge sacudió el sur de California el 17 de enero de 1994, al menos cinco edificios aislados experimentaron movimientos de tierra medibles.

El Hospital Universitario de la USC (Ilustración VIII.11), en el este de Los Ángeles, a unos 35 km del epicentro, experimento el temblor más fuerte que cualquier otro edificio aislado haya tenido anteriormente.

Las Aceleraciones máximas de 0,38 g por debajo del edificio se atenuaron a menos de 0,13 g en la mayor parte de la superestructura, haciendo de este edificio un punto focal para el estudio internacional, y muchos investigadores e ingenieros de todo el mundo vinieron a Los Ángeles en las semanas siguientes al terremoto (Asher et al., 1997).

El desempeño favorable de la Hospital Universitario de la USC (Ilustración VIII.12), demostró que el aislamiento sísmico es un enfoque de diseño sismo-resistente viable. Sin embargo, otra importante lección del terremoto de Northridge, fue la confirmación de la posibilidad de graves

movimientos de tierra impulsivos con impacto de fuente cercana a la región, lo que provino de numerosas grabaciones de movimientos fuertes en la región noreste del Valle de San Fernando y posteriores estudios sismológicos.

Estos registros han dado lugar a una nueva etapa de diseño de edificios aislados, y la tecnología utilizada ha madurado, permitiendo que el número de solicitudes se haya incrementado de manera constante. A finales de 1998, había aproximadamente 40 edificios aislados terminados o en proceso de iniciar la su construcción en los Estados Unidos, con más de 20 edificios que incorporan ya sea terminados o en fase de diseño.

Un caso similar está viviendo Chile después del Terremoto de 2010, el cual requiere un estudio independiente por las características de desarrollo de los dispositivos disipadores de sismo que están presentando, y es un caso más apasionante que se conocerá en el 16° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (16th WCEE) cuya sede será en la ciudad de Santiago en Chile en 2016.

Poco antes del Terremoto de Chile, se estaba construyendo el Hospital Militar de Santiago de Chile (Ilustración VIII.13), donde el primer cuerpo fue construido con procedimientos normales, y poco después se tomó la decisión de construir el segundo cuerpo con aisladores de base, aunque con las demás características similares a las del primer cuerpo.



Ilustración VIII-12.- Hospital Universitario de la USC (University of Southern California)

El Hospital es un Edificio de 5 pisos (4 pisos y 1 subterráneo) de 50.000 m², al cual se le colocaron mediante un sistema de aislamiento, se utilizaron 164 aisladores elastoméricos (50 con corazón de plomo) a nivel del suelo del subterráneo, evitando así la construcción de una losa adicional

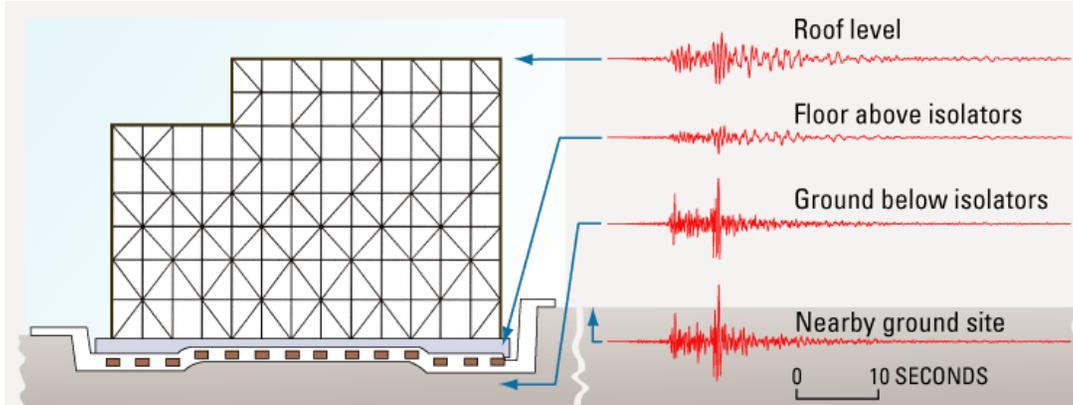


Ilustración VIII-13.- Nivel de aceleración en el Hospital Universitario de USC medido durante el Terremoto de Northridge 1994

En el momento en que se presentó el terremoto de 2010, se pudo apreciar las diferencias de comportamiento entre los dos edificios, presentando un mejor comportamiento y una ocupación y operación inmediata el segundo cuerpo del hospital que fue construido con aisladores de base, en tanto que el primer cuerpo, tuvo que ser desocupado para su posterior rehabilitación.



Ilustración VIII-14.- Hospital Militar de Santiago de Chile

Actualmente el desarrollo de los sistemas de disipación sísmica que podemos ver de Chile, van considerando la disipación sísmica como un proceso viable para reducir el impacto de los terremotos en las estructuras que actualmente están diseñando.

En Chile, el primer edificio con aislación sísmica de base fue construido en el año 1991. Este edificio de viviendas sociales, de cuatro pisos, corresponde al conjunto habitacional de la Comunidad Andalucía, ubicado en la comuna de Santiago. Posteriormente, una veintena de estructuras con sistemas de protección sísmica han sido construidos, entre los que destacan el viaducto Marga-Marga, el Muelle Coronel, el puente Amolanas, el Nuevo Hospital Militar La Reina, el edificio Parque Araucano, la Clínica UC San Carlos de Apoquindo, la Torre Titanium, y los edificios de la Asociación Chilena de Seguridad en Santiago y Viña del Mar, entre otras.



Ilustración VIII-15.- Proceso constructivo del Hospital Militar de Santiago de Chile

Se espera que luego de los terremotos de Chile en febrero del 2010 y del ocurrido en marzo 2011 en Japón se genere un nuevo auge, al igual que lo ocurrido en la década de 1990 con los terremotos de Northridge y Kobe, que impulse la masificación de la aplicación de sistemas a la par con este auge en el uso de sistemas de protección sísmica en estructuras, En particular, debido a la cantidad de edificaciones que, contando con sistemas de protección sísmica en Japón, registraron un excelente comportamiento.

Al momento actual, se encuentra en revisión la normativa chilena (NCh2745.Of2003) para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, y en etapa final de desarrollo la normativa para el análisis y diseño sísmico de edificios con disipadores de energía.

Ambos documentos están basados en las exigencias del código ASCE 7-10 (ASCE/SEI, 2010) de los Estados Unidos en protección sísmica en estructuras.

IX. METODO DE DISEÑO Y CASO REAL

Desde el terremoto de Northridge de 1994 en los EE.UU., el terremoto de 1995 Hyogoken Nanbu-en Japón, el terremoto de 1999 Chi-Chi en Taiwán, el terremoto de Wenchuan de 2008 en China y los 2009 de L'Aquila en Italia, el número de edificaciones aisladas sísmicamente han aumentado rápidamente. Durante el mismo período, los códigos de construcción se han revisado y actualizado para incluir los requisitos para el diseño de edificios sísmicamente aislados. En Japón, las disposiciones más recientes del código de construcción entraron en vigor en 2000. En este trabajo, los procedimientos y la práctica de llevar a cabo el diseño basado en el desempeño de se introducen edificios sísmicamente aislados.

En México existe una propuesta hecha por el Dr. Arturo Tena Colunga, (Teheran y Quiroz, 2010), la cual no ha sido aceptada oficialmente. Actualmente esta siendo revisando para el Manual de Obras Civiles de CFE (Comisión Federal de Electricidad), en el apartado de Sismos.

Una filosofía de diseño de dos etapas se introdujo en el código de construcción japonesa, como se muestra en la Tabla 1. Las dos etapas se definen generalmente como limitar los daños (Nivel 1, aproximadamente un periodo de retorno de 50 años) y la limitación de la seguridad de vida (Nivel 2, aproximadamente un periodo de retorno de 500 años). En la etapa de limitación de daños, el desempeño de la seguridad estructural debe ser preservado en el terremoto considerado. En la etapa de protección de la vida, el edificio no se derrumbará para garantizar la seguridad de la vida humana. El objetivo de rendimiento se puede clasificar en tres partes: la superestructura, la capa de aislamiento sísmico y la subestructura, como se muestra en la Tabla 1. En el código japonés, se define la aceleración espectral amortiguamiento 5% en el lugar de lecho de roca. El espectro de sitio se obtiene considerando el factor de amplificación del suelo, que es dependiente del perfil del suelo.

El método de análisis histórico de tiempo (Time History Analysis) es más popular para el comportamiento o desempeño de la estructura, que el método lineal equivalente, el cual se puede seleccionar simplemente en condiciones limitadas. Posteriormente, un típico edificio de hormigón reforzado, aislado con una combinación de cojinetes de goma, rodamientos con elastómeros y acero, amortiguadores de deslizamiento, se analiza para demostrar la práctica de diseño.

IX.01. Características dinámicas del aislamiento de base

El aislamiento de base se lleva a cabo por medio de introducir un sistema relativamente flexible en la interfaz cimentación-estructura. Con esto, se consigue alargar el periodo

fundamental de vibración del sistema, y reducir sustancialmente las fuerzas en la estructura al desacoplarla del movimiento del terreno. En el espectro de pseudo-aceleración mostrado en la Ilustración IX.1 se muestran dos puntos, los cuales están asociados a los periodos fundamentales de vibración de una estructura sobre base rígida (TBR) y sobre base aislada (TAIS). Note que un aumento de periodo se ve reflejado en una reducción considerable de la demanda de pseudo-aceleración.

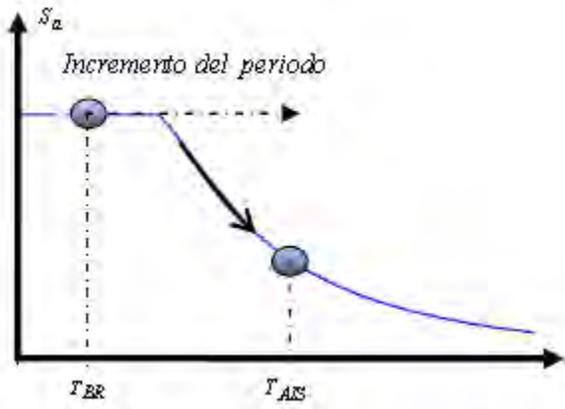


Ilustración IX-1.- Reducción de fuerzas sísmicas con el incremento del periodo.

Aunque esta disminución se ve acompañada por un incremento en la demanda de desplazamiento, esta tiende a concentrarse en el sistema de aislamiento. Conforme a lo mostrado en la Ilustración IX.2, las demandas de desplazamiento pueden reducirse si se proporciona al sistema de aislamiento una capacidad importante de disipación de energía.

Como en la mayoría de las técnicas propuestas existen algunas limitaciones asociadas al uso del aislamiento de base. La principal de ellas se relaciona con su aplicación a estructuras desplantadas sobre terreno blando. Para explicar mejor el fenómeno considere el par de espectros de pseudo-aceleración mostrados en la Ilustración IX.3. Note que mientras en la estructura aislada sobre suelo firme se reducen las ordenadas espectrales al aumentar su periodo, para suelo blando sucede lo contrario.

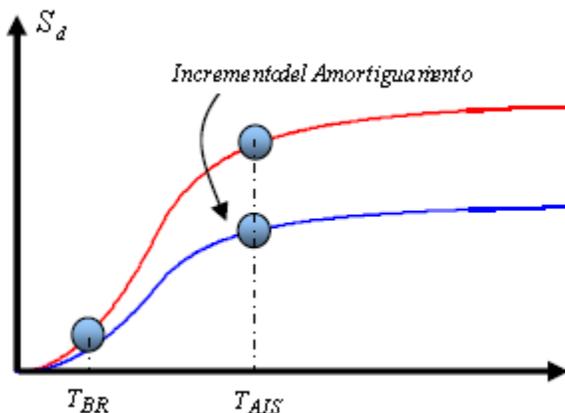


Ilustración IX-2.- Reducción del desplazamiento del aislador con incremento del amortiguamiento.

En la propuesta actual esto se puede tomar con tener la base de la estructura (que puede ser un estacionamiento) en suelo blando y sobre esta, desplantar la estructura de los departamentos (que estará sobre la estructura anterior) y de esta manera el comportamiento de la misma será más flexible al desplazamiento, sin necesidad que la estructura entre en resonancia con el terreno blando.

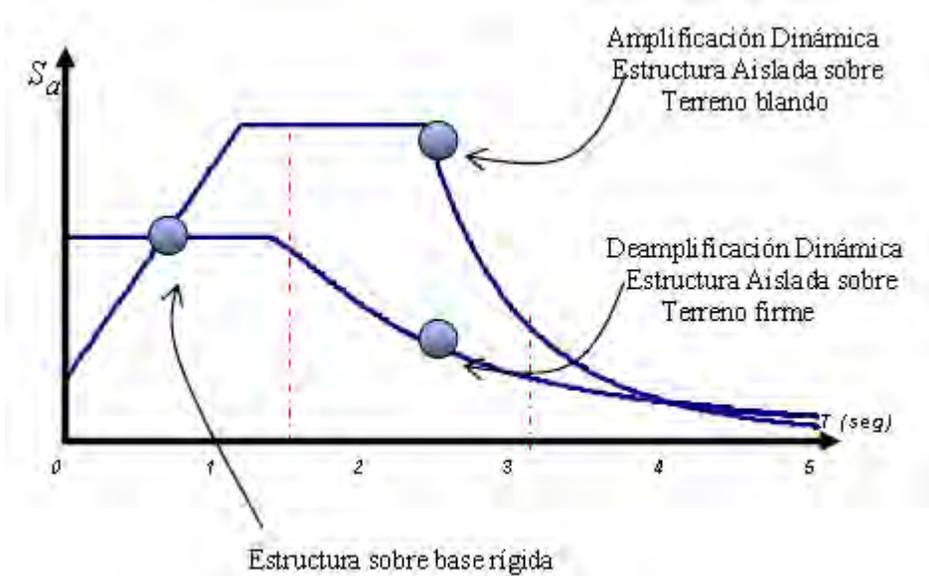


Ilustración IX-3. Efecto de las condiciones del suelo en una estructura aislada.

La propuesta es que la estructura sea más flexible que el terreno, para que salga en la parte descendente de la curva, en la Ilustración IX.3, más allá de los 3 segundos de periodo.

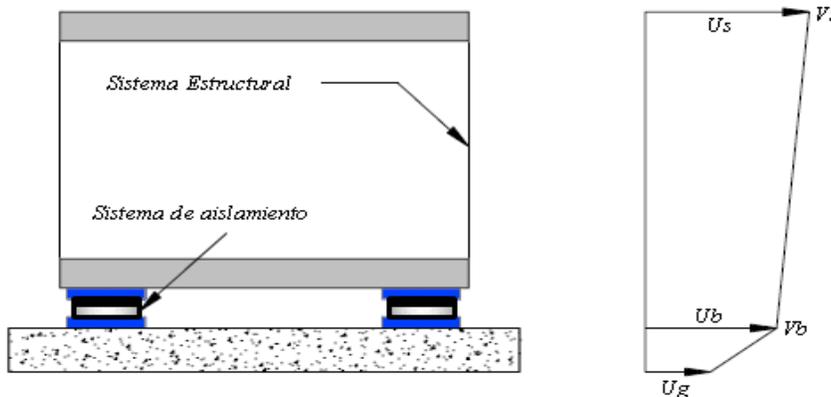


Ilustración IX-4.- Modelo de dos grados de libertad (S2GL)

Esto llevaría a la utilidad de usar aisladores de base en terrenos blandos como el centro de la Ciudad de México, para lo cual se puede revisar la investigación llevada en China para el Hub de Beijing.

Ver el artículo publicado "New seismic isolation system for irregular structure with the largest isolation building area in the world" por (Zohu, 2004), en el 13 WCEE (World Conference Earthquake Engineering, con los experimentos realizados al respecto.

Este último tópico se desarrolla para ejemplificar la utilidad en suelos blandos del aislamiento sísmico.

IX.02. Fundamentos teóricos para el análisis de los sistemas estructurales con aislamiento de base

La respuesta de sistemas con aislamiento de base puede entenderse a partir del estudio del modelo de dos grados de libertad ilustrado en la Ilustración IX.4.

En dicho modelo las masas m_s y m_b representan la masa de la estructura y del sistema de aislamiento, respectivamente. La rigidez y amortiguamiento del sistema estructural están representados por k_s y c_s . Mientras que las propiedades del sistema de aislamiento se denotan k_b y c_b , los desplazamientos absolutos de las masas están representados por u_s y u_b .

Es conveniente obtener los desplazamientos relativos de ambos grados de libertad para plantear la solución en términos de los desplazamientos del sistema de aislamiento y de la distorsión de entrepiso. Los desplazamientos relativos están definidos de la siguiente manera:

$$v_s = u_s - u_b \qquad v_b = u_b - u_g$$

Donde, v_s representa el desplazamiento relativo de la estructura con respecto al sistema de aislamiento, v_b el desplazamiento relativo del sistema de aislamiento con respecto al terreno, y u_g el desplazamiento del terreno. En términos de estas variables las Ecuaciones de movimiento para el modelo de dos grados de libertad son las siguientes:

Para el primer entrepiso:

$$m_s \ddot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = 0$$

$$m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = 0 \qquad \rightarrow \text{(Ecuación 9.1)}$$

Para el sistema de aislamiento:

$$m_b \ddot{u}_b + c_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \qquad \rightarrow \text{(Ecuación 9.2)}$$

El desplazamiento absoluto de la estructura puede ser expresado en términos de los desplazamientos relativos y del desplazamiento del terreno:

$$u_s = v_s + v_b + u_g \qquad \rightarrow \text{(Ecuación 9.3)}$$

Las Ecuaciones de movimiento para el modelo de dos grados de libertad son:

$$m_s \ddot{u}_g + m_s \ddot{v}_b + m_s \dot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = 0$$

$$m_s \ddot{v}_b + m_s \dot{v}_s + m_s \ddot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.4)}$$

$$m_s \dot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + m_s \ddot{u}_g + m_b \dot{v}_b + m_b \ddot{u}_g + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0$$

$$\dot{v}_b(m_s + m_b) + m_s \dot{v}_s + \ddot{u}_g(m_s + m_b) + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0$$

$$\ddot{v}_b(m_s + m_b) + m_s \dot{v}_s + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -\ddot{u}_g(m_s + m_b) \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.5)}$$

Expresada en forma matricial, la Ecuación de movimiento que involucra la respuesta de ambos grados de libertad es:

$$\begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g(t) \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.6)}$$

Donde $m = m_s + m_b$, es la masa total del sistema. Si se pre-multiplica la Ecuación 9.6 por una matriz de rotación Φ , es posible desacoplar la Ecuación de movimiento. La rotación de ejes coordenados permite ver a un sistema complejo de varios grados de libertad como una colección de sistemas de un grado de libertad. A partir de la combinación de la respuesta de los sistemas de un grado de libertad es posible estimar la respuesta de un sistema de varios grados de libertad:

$$\phi_i^T M \phi \ddot{q}_i + \phi_i^T C \phi \dot{q}_i + \phi_i^T K \phi q_i = -\phi_i^T M r \ddot{u}(t) \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.7)}$$

Si se desprecia el efecto del amortiguamiento, la Ecuación de movimiento puede expresarse como:

$$\vec{M} \ddot{\vec{U}} + \vec{K} \vec{U} = \vec{0} \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.8)}$$

La Ecuación anterior tiene solución para n valores de frecuencia ω que deben satisfacer la siguiente condición:

$$|\vec{K} - \omega^2 \vec{M}| = 0 \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.9)}$$

Al resolver la Ecuación 9.9 se obtienen las frecuencias y desplazamientos modales, los cuales pueden estimarse de manera razonable de la siguiente manera:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \Rightarrow \omega_1^2 \approx \omega_b^2 \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.10)}$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} \left(1 + \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \Rightarrow \omega_2 \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1-\gamma}} \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.11)}$$

Donde, los parámetros γ y ε quedan definidos de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s} \qquad \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \varepsilon$$

La forma modal para el primer modo queda definida únicamente por la relación de frecuencias del sistema de aislamiento (ω_b) y de la estructura (ω_s):

$$\varphi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.12)}$$

Cabe mencionar que para los valores de frecuencias que típicamente se manejan en estructuras con aislamiento de base, el parámetro ε es despreciable. La forma modal para el segundo modo queda definida de la siguiente manera:

$$\varphi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}(1 - (1 - \gamma)\varepsilon) \end{Bmatrix} \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.13)}$$

En la Ilustración IX.5 y IX.6 se muestran las formas modales para el primer y segundo modo del modelo de la Ilustración IX.4.

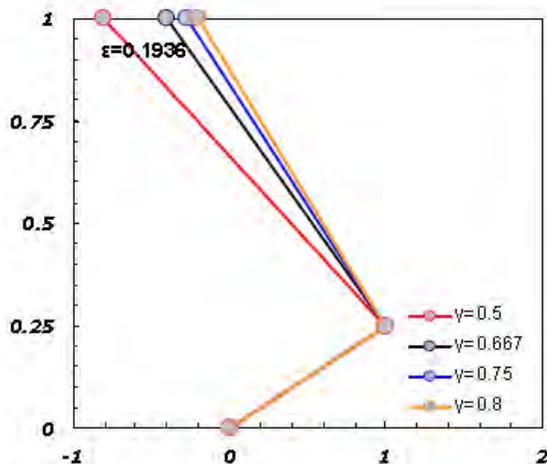


Ilustración IX-5. Segundo Modo de Vibrar para Modelo de 2 Grados de Libertad (Modelo IX.4)

En cuanto a la Ilustración IX.6, se consideraron valores de ω_b en un rango de 0.33 a 0.67, y un valor de 0.75 para ω_s .

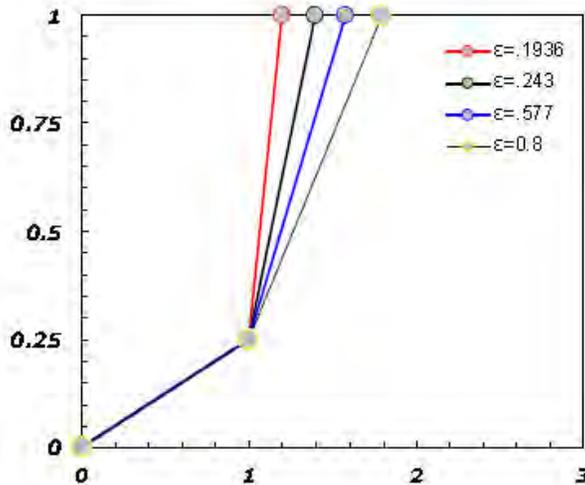


Ilustración IX-6.- Primer Modo de Vibrar para Modelo de 2 Grados de Libertad (Modelo IX.4)

Para las gráficas presentadas en la Ilustración IX.5 y IX.6 se tomaron valores de masa unitarios.

La masa asociada a cada modo queda definida por:

$$m_1 \approx \frac{m(1+2\gamma\epsilon)}{1+2\gamma\epsilon} \approx m \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.14)}$$

$$m_2 \approx \frac{[m(1-\gamma)\epsilon]^2}{\frac{m}{\gamma}(1-\gamma)} \approx 0 \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.15)}$$

El amortiguamiento correspondiente al primer modo queda definido a partir de la siguiente expresión:

$$\xi_1 \approx \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right) \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.16)}$$

Donde ξ_b representa el amortiguamiento esperado en el sistema de aislamiento, el cual se ubica en un rango de 10% al 25% del crítico. Para el segundo modo se considera la siguiente expresión:

$$\epsilon_2 \approx \left[\frac{\gamma\epsilon^2\xi_b}{(1-\gamma)^{1/2}} + \frac{\xi_s}{(1-\gamma)^{1/2}} \right] \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.17)}$$

Los desplazamientos máximos en la estructura aislada pueden estimarse de manera razonable a partir de la contribución del primer modo y un espectro de pseudo-aceleración (ver Ilustración IX.7) a partir de la siguiente Ecuación:

$$V_{max} = \left\{ \frac{1}{\varepsilon} \right\} \frac{S_{a1}^2}{\omega_1^4} \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.18)}$$

La estimación de las demandas de aceleración máxima debe considerar la contribución tanto del primer como del segundo modo:

$$S_{\alpha max} = \sqrt{\left\{ \begin{matrix} S_{a1}^2 \\ \varepsilon^2 S_{a1}^2 \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} 0 \\ \varepsilon^2 S_{a2}^2 \end{matrix} \right\}} \quad \rightarrow \text{(Ecuación 9.19)}$$

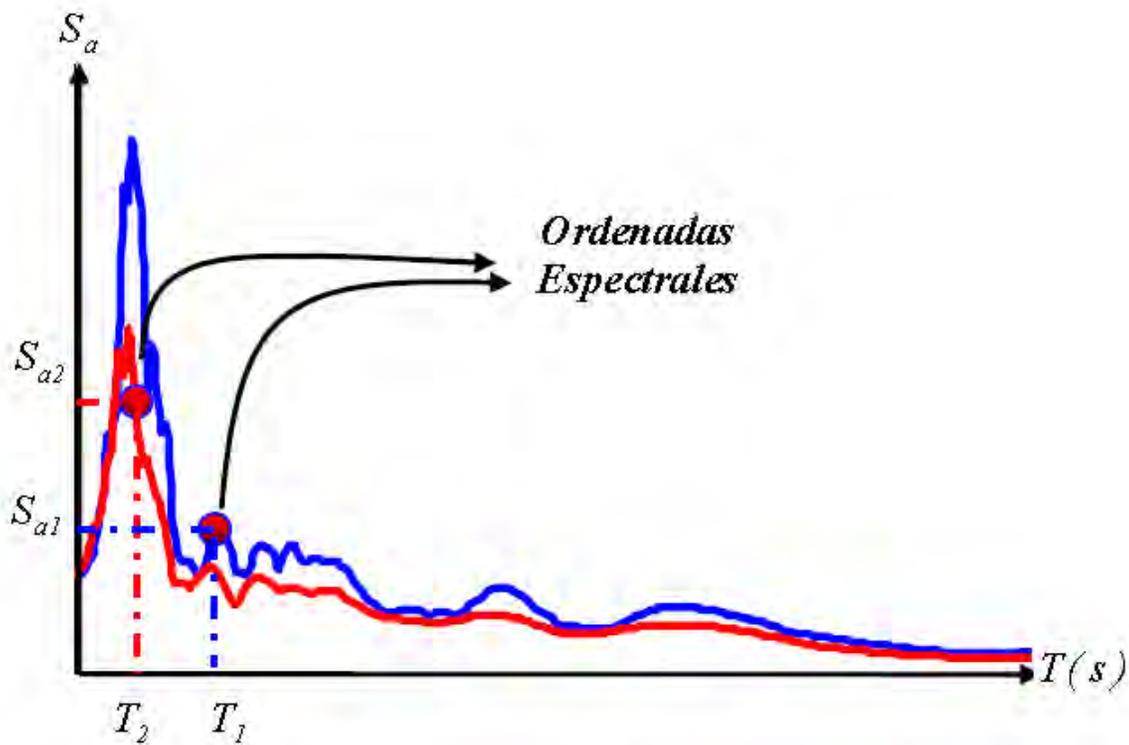


Ilustración IX-7.- Espectro de pseudo-aceleración

Si se considera la máxima aceleración absoluta, la Ecuación 1.19 debe expresarse en términos de ordenadas espectrales de aceleración absoluta:

$$S_{\alpha \max} = \sqrt{\left\{ \frac{Abs^2}{\epsilon^2 Abs^2} \right\} + \left\{ \frac{0}{\epsilon^2 Abs^2} \right\}} \quad \rightarrow \quad \text{(Ecuación 9.20)}$$

Con estas ecuaciones podemos calcular, los desplazamientos y amortiguamiento resultante de una sección en planta (denominado “plan size” en inglés) de las características de soporte de carga vertical y desplazamiento máximo admisible del aislador de neopreno (LRB), y revisar de acuerdo al Método empleado su comportamiento a sismo, y la capacidad de disipación sísmica del elemento.

IX.03. Procedimiento de Diseño de estructuras con SI

La mayoría de las normas internacionales (el International Building Code IBC en USA y la Normatividad Japonesa, principalmente) reconocen el siguiente procedimiento para el diseño de los Sistemas estructurales con aislamiento sísmico a base de aisladores de base (LRB), de neopreno con plomo.

El siguiente flujograma se usa para simplificar el proceso de diseño.

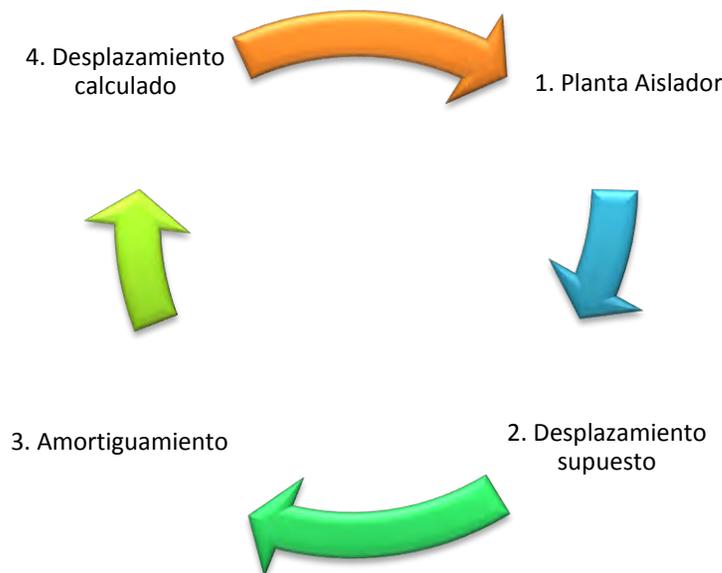
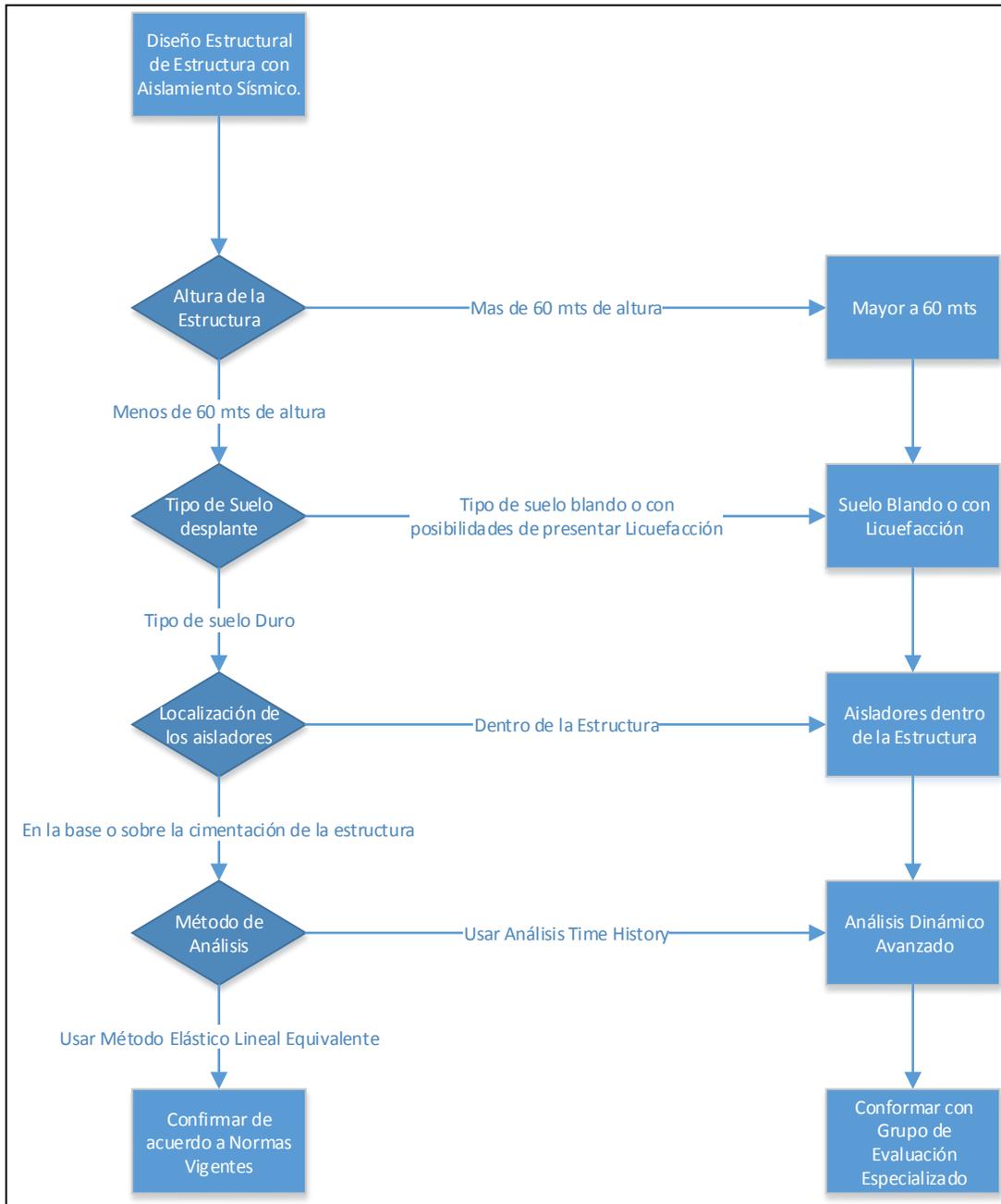


Ilustración IX-8.- Proceso Iterativo de Diseño del Aislador.



Los requisitos de desempeño para el sistema estructural y las limitaciones de los movimientos totales se utilizan para definir los periodos de vibración óptima y el nivel del amortiguamiento a considerar. Desafortunadamente, la selección de las características de estos dispositivos para suministrar estos parámetros no es simple.

La mayoría de los sistemas de aislamiento tienden a producir amortiguamiento con los ciclos histeréticos. Tanto el período y el amortiguamiento eficaz son una función del desplazamiento, como se muestra en la figura para un cojinete de caucho con plomo (LRB).

Debido a esta dependencia del desplazamiento, el proceso de diseño es iterativo, como se muestra esquemáticamente en la figura, para el sistema de aislamiento del cojinete elastomérico (LRB caucho de plomo y con goma de alta amortiguamiento), y es una complicación adicional que surge para estos tipos de cojinete en que el período y el amortiguamiento, así como el tamaño en planta del aislador, tamaño mínimo del cojinete es también una función de desplazamiento a considerar.

El Proceso iterativo (Ilustración IX.8) involucra:

1.- En cada ubicación del aislador, seleccione un tamaño para el mismo basado en la carga vertical y asuma un desplazamiento máximo a revisar en el periodo objetivo y el amortiguamiento supuesto.

2.- ahora se calcula la rigidez efectiva, el período y amortiguamiento viscoso equivalente al desplazamiento asumido en el paso 1.

3.- A partir de los parámetros de carga sísmica, calcular el desplazamiento real para esta rigidez y amortiguamiento.

4.- Calcular el amortiguamiento revisado para el desplazamiento real. Si es necesario repita el paso 3, hasta que la diferencia sea mínima.

5.- comprobar y ajustar el tamaño en planta del aislador mínimo requerido para soportar las cargas verticales en este desplazamiento calculado, si fuera necesario.

Estos pasos se repiten hasta que se alcanza la convergencia.

El procedimiento se puede automatizar utilizando hojas de cálculo, pero no hay garantía de que la convergencia se logrará, ya que hay límites a los períodos y amortiguamiento, al utilizar aisladores eficaces en la práctica. En general, cuanto mayor es la carga vertical en un aislador elastomérico, más fácil será que este logre largos períodos de vibración en tiempo eficaz.

Debido a la complejidad de diseño de equipo de aisladores, y los aspectos empíricos de diseño para la mayoría de los tipos de aisladores, es habitual obtener la asistencia de los fabricantes. Como en el desarrollo de la tecnología de aislamiento de base han sido involucrados los fabricantes, se han dado cuenta que los ingenieros estructurales no tienen las habilidades para el diseño de equipo (propiedades mecánicas de los materiales) y así están acostumbrados a prestar su ayuda, mediante tablas y resultados de las pruebas realizadas a los aisladores.

Hay códigos disponibles (USA, British, New Zealand and Australiano) que proporcionan las reglas de diseño de los dispositivos utilizados en forma aislada, como el cojinete elastomérico y cojinetes deslizantes de teflón. Sin embargo, la mayoría de estos códigos son para la aplicación en puentes de apoyos no sísmicos, y necesitan ser adaptados a utilizar para aplicaciones de aislamiento sísmico en estructuras.

IX.04. Caso Práctico: Parlamento de Nueva Zelanda.

Los Edificios del Parlamento de Nueva Zelanda, han sido renovados y fortalecidos para resistir terremotos. Tanto la función y el patrimonio histórico que representan los edificios, fueron las consideraciones vistas como críticos para el cliente, el Gobierno de Nueva Zelanda. Los edificios originales fueron completados por etapas entre 1883 y 1922, y comprende un máximo de cinco niveles a base de muros de carga de mampostería no reforzada como apoyo y pisos de concreto para un total de 70,000 metros cuadrados de superficie.

El sistema de Aislamiento de la base fue seleccionado como parte de la solución apropiada para proteger los edificios de las grandes cargas sísmicas inducidas (equivalente a una zona 4 del UBC, con efectos de falla cerca).

Las Cargas sísmicas que se investigaron en primer lugar, mediante un análisis de riesgo con un riesgo uniforme para determinar el evento máximo probable. En segundo lugar, un estudio de peligros lugar, sobre la base de la proximidad a un fallo activo Clase 1, para determinar el evento sísmico máximo creíble. Las cargas sísmicas fueron dominadas por un terremoto grado 10 de intensidad esperada en el sitio, debido a un terremoto de magnitud 7,5 Richter en la falla de Wellington adyacente.

El análisis se realizó por etapas, culminando en varios análisis de Time History con varios niveles de libertad. El Aislamiento de la base se logró mediante la instalación de 417 soportes de goma de plomo (LRB) y rodamientos de alta amortiguación de goma (IDH) entre los cimientos y la superestructura. Estos comprendían capas de HDR y de acero, los LRBS alternando con núcleos de plomo.

El Fortalecimiento de las bases y la superestructura se requiere para mejorar la resistencia estructural existente disponible. Esto se logró de forma convencional con hormigón armado y acero, teniendo plenamente en cuenta las consideraciones patrimoniales, para la construcción del mismo, ya que se encontraba en operación los edificios.

La construcción fue terminada en gran medida como se esperaba. El proyecto fue el más grande de su tipo tratado en Nueva Zelanda y que participan y respaldan los ingenieros más notables del país, y se usaron otras técnicas en una escala notable. Los edificios fueron reabiertos para su uso a principios de 1996 y han sido aclamados estructural y arquitectónicamente los resultados como significativos a escala global. Los ingenieros estructurales recibieron el Premio Premier Oro de la Asociación de Ingenieros Consultores Conferencia de Nueva Zelanda 1996.

IX.04.1. INTRODUCCIÓN

En 1989, el gobierno de Nueva Zelanda decidió reforzar y renovar el Parlamento y la Biblioteca del Parlamento, debido al nivel de riesgo de los terremotos que se presentaron y la insuficiencia funcional de los edificios existentes. El proyecto consistió en los edificios de la Casa del Parlamento que se completó en 1922, la Asamblea General de la Biblioteca conocida como West Wing que se concluyó en 1883 y el East Wing de la Biblioteca que se completó en 1899. Todos los edificios son de construcción a base de muro de carga de mampostería no reforzada, vulnerable al movimiento de la falla de Wellington activo situado a sólo 400 metros del sitio.

Para el concurso inicial del proyecto se invitó a ocho equipos de arquitectos e ingenieros a presentar propuestas para cumplir con las opciones que establecían de resistencia sísmica:

- (1) Como máximo, (2) moderado y (3) los niveles mínimos de conservación.

Dentro de estos objetivos de conservación debían ser los criterios de desempeño sísmico que disponga:

- (1) la preservación del edificio como monumento nacional, o
- (2) garantizar la seguridad de la vida de los ocupantes.

Un comité independiente seleccionó el equipo de Warren & Mahoney como arquitectos y Holmes Consulting Group como ingenieros estructurales para implementar un plan que previera la conservación moderada junto con un desempeño sísmico consistente con la preservación de un monumento nacional.

Las opciones para lograr estos objetivos fueron fortalecer la capacidad convencional de cizallamiento (cortante) o muros de corte, más aislamiento de base.

La opción de aislamiento de base atrajo un costo extra de aproximadamente el 3% del costo de construcción. Sin embargo, el cliente acepta el esquema de aislamiento de la base debido al desempeño sísmico superior y la mayor conservación de características históricas ofrecidos por aislamiento de la base.

Donovan (1991) describe el desarrollo de los criterios sísmicos y Poole y Clendon (1992) el detalle del desarrollo de aspectos de diseño estructural. En este punto se describe la aplicación de estos conceptos para el análisis estructural y la adquisición del sistema de aislamiento de base.

IX.04.2. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

El sitio se encuentra a 400 metros de la Falla de Wellington, de Clase I, falla que se estima que es capaz de producir un terremoto de magnitud Richter aproximada de 7,0 a 7,5, y para producir temblores de tierra de 10 en la escala de Mercalli Modificada.

Las aceleraciones máximas del suelo asociadas a este son 0,85 g. Este evento se define como el Evento creíble máximo (MCE) para el sitio.

Un Evento Máximo Probable (MPE) se desarrolló a partir de un análisis de riesgo uniforme para la región de Wellington. La aceleración máxima del suelo de 0,5 g se asoció con un período de retorno de 350 años para este evento.

El Espectro específico del sitio apropiado para un sitio rígido fue desarrollado para estos dos eventos, tal como se muestra en la Ilustración IX.9.

IX.04.3. CONCEPTO DE REFORZAMIENTO.

El concepto de Reforzamiento de la Casa del Parlamento implicado en la instalación de soportes a base de aisladores de goma de plomo (LRB), el reforzamiento fue realizado en las paredes y columnas del nivel del sótano. Los muros existentes se reforzaron para distribuir las cargas en los cojinetes (aisladores LRB).

En el subsuelo se añadieron paramentos de hormigón al suelo y a las paredes internas para aumentar la resistencia de carga lateral y las plantas existentes fueron reforzadas para asegurar la acción de diafragma adecuado. La Ilustración IX.10, muestra una sección típica a través de las paredes del sótano.

Se puede observar el corte que se realizó en la cimentación original, la excavación del sótano que no existía y la colocación de la cimentación auxiliar para ubicar los aisladores de base.

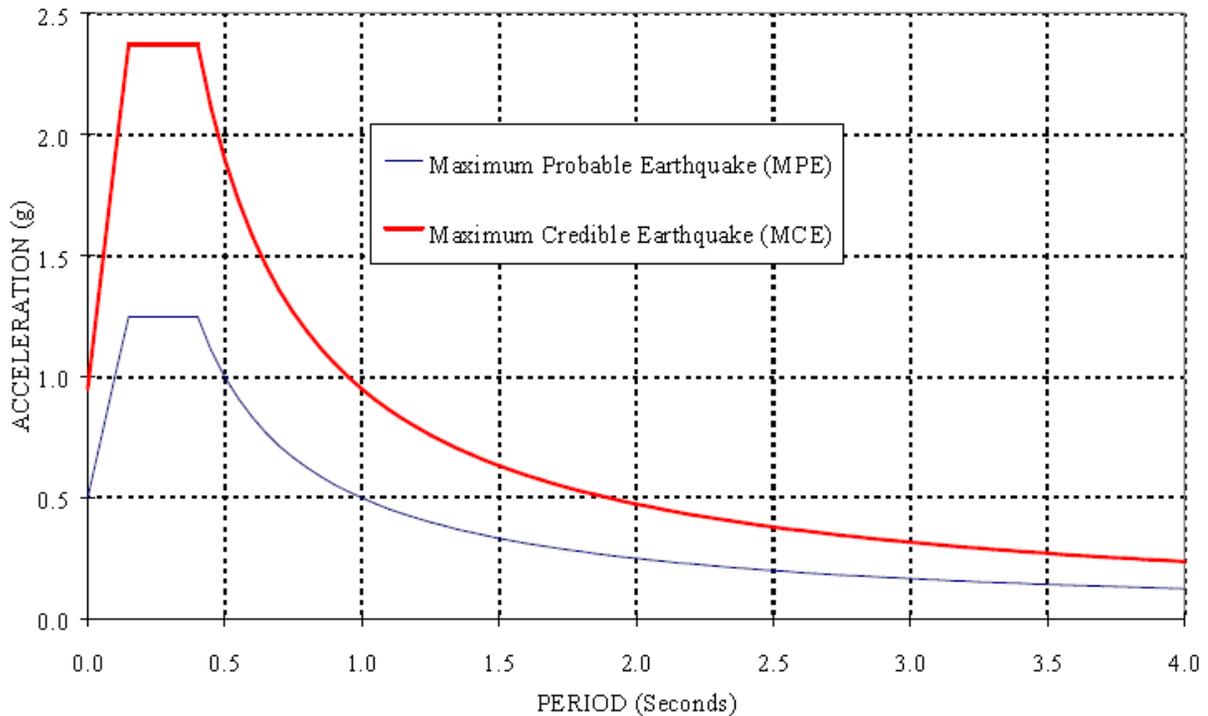


Ilustración IX-9.- Espectro de Respuesta para diseño con 5% de amortiguamiento.

IX.04.4. SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE.

El diseño del sistema de aislamiento de base se enfoca en soportes de goma de plomo en todas las ubicaciones. En el momento en que se realizó el desarrollo del diseño inicial, en 1991, este sistema fue el único con una trayectoria establecida en Nueva Zelanda. También se vio favorecido por los núcleos de plomo que proporcionan grandes cantidades de

amortiguamiento con varios ciclos de histéresis para el control de los desplazamientos debidos a los efectos de falla cerca.

Los Sistemas de aislamiento de base de goma de plomo (LRB) se han utilizado en Nueva Zelanda desde 1978 en puentes y edificios. En los primeros 10 años de aplicación, el diseño se basó en una combinación de los requisitos de los códigos para los cojinetes elastoméricos, fórmulas empíricas y datos de ensayos.

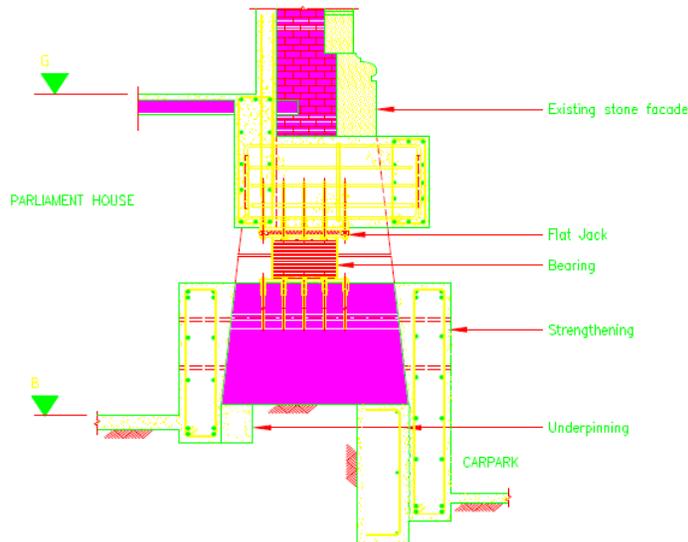


Ilustración IX-10.- Corte de la cimentación de la Casa del Parlamento NZ

Cuando se publicaron los códigos de EE.UU., AASHTO (1991) y UBC (1991), estas disposiciones fueron adoptadas para el diseño general, del sistema de aislamiento de base en Nueva Zelanda, con modificaciones para reflejar la sismicidad local. Los procedimientos adoptados para este proyecto siguieron generalmente UBC para el análisis y las pruebas, y AASHTO para el diseño de los cojinetes elastoméricos. El diseño del sistema de aislamiento se basa en períodos eficaces a error máximo permitido de entre 2 y 2,5 segundos.

IX.04.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Tres etapas de análisis estructural se realizaron durante el diseño de la consolidación y el sistema de aislamiento de base. Cada nivel de análisis proporciona resultados más detallados que en el nivel anterior.

Del mismo modo, cada nivel de análisis sirvió como un control de la respuesta global que se espera del análisis subsiguiente.

IX.04.5.a) Análisis de un Modelo de un Grado de Libertad

Estos análisis fueron evaluar las propiedades más eficaces del sistema de aislamiento para maximizar el rendimiento. Estos análisis se utilizaron para desarrollar los valores objetivos de vigencia y amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento.

IX.04.5.b) El Análisis del Espectro de Respuesta

Un análisis de espectro de respuesta de rigidez efectiva se realizó usando ETABS (1989). Este análisis se basa en un modelo lineal equivalente de los aisladores y un espectro de respuesta modificado para incorporar el amortiguamiento de ciclos de histéresis en los modos aislados. Este análisis se realizó para el evento de error máximo permitido para obtener fuerzas de diseño de los elementos de refuerzo.

IX.04.5.c) Análisis de Historia de Tiempo (Time History Analysis)

Se utilizó una serie de análisis de historia de tiempo no lineal utilizando ANSR-II (1979). Como la superestructura fue diseñado para permanecer esencialmente en rango elástico durante el Evento Máximo Creíble (MCE), la no linealidad en el modelo (rango inelástico) se limita a los cojinetes de goma de plomo (aisladores LRB). La superestructura se modeló como un conjunto de "super-elementos" formados por la matriz de rigidez generada a partir del modelo ETABS.

Este modelo se usó para calcular los desplazamientos máximos en los aisladores. Vectores de carga de este modelo en los momentos de máximas fuerzas de inercia historia se volvieron a sustituir al modelo ETABS para obtener fuerzas de elementos detallados en la superestructura.

Tres series de historias de tiempo (Time History Analysis) de aceleración se utilizaron como entrada de datos para el modelo de análisis no lineal, con los siguientes registros:

- (1) Loma Prieta 1989 Corralitos registro escalado por 1.38,
- (2) el período de retorno registros artificiales 1000 año desarrollados para la Ciudad record Salón Oakland (Donovan, 1991) y
- (3) El Centro 1979 matriz con arreglo de 6 grabaciones y escalado por 0.8. La Ilustración IX.11 muestra la envolvente de los espectros de estas historias de tiempo en comparación con el espectro sitio del Máximo Evento Creíble (MCE).

La arreglo de 6 registros se tomó en una ubicación cerca de la falla e incluye el efecto de la un gran pulso de velocidad, típico de los efectos de "falla cercana".

Esto se manifiesta en el alto contenido de energía, en el rango de período de tiempo, especialmente en el componente de 230 °.

Este componente tiene una aceleración espectral de 0,31 g en un período de 1,25 segundos, cada vez mayor con el período a una aceleración espectral de 0,4 g a 3,3 segundos. El rendimiento de un sistema de aislamiento de base para este tipo de registro, es contrario al comportamiento en el que se basa el principio de aislamiento de base, por lo que se decide tomar los dos desplazamientos y aumentar el cortante en la base con el aumento de período. El diseño del sistema de aislamiento de base, tomado únicamente en este registro se dirigiría a un período efectivo de 1,25 segundos. Esto ilustra la importancia de utilizar múltiples registros con características diferentes.

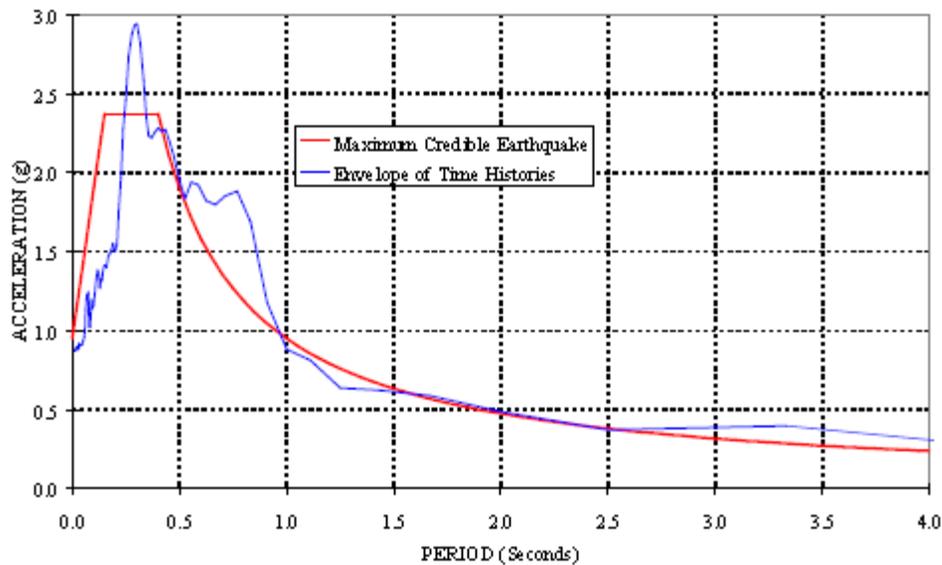


Ilustración IX-11.- Envolturas de Espectro de Sitio del MCE

Por ejemplo, en este proyecto un diseño del sistema de aislamiento de base, de 1,25 segundos, sería sometido a aceleraciones espectrales de 0,64 g del registro de Oakland. Esto actúa como un freno contra el diseño de la "ventana" de aceleraciones bajas en el arreglo de los 6 registros utilizados.

IX.04.6. DESEMPEÑO DE LOS EDIFICIOS AISLADOS

Los edificios son rígidos y por lo tanto con el fortalecimiento pero sin aislamiento del período podría estar en el rango de aceleraciones espectrales pico, 1,25 g y 2,4 g de error máximo permitido para MCE, como se muestra durante períodos de entre 0,15 y 0,40 segundos. El cortante máximo de base de los análisis de las edificaciones aisladas, corresponde a 0,18 g para la MPE y 0,25 g para el MCE. Esto demuestra que el sistema de aislamiento es muy eficaz en la reducción de las fuerzas de inercia en la estructura.

El período por efecto del sistema de aislamiento, cambia para la mayor parte de la reducción, ya que las fuerzas se reducen en un factor de 6 y esto ocasiona que el período aumente desde 0,4 segundos a 2,25 segundos. Los ciclos de histéresis de amortiguamiento, proporcionan una reducción adicional de aproximadamente el 30%.

Los desplazamientos necesarios para proporcionar estas reducciones de la fuerza también se enumeran en la Tabla de la Ilustración IX.12. El desplazamiento máximo MPE aumenta de 179 mm a 331 mm para el MCE. El desplazamiento del MCE refleja la influencia del efecto de la "falla cercana" del arreglo de 6 registros tomados para el análisis.

La distribución de cortante máximo hasta la altura de los edificios se deriva de los resultados de los análisis de historia de tiempo y vectores de fuerza críticos aplicados al modelo ETABS para obtener las máximas fuerzas por elemento.

En el momento del tiempo, en el paso cuando cortante es máximo, se produjo la distribución de la aceleración con la altura que tendía a ser aproximadamente uniforme, tal como se muestra por la línea discontinua en la Ilustración IX.13. Las máximas fuerzas de inercia en los niveles superiores se generaron por una distribución de aceleración que aumenta con la altura, como se muestra por la línea continua en la Ilustración IX.13.

Los resultados de estos análisis sugieren que los requisitos de los códigos que especifican una distribución uniforme de las fuerzas con la altura de la base edificaciones aisladas, en comparación con el aumento de la distribución lineal de los edificios no aislados, sería preciso para los pisos inferiores, pero pueden subestimar la fuerza cortante en la parte superior de los niveles de la estructura.

IX.04.7. SUMINISTRO DEL EQUIPO

El suministro del equipo (aisladores) utilizado como parte del contrato principal para el reforzamiento y la renovación. La especificación de los aisladores de base solicitados se apegaron a las siguientes dos opciones como requerimiento del sistema de aislamiento:

- (1) un sistema de cumplimiento donde los aisladores fueran a ser suministrados de acuerdo con el diseño específico utilizado para la evaluación, o
- (2) un sistema alternativo que pudiera demostrar que proporcionaría un rendimiento al menos equivalente, y medido por los desplazamientos y fuerzas, similar al sistema de aislamiento del diseño específico.

Para el sistema de cumplimiento, se suministraron detalles de la construcción de seis tipos de soportes de goma de plomo. Los cojinetes van desde 480 mm a 630 mm en el tamaño en planta y de 342 mm a 460 mm de altura.

Las cantidades de cada tipo variaron de cinco a 119, con un total de 417 rodamientos. Para cada tipo de rodamiento se ha especificado un esfuerzo cortante de cálculo y el área del ciclo de histéresis en el desplazamiento de diseño total. El fabricante se le solicito ajustar el diseño como sea necesario para cumplir con las propiedades especificadas.

Tabla 1.- Requisitos del Diseño con Desplazamientos máximos y coeficientes cortante basal por Edificios.

		Edificio del Parlamento	Biblioteca Este	Biblioteca Oeste
Máximo Terremoto Probable (MEP)	Δ (mm) C (V/W)	138 .15	172 .18	149 0.16
Máximo Terremoto Creíble (MEC)	Δ (mm) C (V/W)	351 0.23	251 0.25	331 0.22

Para el diseño alternativo, en el pliego de condiciones se contemplaron los espectros MPE y MCE de respuesta y también las historias de tiempo y los factores de escala para ser utilizados para el análisis. Se requiere que los proveedores potenciales mediante análisis demuestran que las acciones de diseño que los rodamientos de imponerse a la superestructura y los cimientos fueron menores o iguales a los del sistema de cumplimiento.

El contratista presentó ofertas por cada sistema de cumplimiento y un diseño de sistema de aislamiento alternativo basado en 231 rodamientos de alto amortiguamiento de neopreno, 149 cojinetes de neopreno con centro de plomo (LRB) y 37 apoyos elastoméricos con superficies de deslizamiento de PTFE (tipo SB).

El sistema alternativo se ofrece a un precio de oferta alrededor del 15% más bajo que el del sistema de cumplimiento. Para los tres edificios, los soportes de neopreno de plomo en el diseño alternativo siempre entre el 70% y el 110% de la amortiguación proporcionada por los núcleos de plomo en el diseño de cumplimiento. El sistema alternativo también proporciona una cantidad significativa de amortiguamiento de histéresis dependiente de la cepa de los cojinetes de HDR. El efecto neto de este cambio de características de amortiguación era que los desplazamientos se redujeron de 15% o más, mientras las tijeras de base (amortiguadores) variaron de manera proporcional del mismo que el sistema de cumplimiento de al menos 10%.

El proveedor del sistema de aislamiento lleva a cabo una serie de análisis de historia de tiempo para documentar el rendimiento del sistema alternativo y suministra un informe técnico completo.

Los documentos que formaron parte de los envíos se verificaron por el ingeniero estructural y revisor, y se concluyó que el sistema alternativo proporciona un desempeño sísmico mayor a menor coste para el cliente. Este sistema fue aceptado, condicionada a la finalización con éxito del prototipo y de las pruebas de producción.

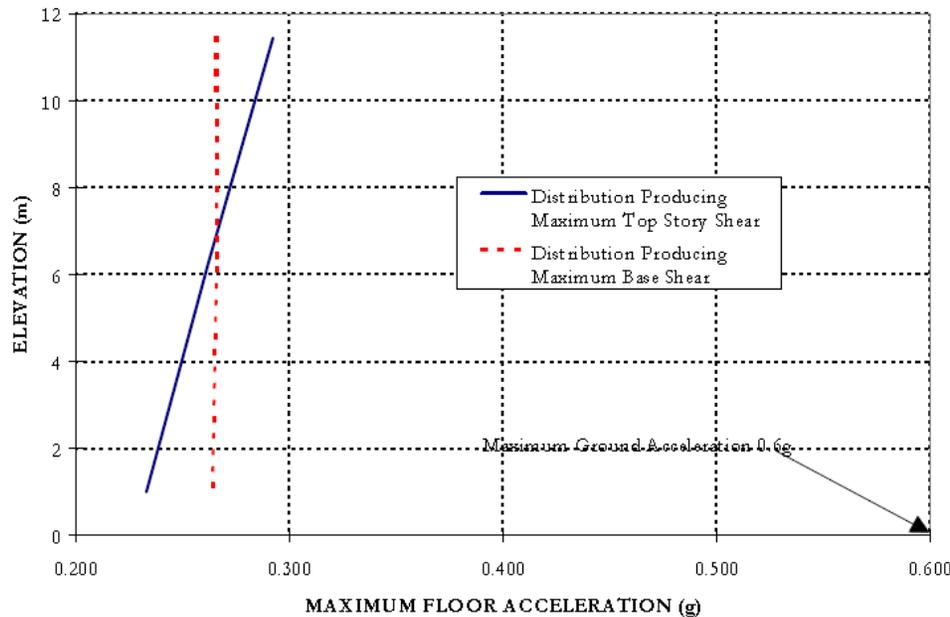


Ilustración IX-12.- Gráfica de la aceleración por entrepisos

IX.04.8. PRUEBAS DE LOS AISLADORES

Las especificaciones indicadas para las pruebas de dos rodamientos prototipo de cada uno de los tipos de aisladores usados, más pruebas de control de calidad de fabricación de cada cojinete. Las pruebas de cada prototipo se basan en general en los requisitos de la edición UBC 1991. Esto requirió de 20 ciclos a desplazamientos a viento, tres ciclos invertidos en 0,25 a 1,0 veces del total del desplazamiento de diseño en tres niveles de carga verticales y 10 ciclos en el desplazamiento de diseño total. También se requiere una carga estática adicional para el desplazamiento total máximo en carga mínima y máxima.

Los criterios de aceptación para las pruebas de prototipo se basaron en los requisitos de adecuación del sistema de la UBC, además de los requisitos de que:

- (1) la fuerza cortante en el desplazamiento total de diseño será de $\pm 10\%$ de la fuerza de corte de diseño, y
- (2) el área del ciclo de histéresis por mayor que 90% del área de diseño.

Los valores de diseño se utilizan como puntos de referencia para las pruebas de prototipo fueron los utilizados por el proveedor de rodamientos en los envíos para el sistema alternativo.

Las pruebas de control de calidad (de producción) se especifican como pruebas de rigidez a compresión en el 100% de los rodamientos de más de compresión combinada y cizalladura (cortante) en no menos de 20% de los cojinetes.

El criterio de aceptación requiere que la rigidez a la compresión no varía más de $\pm 10\%$ de los valores medios de todos los aisladores del mismo tipo



Ilustración IX-13.- Edificio del Parlamento de New Zealand

El criterio de aceptación en base a la rigidez media a la compresión no resultó práctico por dos razones:

(1) la rigidez a compresión es muy alta para los cojinetes laminados; la rigidez vertical medido aparente fue influenciado por la prueba de la rigidez inicial de perforación y fuera de paralelo de placas superior e inferior de tal manera que era difícil obtener resultados consistentes, y

(2) la referencia del valor medido en el sentido resultó en un "blanco móvil", ya que la producción continuó, dando lugar a la posibilidad de que los rodamientos inicialmente aceptados podrían llegar a estar fuera de especificación como el valor medio combinado.

Por estas razones, la especificación se modificó para requerir compresión combinado y cizalladura (cortante) en todos los cojinetes, con el criterio de aceptación es que los cojinetes probados dentro de $\pm 10\%$ de la rigidez efectiva utilizada en el diseño. Este procedimiento demostrado ser más práctico y tiene la ventaja de haber sido adoptado para los proyectos de aislamiento posteriores.

La restauración de los tres edificios en el proyecto de los inmuebles del parlamento de Nueva Zelanda se completó en 1996 y se hicieron elogios por su adhesión a los valores de conservación y se otorgaron premios a los arquitectos y los ingenieros estructurales involucrados.

La adopción de la estrategia de reducción de fuerzas sísmicas con aislamiento de base fue un factor clave en la reducción del impacto del reforzamiento de la superestructura a un nivel que no es excesivamente perjudicial para la estructura histórica del edificio.



Ilustración IX-14. - Parte de la Biblioteca del complejo del Parlamento

El proyecto fue el primer edificio de rehabilitación con aislamiento de base en Nueva Zelanda. El desacoplamiento con éxito de los edificios de mampostería no reforzada desde sus cimientos para que los aisladores fueran instalados, demostró que las prácticas de construcción son totalmente capaces de aplicar estos esquemas de estructuras aún frágiles. El impacto del costo de aislamiento frente a reforzamiento convencional, fue de alrededor del 3% del costo total, y se considera que merece la pena en comparación con el nivel más alto de la conservación que se logró y la mejora del nivel de seguridad sísmica.

Las técnicas de análisis utilizadas fueron consistentes con las requeridas por los códigos de los Estados Unidos (que en ese momento contemplaban especificaciones para este tipo de estructuras) y fueron capaces de ser logrados utilizando los programas informáticos ampliamente disponibles (ETABS 1989). Esto tenía la ventaja de que el ingeniero estructural, el proveedor de los sistemas de aislamiento y el revisor podría validar todos los análisis realizados por las otras partes.

La disposición contenida en el pliego de condiciones que permite sistemas de aislamiento alternativos que se presentaron, tuvieron como resultado un ahorro de costos del proyecto y desempeño sísmico mejorado.

Hubo algunos costos y el tiempo añadido que implicaron para el ingeniero estructural y para el revisor, un tiempo extra para evaluar el diseño alternativo, pero esto no impactó en retrasar el proyecto o superaron el ahorro de costes.

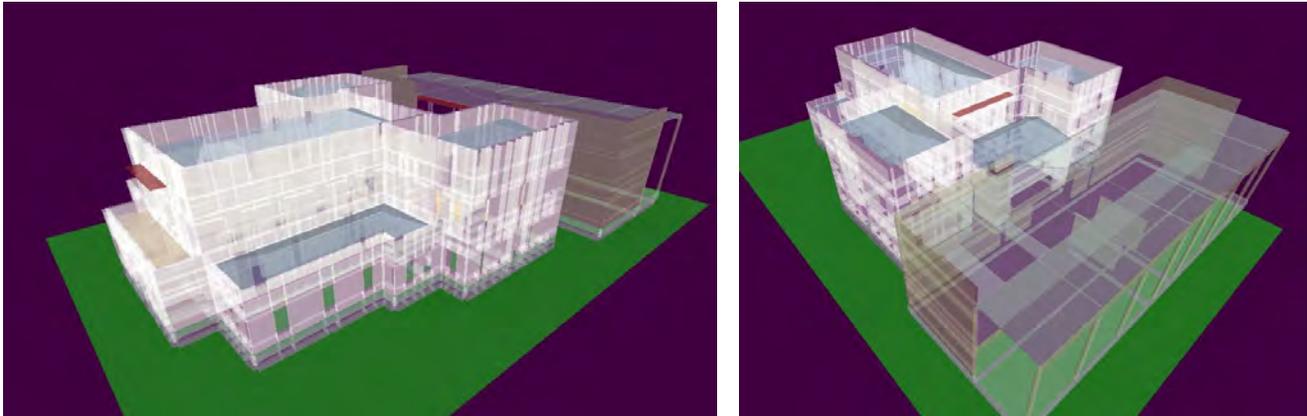


Ilustración IX-15.- Análisis realizados con ETABS para las revisiones estructurales

Los Requisitos de la prueba de control de calidad, donde la aceptación se basa en la rigidez a la compresión, medida dentro de una tolerancia especificada del valor medio, no resultaron viables.

Un criterio de aceptación en base a la rigidez efectiva medida con respecto a los valores de diseño resultó ser más práctico.



Ilustración IX-16.- Edificios que conforman la Casa del Parlamento de New Zealand

La realización de este proyecto de alta visibilidad ha ayudado en la aceptación de los sistemas de aislamiento de base como una técnica viable para proporcionar una mayor seguridad contra terremotos aunque su uso en Nueva Zelanda sigue circunscribiéndose



principalmente a los edificios con los requisitos funcionales especiales, valor histórico o contenidos valiosos.

Los edificios de la casa del parlamento de New Zealand, y se encuentran en una superficie de terreno de 45.000 en el extremo norte de Lambton Quay, Wellington.

Consisten en la Casa del Parlamento, el ala ejecutiva (La Colmena), la Biblioteca Parlamentaria y Bowen house. The casa del Parlamento se re-construyó por primera vez en 1987.

X. CONCLUSIONES

El futuro es promisorio en este tema, lo que debemos hacer es cambiar nuestra perspectiva, porque diseñamos de acuerdo a parámetros establecidos hace más de 100 años, cuando los materiales y su comportamiento no son iguales, tenemos que empezar a diseñar teniendo en cuenta las condiciones actuales tanto de materiales como de servicio, y diseñar pensando en los sistemas de disipación de energía como parte de la filosofía de diseño.

Como conclusión final podemos decir que actualmente utilizamos el Análisis Inelástico como parte de conceptos de un diseño de acuerdo a reglamento, utilizando factores y esperando que las conexiones dúctiles se presenten donde suponemos que se van a presentar. Esto lo hacemos la diseñar con los reglamentos actuales.

Como en la práctica profesional sería inviable pedir a los ingenieros del día a día que hicieran un análisis inelástico de las estructuras a construirse, por lo que al utilizar los dispositivos de disipación de la Energía sísmica, se propone que dichos dispositivos y absorber estos los esfuerzos de deformación evitando que la estructura completa entre en el rango inelástico, y solo los dispositivos de disipación que están estudiados y probados en su deformación inelástico con un comportamiento histerético perfectamente localizado en la estructura, nos permite disipar la energía del sismo de manera más controlada y segura, lo que redundará en una adecuada ductilidad para cumplir con la disipación de la fuerza sísmica que se presenta en la estructura.

De esta manera propuesta, nuestras estructuras estarían siendo analizadas inelásticamente sin el riesgo y complicación actual, por lo que el Análisis Inelástico de Estructuras dejaría de ser método solo de investigadores, acercándolo de esta manera al Ingeniero de la Práctica.

Como un ingeniero de la práctica me dijo hace muchos años cuando comencé mi desarrollo profesional:

“la Sociedad nos permite ejercer nuestra pasión, que es la Ingeniería Estructural, a condición de que preservemos lo más valioso que tiene, que es la vida humana.”

Yo creo firmemente que en el futuro esto no cambiará, solo tendremos que anexar a esta frase, además de la vida humana, los espacios que preservan los valores de producción, administración, emergencias, finanzas y hereditarios de la cultura y tradición que conforman los bienes de la sociedad.

X. BIBLIOGRAFÍA.

- 1.-A. B. M. Saiful Islam, Mohammed Jameel y Mohd Zamin Jumaat, (2011), *Department of Civil Engineering, University of Malaya, Kuala Lumpur, Malaysia. 2011. 'Seismic isolation in buildings to be a practical reality: Behavior of structure and installation technique', Journal of Engineering and Technology Research Vol. 3(4) 99-117 pags. Kuala Lumpur, Malaysia.*
- 2.-A. W. CHARLESON, N.J. ALLAF, (2001), *Wellington, New Zealand, 2001. 'Costs of Base-isolation and Earthquake Insurance in New Zealand', Holmes Consulting Group Ltd Conference 2007 NZCEE 229 pags. Wellington, New Zealand.*
- 3.-Adriano, T. y Carr, A.J., (1987), *Wellington, New Zealand, 1987. 'Seismic Performance of based-isolation multistorey structures.', Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand. Págs. 309-320. Wellington, New Zealand.*
- 4.-Aguíñiga, F y Jara J.M., (1993), *Puerto Vallarta, Jalisco, México, 1993. 'Reducción de Daño sísmico mediante uso de osciladores resonantes', X congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco. Pags. 826-832 Puerto Vallarta, Jalisco, México.*
- 5.-Aguirre, M y Sanchez, R., (1989), *México, DF, 1989. 'Pruebas en elementos disipadores de energía Sísmica.', Revista IMCYC 6 págs. Mexico, D.F.*
- 6.-Aguirre, M y Sanchez, R., (1990), *México, DF, 1990. 'Disipadores de energía sísmica', Revista Construcción y Tecnología, Vol. III No. 27, IMCYC Págs. 15-19 Mexico, D.F.*
- 7.-Aiken, I.D., Kelly, J.M. y Mahmoodi, P., (1990), *Palms Springs, California, USA, 1990. 'The Application of viscoelastics dampers to seismically resistant structures.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 459-468. Palms Springs, California, USA.*
- 8.-Akbar, Z. y Aktan, H.M., (1990), *Palms Springs, California, USA, 1990. 'Intelligent energy dissipation devices.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 427-435. Palms Springs, California, USA.*
- 9.-Alejandro Nava, (1987), *México, DF, 1987. 'Terremotos', La ciencia para todos, CONACYT 160 pags. México, DF.*
- 10.-Alessandro Martelli, Massimo Forni, (2009), *Boloña, Italia, 2009. 'Recenti applicazioni dei sistemi di controllo passivo delle vibrazioni sismiche – Parte 1: Giappone, Cina, Federazione Russa e Stati Uniti d'America', ANIDIS 2009 Bologna Ente per le Nuove tecnologie, l'Energia e l'Ambiente (ENEA); Facoltà di Architettura, Università di Ferrara; Anti-Seismic Systems International Society (ASSISI) e GLIS – Isolamento ed altre Strategie di Progettazione Antisismica (GLIS). ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40135 Bologna. 10 pags. (en Italiano) Boloña, Italia.*
- 11.-Alessandro Martelli, Massimo Forni, (2009), *Boloña, Italia, 2009. 'Recenti applicazioni dei sistemi di controllo passivo delle vibrazioni sismiche – Parte 2: Italia', ANIDIS 2009 Bologna Ente per le Nuove tecnologie, l'Energia e l'Ambiente (ENEA); Facoltà di Architettura, Università di Ferrara; Anti-Seismic Systems International Society (ASSISI) e GLIS – Isolamento ed altre Strategie di Progettazione Antisismica (GLIS). ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40135 Bologna. 10 pags. (en Italiano) Boloña, Italia.*
- 12.-Alessandro Martelli, Massimo Forni, (2009), *Boloña, Italia, 2009. 'Recenti applicazioni dei sistemi di controllo passivo delle vibrazioni sismiche – Parte 3: paesi "minori"', ANIDIS 2009 Bologna Ente per le Nuove tecnologie, l'Energia e l'Ambiente (ENEA); Facoltà di Architettura, Università di Ferrara; Anti-Seismic Systems International Society (ASSISI) e GLIS – Isolamento ed altre Strategie di Progettazione Antisismica (GLIS). ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40135 Bologna. 10 pags. (en Italiano) Boloña, Italia.*
- 13.-Alonso Javier L., (1989), *Berkeley, California, USA, 1989. 'Mechanical characteristics of X-plate energy Dissipators.', CE 299 Report, University of California at Berkeley. 81 págs. Berkeley, California, USA.*
- 14.-American Concrete Institute, ACI, Editor, J. Mc Dermott SP-184., (1999), *Farmington Hills, Michigan, 1999. 'Development of Seismic Steel Reinforcement Products and Systems', American Concrete Institute, ACI, 97 pags. Farmington Hills, Michigan, USA.*
- 15.-American Concrete Institute, ACI, Fifth International Conference. SP-209., (2002), *Cancún, México, 2002. 'Innovation in Design with Emphasis on Seismic, Wind, and Environmental Loadings, Quality Control and Innovations in material Hot-weather Concreting.', Fifth International Conference. Editor, V.M. Malhotra. 924 pags. Farmington Hills, Michigan, USA.*
- 16.-American Concrete Institute, ACI, Fifth International Conference. SP-209. Supplementary Papers., (2002), *Cancún, México, 2002. 'Innovation in Design with Emphasis on Seismic, Wind, and Environmental Loadings, Quality Control and Innovations in material Hot-weather Concreting.', Fifth International Conference. Editor, V.M. Malhotra. 351 pags. Farmington Hills, Michigan, USA.*

- 17.-American Concrete Institute, ACI, Fourth International Conference. SP-193., (2000), Seoul Korea, 2000. 'Repair, Rehabilitation and Maintenance of Concrete Structures, and Innovations in Design and Construction.', Fourth International Conference. Editor, V.M. Malhotra. 1,096 pags. Farmington Hills, Michigan, USA.
- 18.-American Concrete Institute, ACI, SP-187., (1999), Farmington Hills, Michigan, 1999. 'Seismic Response of Concrete Bridges', American Concrete Institute, ACI, Editor K. Krishnan. 377 pags. Farmington Hills, Michigan, USA.
- 19.-Amin, N., Mokha, A. y Fatehi, H., (1993), San Francisco, California, 1993. 'Seismic isolation retrofit of the US Court of Appeals Building.', Proceedings of seminars on Seismic Isolation, Passive energy Dissipation, and Active Control, IV. ATC Págs. 185-196. San Francisco, California, USA.
- 20.-Anderson, J.C. , (1990), EERI, Berkeley, 1990 'A slip surface isolation system for multistory buildings.', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Spectra Volume 6 Number 02, 1990. Earthquake Spectra, 6 (2), 353-369 (1990). Berkeley, California, USA
- 21.-Anderson, J.C. y Saunders, W.D., (1987), Wellington, New Zealand, 1987. 'Seismic rehabilitation using strengthening and isolation.', Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand. Págs. 297-308. Wellington, New Zealand.
- 22.-Anderson, T.L., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Seismic isolation system for multistory buildings', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 519-528. Palms Springs, California, USA.
- 23.-Anil K. Chopra, (1995), Upper Saddle River, New Jersey, 1995. 'Dynamics of Structures', Prentice Hall Career and Technology. 729 pags. Upper Saddle River, New Jersey, USA.
- 24.-Arturo Morales Castro y José Antonio Morales Castro., (2009), México, D.F. 2009. 'Proyectos de Inversión, Evaluación y Formulación.', Mc Graw Hill Interamericana Editores, SA 211-293pags. México, D.F.
- 25.-Arturo Tena Colunga, Consuelo Gomez Soberon, Efrain Vargas Ortega, Ricardo Gonzalez Alcorta, Dalila Perez Moreno Castilleja, Jose Luis Alvarez Ruiz, Alejandro Vergara Rodriguez Miaja., (1994), México, D.F. 1994. 'Respuesta Sísmica de Edificios reoarados con Dispositivos Disipadores de Energía o con Cables de Presfuerzo.', Fundación Javier Barros Sierra, reporte FJBS/CIS-93/05. 328 pags. México, D.F., MEXICO
- 26.-Arturo Tena Colunga, Consuelo Gomez Soberon, Ricardo Gonzalez Alcorta, Jose Luis Alvarez Ruiz, Abel Muñoz Loustaunau, (1994), México, D.F. 1994. 'Estudio Analítico de la respuesta sísmica de edificios con aisladores de base.', Fundación Javier Barros Sierra, reporte FJBS/CIS-94/05. 328 pags. México, D.F., MEXICO
- 27.-Asher, J. W. y colaboradores., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Seismic isolation design of the USC University Hospital ', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 529-538. Palms Springs, California, USA.
- 28.-Bachman, R.E., Gómez, M.J. y Chang, K.C., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Verification analisis of the base isolated Los Angeles County Fire Command and Control Facility.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 539-548. Palms Springs, California, USA.
- 29.-Beck, J.L. y Skinner, R.I., (1990), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'The seismic response of a reinforced concrete bridge pier design to step.', International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2. Págs. 343-358. West Sussex, Union Kingdom.
- 30.-Belen Garcia, Alejandro Baharnón, (2000), Barcelona, 2000 'Arquitectura Sísmica, Prevención y rehabilitacion.', Ed. Gustavo Gili 1 - 208 pags Barcelona, España
- 31.-Ben C. Gerwick, Jr., (1993), New York, 1993. 'Construction of Prestressed Concrete Structures.', Wiley Professional Paperback Series / Jhon Wiley and Sons. 591 pags. New York, USA
- 32.-Bergman, D.M. y Hanson, R.D., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Viscoelastic versus steel plate mechanical damping devices and experimental comparasion.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 469-477. Palms Springs, California, USA.
- 33.-Bill Tremayne, Trevor E Kelly, (2001), Wellington, New Zealand, 2001. 'Time History Analysis as a Method of Implementing Performance Based Design', Holmes Consulting Group Ltd Conference 2007 NZCEE 229 pags. Wellington, New Zealand.
- 34.-Bozzo, L., Mahins, S. y Zayas, V., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Design of friction base isolation system.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 549-557. Palms Springs, California, USA.

- 35.-Buckle, I.G. , Constantinou, M., Dicleli, M. and Ghasemi, H. , (2006), Buffalo, NY, USA, 2006 'Seismic Isolation of Highway Bridges', MCEER-06-SP07, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N. Y. 190 págs Buffalo, NY, USA
- 36.-Buckle, I.G. y Mayes, R.L., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Seismic retrofit of bridges using mechanical energy dissipators.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 305-314. Palms Springs, California, USA.
- 37.-Bungale S.Taranath, (1976), New York, 1976 'Structural Analysis and Design of Tall Buildings.', Mc Graw Hill International Edition. 739 pags. New York, USA
- 38.-C.M. Uang and V. V. Bertero, (1988), University of California, Berkeley, 1988 'Use of Energy as a Design Criterion in Earthquakeresistant Design', Report No. UCB/EERC-88/18, University of California, Berkeley, 1988 Report No. UCB/EERC-88/18, Berkeley, California, USA
- 39.-CENAPRED, JICA Agencia Internacional de Cooperación de Japón, Editor Tomas Sanchez, (1995), México, DF, 1995. 'Curso de Seguridad Sísmica de las construcciones para directores Responsables de Obra.', CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México. 535 pags. México, DF.
- 40.-CENAPRED, JICA Agencia Internacional de Cooperación de Japón, Editor Tomas Sanchez, (1999), México, DF, 1999. 'Curso sobre diseño y construcción sismoresistente de estructuras', CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México. 423 pags. México, DF.
- 41.-Center for Urban Earthquake Engineering Tokyo Institute Technology., (2008), Tokyo, Japón, 2008. 'Fifth International Conference on Urban Earthquake Engineering', CUEE, Tokyo Technology. 1 CD's 1,800 papers. Tokyo, Japón.
- 42.-Chalhoub, M.S. y Kelly, J.M., (1990), Reston, Virginia, USA 1990 'Comparison of SEANOC Base Isolation Tentative Code to shake table test.', Journal of Structural Engineering © ASCE Vol. 116, No. 4. 925-938 pags Reston, Virginia, USA.
- 43.-Changs, y Colaboradores., (1993), San Francisco, California, 1993. 'Development of a Design procedures for structures with added viscoelastic dampers.', Proceedings of seminars on Seismic Isolation, Passive energy Dissipation, and Active Control, Vol. 02 Págs. 473-484. San Francisco, California, USA.
- 44.-Charleson, A.W., Wright, P.D., y Skinner, R.I., (1987), Wellington, New Zealand, 1987. 'Wellington Central Police Station base isolation of an essential facility.', Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand. Págs. 377-387. Wellington, New Zealand.
- 45.-Chavez, J.H. y Gonzalez, R., (1989), Acapulco, Guerrero, México, Noviembre, 1989. 'Efecto de dos tipos de amortiguadores externos en la respuesta de una estructura metálica de dos niveles.', VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. III. Pags. F341-F350 Acapulco, Guerrero, México.
- 46.-Chen, F.Y., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Optimum design of seismic structures: methodologies and results.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 917-926. Palms Springs, California, USA.
- 47.-Chen, Y.Q. y Soong, T.T., (1989), State University of New York at Buffalo, 1989. 'Seismic Behavior and response sensitivity of secondary structural system.', Report No. NCEER-89/0030, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989. 170 pags. Buffalo, New York, USA
- 48.-Cheng, F.Y., Jiang, H., Lou, K. , (2008), Boca Ratón, Florida, USA, 2008 'Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control', Taylor & Francis Group, CRC Press. 672 págs. Boca Ratón, Florida, USA.
- 49.-Cho, D.M. y Retamal, E., (1993), San Francisco, California, 1993. 'Bearings to withstand an earthquake bigger than the "Big One".', Proceedings of seminars on Seismic Isolation, Passive energy Dissipation, and Active Control, Vol. 02 Págs. 209-220. San Francisco, California, USA.
- 50.-Consejo Consultivo sobre Sismos CoCoS., (2005), México, DF, 2005. 'Los Retos a 20 años de los sismos (1985)', UNAM, IPN, UAM, SMIS, SMIE 1 CD's 200 papers. México, DF.
- 51.-Constantinou, M.C. , Whittaker, A.S., Kalpakidis, Y., Fenz, D.M. and Warn, G.P. , (2007), Buffalo, NY, USA, 2007 'Performance of Seismic Isolation Hardware Under Service and Seismic Loading', MCEER-07-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N.Y. 468 págs Buffalo, NY, USA
- 52.-Constantinou, M.C. y Tadjbakhsh, I.G., (1984), Reston, Virginia, USA 1984 'Hysteretic dampers in base isolation random approach.', Journal of Structural Engineering © ASCE Vol. 111, No. 4. 705-721 pags Reston, Virginia, USA.
- 53.-Constantinou, M.C., Scheller, J. , (1999), Buffalo, NY, USA, 1999 'Response History Analysis of Structures with Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems: Verification Examples for Program SAP2000', MCEER-99-0002, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N.Y. 128 págs Buffalo, NY, USA

- 54.-Constantinou, M.C., Caccese, J. y Harris, C.H., (2000), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Frictional characteristics of teflon-steel interfaces under dynamics conditions.', *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15. Págs. 751-759. West Sussex, Union Kingdom.
- 55.-Constantinou, M.C., y colaboradores, (1993), San Francisco, California, 1993. 'Fluid Viscous dampers in applications of seismic energy dissipation and seismic isolation.', *Proceedings of seminars on Seismic Isolation, Passive energy Dissipation, and Active Control, IV. ATC-17-1*. Págs. 581-592. San Francisco, California, USA.
- 56.-Consuelo Gomez Soberon, Efrain Vargas Ortega, (1994), México, D.F. 1994. 'Estudio de costo-beneficio de estructuras con sistemas de rigidizacion y disipación de energía.', *Fundación Javier Barros Sierra, reporte FJBS/CIS-94/06*. 328 pags. México, D.F., MEXICO
- 57.-Daniel L. Schodek, (1992), Englewood Cliffs, New Jersey, 1992. 'Structures', *Prentice Hall Career and Technology*. 557 pags. Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- 58.-Editor Emilio Rosenblueth, (1980), México, D.F. 1980. 'Diseño de estructuras resistentes a Sismos', *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto*. IMCYC 420 pags. México, D.F., MEXICO
- 59.-Editor Massimo Forni, , (1995), Boloña, Italia, 1995. 'GLIS NEWS No. 1-95', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 12 pags Boloña, Italia.
- 60.-Editor Massimo Forni, , (1996), Boloña, Italia, 1996. 'GLIS NEWS No. 1-96', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 12 pags Boloña, Italia.
- 61.-Editor Massimo Forni, , (1998), Boloña, Italia, 1998. 'GLIS NEWS No. 1-98', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 25 pags Boloña, Italia.
- 62.-Editor Massimo Forni, , (1998), Boloña, Italia, 1998. 'GLIS NEWS No. 1-99', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 25 pags Boloña, Italia.
- 63.-Editor Massimo Forni, , (2000), Boloña, Italia, 2000. 'GLIS NEWS No. 1-2000', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 80 pags Boloña, Italia.
- 64.-Editor Massimo Forni, , (2003), Boloña, Italia, 2003. 'GLIS NEWS No. 1-2003', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 54 pags Boloña, Italia.
- 65.-Editor Massimo Forni, , (2004), Boloña, Italia, 2004. 'GLIS NEWS No. 1-2004', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 36 pags Boloña, Italia.
- 66.-Editor Massimo Forni, , (2005), Boloña, Italia, 2005. 'GLIS NEWS No. 1-2005', A cura della Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, ENEA, Via Martiri di Monte Sole 4, 40129 Bologna, 20 pags Boloña, Italia.
- 67.-EERI Endowment Fund White Paper., (2004), Oakland, 2004 'Financial Management of Earthquake Risk', *EERI, Earthquake Engineering Research Institute* 114 pags. California, USA
- 68.-EERI, Earthquake Engineering Research Institute, (1998), Seattle, Washington, 1998. 'Sixth US National Conference on Earthquake Engineering', *FEMA, NSF, USGA 1 CD's 1,800 papers*. Seattle, Washington, USA.
- 69.-EERI, Earthquake Engineering Research Institute, (2000), Oakland, 2000. 'Lessons Learned over Time, Learning from Earthquakes Series Volume III.', *FEMA, NSF, USGA 110 pags*. California, USA
- 70.-EERI, Earthquake Engineering Research Institute, (2004), Oakland, 2004 'Lessons Learned over Time, Learning from Earthquakes Series Volume V.', *FEMA, NSF, USGA 69 pags*. California, USA
- 71.-EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Ed. J.E. Beavers., (1990), Oakland, 1990 'Earthquake Spectra Theme Issue Seismic Isolation from idea to reality.', *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 2 May 1990*. 438 pags. California, USA
- 72.-Einsenberg, J.M. y colaboradores, (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Applications of seismic isolation in the URSS.', *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4*. Pags. 2039-2046. Madrid, España.
- 73.-Emilio Rosenblueth, Nathan Newmark., (1976), México, D.F. 1976 'Fundamentos de Ingenieria Sismica.', *Ed. Diana*. 828 pags. México, D.F.
- 74.-Eugene J. O'Brien, Andrew S. Dixon., (1995), New York, 1995. 'Reinforced ans Prestressed Concrete Design, the complete process', *Longman Scientific and Technical / Jhon Wiley ans Sons* 492 pags. New York, USA

- 75.-Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, (1998), Santiago, Chile, 1998. 'Aislación Sísmica y Disipación', Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Chile. Reporte Aislamiento Santiago, Chile.
- 76.-Farzad Naeim, (2001), Dordrecht, Holanda, 2001. 'The Seismic Design Handbook', Kluwer Academic Publishers. 829 pags. Dordrecht, Holanda.
- 77.-Farzad Naeim, James M. Kelly, (1999), New York, 1999 'Design of Seismic Isolated Structures, from Theory to Practice', Jhon Wiley and Sons 290 pags. New York, USA
- 78.-Farzad, N. y Mayes, R.L., (2010), R&D, Berkeley, USA, 2010. 'Chapter 14, Design of Structures with Seismic Isolation.', Director of Research and Development, John A. Martin and Associates, Inc., Los Angeles, California 38 pags. Berkeley, California, USA
- 79.-Felipe de Jesus Orozco Zepeda., (2006), México, D.F. 2006 'Temas Fundamentales del Concreto Presforzado.', Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. IMCYC 238 pags. México, D.F., MEXICO
- 80.-Ferrito, J.M., (1984), Reston, Virginia, USA 1984 'Economics of Seismic Design for New Buildings.', Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No.12. 2925-2938 pags Reston, Virginia, USA.
- 81.-Filiatrault, A. , Cherry, S. y Byrne, P.M., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'The Influence of Mexico City soils on the seismic performance of friction damped and base isolation structures.', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Spectra Volume 6 Number 02, 1990. Earthquake Spectra, 6 (2), 335-352 (1990). Berkeley, California, USA
- 82.-Filiatrault, A. y Cherry, S., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'A Simplified seismic design procedure for friction damped structures.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 479-488. Palms Springs, California, USA.
- 83.-Filiatrault, A. y Cherry, S., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads.', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Spectra Volume 3 Number 01, 1990. Earthquake Spectra, 3 (1), 57-78 (1990). Berkeley, California, USA
- 84.-Fujita, T., (1985), Auckland, New Zealand, 1985 'Earthquake isolation technology for industrial facilities reserarch development and application in Japan.', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol.18, No. 3. NZSEE Pags. 224-249. Auckland, New Zealand.
- 85.-Fujita, T. y colaboradores., (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Mass damper with convertible active and passive modes for response control buildings.', Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2079-2083. Madrid, España.
- 86.-Fundación ICA , (1988), México, D.F. 1988. 'Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985.', Fundación ICA Noriega Editores LIMUSA. 130 pags. México, D.F., MEXICO
- 87.-Gates, W.E., Hart, G.C., y Crouse, C.B., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Vibration studies of an existing buildings for base isolation retrofit.', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 559-568. Palms Springs, California, USA.
- 88.-Gomez, C, Rosenblueth, E. y Jara J.M., (1993), México, D.F., 1993. 'Estudio Parametrico de Estructuras con disipadores de energía.', Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3 No. 01. 150 págs. México, D.F.
- 89.-Gómez, C. y colaboradores., (1993), Puerto Vallarta, Jalisco, México, 1993. 'Estudio parametrico de estructuras con cables de presfuerzo.', X congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco. Pags. 463-469 Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- 90.-González, M., (1964), CMIC, Tijuana, Baja California, México, 1964. 'Sistemas para eliminar los esfuerzos peligrosos que los temblores causan en las estructuras.', V Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción, Tijuana, B.C. México. 20 págs. Tijuana, Baja California, México.
- 91.-Graesser, E.J., y Cozzarelli, F.A., (1989), State University of New York at Buffalo, 1989. 'Multidimensional Models of hysteretic material behavior for vibration analysis of shape memory energy absorving devices.', National Center for Earthquake Engineering NCEER, report No. NCEER-89-0018. Reserach, State University of New York at Buffalo. 150 págs. Buffalo, New York, USA
- 92.-Gregory MacRae, (2012), India, New Delhi, 9 November 2012 'Base Isolation in New Zealand', EAS-India, New Delhi, 9 November 2012 EAS-India, New Delhi, 9 November 2012
- 93.-Griffith, M.C. y colaboradores., (1988), UBC-EERC, Berkeley, California, USA, 1988. 'Experimental evaluation of seismic isolation of medium rise structures subject to uplift.', National Center for Earthquake Engineering NCEER, report No. UBC-EERC-88/02. University of California at Berkeley. 150 págs. Berkeley, California, USA

- 94.-Griffith, M.C., Aiken, I.D. y Kelly, J.M., (1990), *EERI, Berkeley, 1990 'Comparision of earthquake simulator test results with the SEANOC Tentative Seismic Isolation Design Requirements.'*, *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Spectra Volume 6 Number 02, 1990. Earthquake Spectra, 6 (2), 403-417 (1990). Berkeley, California, USA*
- 95.-Griffith, M.C., Aiken, I.D. y Kelly, J.M., (1990), *Reston, Virginia, USA 1990 'Displacement control and uplift restraint for base-isolated structures.'*, *Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 14. 1135-1148 pags Reston, Virginia, USA.*
- 96.-Grigorian, C.E. y Popov, E.P., (1993), *San Francisco, California, USA, 1993. 'Slotted bolted connections for energy dissipation.'*, *Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC 17-1, San Francisco, California. Pags. 545-556. San Francisco, California, USA.*
- 97.-Gustavo L. Ramirez Hubard, (1988), *México, D.F. 1988. 'Reto Sísmico'*, *Editorial IDH TELMEX, 290 pags. México, D.F., MEXICO*
- 98.-Hart, G.C. y colaboradores., (1990), *Palms Springs, California, USA, 1990. 'Seismic Strengthening of a tall building incorporating base isolation.'*, *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 333-342. Palms Springs, California, USA.*
- 99.-Higashino, M., (1990), *México, D.F. 1990. 'The application of base isolation and structural control system in Takenaka.'*, *Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento Estructural, México, D.F. Pags. 249-271. México, D.F.*
- 100.-Higashino, M., Okamoto S., (2006), *Tokyo, Japón, 2006. 'Response Control and Seismic Isolation of Buildings'*, *The Japan Society of Seismic Isolation, Ohmsha, Ltd. 200 págs. Tokyo, Japón.*
- 101.-Hojjat Adeli, Amgad Saleh., (1999), *New York, 1999 'Control, Optimization and Smart Structures. High-Performance Bridges and Buildings of the Future.'*, *Jhon Wiley ans Sons 266 pags. New York, USA*
- 102.-I. G. Buckle and R. L. Mayes, (1988), *EERI, Berkeley, 1988 'Seismic Isolation History, Application, and Performance-World View'*, *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra, 6 (2), 161-201 (1990). Berkeley, California, USA*
- 103.-I. Martinez, A. Navarro, J. Cenicerros., (1983), *Zacatecas, Zac. 1983. 'Dinamica Estructural'*, *Universidad Autonoma de Zacatecas 290 pags. México, D.F.*
- 104.-Ian Aiken, (2006), *San Francisco, California, 2006. 'Energy Dissipation Devices'*, *100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 29 laminas. San Francisco, California, USA.*
- 105.-Ian Aiken, (2006), *San Francisco, California, 2006. 'Testing of Seismic Isolators'*, *100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 17 laminas. San Francisco, California, USA.*
- 106.-Ibrahim, Y. , Grigorium, M. y Soong, T.T., (1984), *State University of New York at Buffalo, 1989. 'Random Vibration and reliability analysis of primary-secondary structural system.'*, *National Center for Earthquake Engineering NCEER, report No. NCEER-89-0031. Reserach, State University of New York at Buffalo. 150 págs. Buffalo, New York, USA*
- 107.-Igusa, T., (1984), *Reston, Virginia, USA 1984 'Response characteristics of inelastic 2-DOF primary-sencondary systems.'*, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 116, No.5. 1160-1174 pags Reston, Virginia, USA.*
- 108.-Ikononov, A.S., (1982), *Toronto, Canada, 1982. 'Seismic isolation of bridges with the alexisismon.'*, *Proceedings Conference Short and Medium Span Bridges, Toronto, Canada. págs. 141-153. Toronto, Canada.*
- 109.-Instituto de Ingeniería UNAM, Homenaje Internacional al Dr. Luis Esteva Maraboto., (2005), *México, DF, 2005. 'Simposio "Luis Esteva"'*, *Instituto de Ingeniería UNAM 1 CD's 20 papers. México, D.F., MEXICO*
- 110.-International Association for Earthquake Engineering (IAEE), (1986), *Tokyo, Japón, 1986 'Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction.'*, *Associated Cement Company Limited (Mumbai, India) 117 pags. Mumbai, India.*
- 111.-International Association for Earthquake Engineering (IAEE), (1996), *Acapulco, Guerrero, México, 1996. '11 th World Conference on Earthquake Engineering '*, *Mexican Society for Earthquake Engineering (SMIS) 4 CD's 2,800 papers. Acapulco, Guerrero, México.*
- 112.-International Association for Earthquake Engineering (IAEE), (2000), *Auckland, New Zealand, 2000. '12 th World Conference on Earthquake Engineering '*, *New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) 1 DVD's 1,800 papers. Auckland, New Zealand.*
- 113.-International Association for Earthquake Engineering (IAEE), (2004), *Vancouver, British Columbia, Canada, 2004. '13 th World Conference on Earthquake Engineering '*, *Canadian Association for Earthquake Engineering (CAEE) 1 DVD's 1,300 papers. Vancouver, Canada.*

- 114.-International Association for Earthquake Engineering (IAEE), (2008), Beijing, China, 2008. '14 th World Conference on Earthquake Engineering ', Chinese Association of Earthquake Engineering (CAEE) 2 DVD's 3,500 papers. Beijing, China.
- 115.-International Association for Earthquake Engineering (IAEE), (2012), Lisboa, Portugal, 2012. '15 th World Conference on Earthquake Engineering ', Portuguese Association for Earthquake Engineering (PAEE) 3 DVD's 2,600 papers. Lisboa, Portugal.
- 116.-International Association for Structural Control and Monitoring (IASCM), C Boller, F Casciati, Y Fujino, W Iwan, T Kobori, S Masri, (2006), San Diego University, 2006. '4th World Conference on Structural Control and Monitoring', International Association for Structural Control and Monitoring (IASCM) 3 volúmenes, 1,928 pags. San Diego California, USA
- 117.-International Association for Structural Control and Monitoring (IASCM), Chiba Osamu, Nakashima Masayhosi, Fujino Yoso., (2008), Shinyuku, Japón. '5th World Conference on Structural Control and Monitoring', International Association for Structural Control and Monitoring (IASCM) 3 volúmenes, 2,228 pags. Shinyuku, Japón.
- 118.-J.G. Teng., (2008), Essex, UK, 2008. 'Advanced in Structural Engineering. An International Journal.', The Hong Kong University, Multi-Science Publication. 243 pags. Essex, Union Kingdom.
- 119.-Jacob Pieter den Hartog, (1956), New York, USA 1956 'Mechanical Vibrations ', 4th Edición, Mac Graw Hill New York, USA
- 120.-Japan Society of Civil Engineers JSCE., (2000), Tokyo, Japan, Enero 2000. 'Earthquake Resistant Design codes in Japan', Earthquake Engineering Committee Japan Society of Civil Engineering. Waco, Co. Ltd. 200 pags. Tokyo, Japón.
- 121.-Jara, J.M. y colaboradores., (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Seismic performance of buildings with energy dissipating systems.' , Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2455-2460. Madrid, España.
- 122.-Javier Serrano Rodriguez, (2010), Bogota, Colombia, 2010. 'Matemáticas Financieras y evaluación de Proyectos.', Ed. Alfaomega, Universidad de los Andes, Facultad de Administración. 381 - 417 pags. Bogota, Colombia.
- 123.-Jonathan CHAMBERS, Trevor KELLY, (2004), Vancouver, British Columbia, Canada, 2004. 'Nonlinear dynamic analysis – the only option for irregular structures', 13th World Conference on Earthquake Engineering Paper No. 1389 Vancouver, British Columbia, Canada.
- 124.-Jones, L.R. , (1990), México, D.F. 1990. 'Analytical methods in seismic isolation design.', Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento Estructural, México, D.F. Pags. 157-176. México, D.F.
- 125.-Jones, L.R., Mayes, R.L. y Sveinsson, B.I., (1989), Acapulco, Guerrero, México, Noviembre, 1989. 'Preservando una obra maestra, mejoramiento sísmico del City and County Building de Salt Lake City, Utah, USA.', VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. III. Pags. F159-F168 Acapulco, Guerrero, México.
- 126.-Jorge A. Avila Rodriguez, (1993), México, DF, 1993. 'Análisis Sísmico Dinámico Inelástico de Edificios tipo escuela con diferentes estructuraciones.', Instituto de Ingeniería UNAM 145 pags. México, D.F., MEXICO
- 127.-José Creixell M., (1993), México, D.F. 1993. 'Construcciones antisísmicas y resistentes al viento.', Editorial LIMUSA, UNAM, Facultad de Arquitectura. 108 pags. México, D.F., MEXICO
- 128.-Jose Manuel Jara, (1994), México, DF No. 47 mayo-agosto 1994. 'Estado del Arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores', Revista de la Sociedad de Ingeniería Sísmica, Revista de Ingeniería Sísmica, Págs. 35-79. México, DF.
- 129.-KAMURA Hisaya, NANBA Takayuki, OKI Koji, FUNABA Taku, (2009), Tokyo, Japón, 2009. 'Seismic Response Control for High-Rise Buildings Using Energy-Dissipation Devices', JFE TECHNICAL REPORT 150 págs. Tokyo, Japón.
- 130.-Kani, N. The Japan Society of Seismic Isolation, (2012), Chief Research Engineer, Building Research Institute, Japan 'Progress of Seismic Isolation in Japan', State of the Art Technology: Base Isolation, Damping Systems and Buckling Restrained Braces -Protection of Nonstructural Elements and Building Contents Ponencia en PP de 24 laminas. Tokyo, Japón.
- 131.-Katsuta, C. y Mashizu, N., (1965), IEE, Auckland, New Zealand, 1965. 'Earthquake isolation methods of structure by a high speed electrohydraulic servomechanism.', 3 WCEE World Conference on Earthquake Engineering, Auckland University, New Zealand. Pags. 276-297. Auckland, New Zealand.
- 132.-Kelly, J.M., (1988), Berkeley, California, USA, 1988. 'Base isolation in Japan, 1988.', Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-88/20, Berkeley, California. Pags. 220. Berkeley, California, USA.
- 133.-Kelly, J.M., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Base isolation: linear theory and design.', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Spectra Volume 6 Number 02, 1990. Earthquake Spectra, 6 (2), 223-244 (1990). Berkeley, California, USA

- 134.-Kelly, J.M. , (1981), Berkeley, California, USA, 1981. 'Control of seismic response of piping system and other structures by base isolation.' , Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-81/01, Berkeley, California. Pags. 120. Berkeley, California, USA.
- 135.-Kelly, J.M., Beuckle, K.E. y Skinner, M.S., (1980), Berkeley, California, USA, 1980. 'Experimental testing of a friction damped aseismic base isolation system with fail safe characteristics.' , Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-80/18, Berkeley, California. Pags. 120. Berkeley, California, USA.
- 136.-Kelly, J.M., Beuckle, K.E. y Tsai, H.C., (1985), Berkeley, California, USA, 1985. 'Earthquake simulator testing of a base-isolation bridge deck.' , Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-85/09, Berkeley, California. Pags. 120. Berkeley, California, USA.
- 137.-Kelly, J.M., Eindinger, J.M., Derham, C.J., (1977), Berkeley, California, USA, 1977. 'Practical soft story earthquake isolation system.' , Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-77/27, Berkeley, California. Pags. 128 Berkeley, California, USA.
- 138.-Kelly, J.M., Mayes, R.L. y Jones, L.R., (1986), San Francisco, California, USA, 1986. 'Preliminary design procedures for seismically isolated structures.' , Proceedings Workshop on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, ATC -Appendix E, San Francisco, California. Pags. 28. San Francisco, California, USA.
- 139.-Kelly, J.M., Mayes, R.L. y Weissberg, S., (1989), Acapulco, Guerrero, México, Noviembre, 1989. 'Estimación de los daños causados por sismos en estructuras convencionales y aisladas.' , VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. III. Pags. F149-F158 Acapulco, Guerrero, México.
- 140.-Kelly, J.M., y Boardman, O.P., (1993), Berkeley, 1993 'Seismic isolation of the Museum of New Zealand Te Papa Tongarewa.' , Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive energy dissipation and active control, VI. Págs. 389-400. Berkeley, California, USA
- 141.-Keneko, M. y colaboradores., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Earthquake Response characteristics of based-isolated buildings.' , Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Págs. 569-578. Palms Springs, California, USA.
- 142.-Kirekawa, A., Ito, Y. y Asano, K. (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'A study of structural control using viscoelastic material.' , Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2047-2054. Madrid, España.
- 143.-Kitamura, H., (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Design and Analysis of a tall building with an active mass damper.' , Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2061-2067. Madrid, España.
- 144.-Kobori, T., (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Development and application of hysteretic steel dampers' , Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2341-2346. Madrid, España.
- 145.-Komodromos, K., (2000), Ashurst, Southampton, Union Kingdom, 2000 'Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures (Advances in Earthquake Engineering)' , WIT Press, 224 págs. Southampton, Union Kingdom
- 146.-Korenev, B.G. y Reznikov, L.M., (1988), Moscú, 1988. 'Vibration dynamic dampers theory and technical additions.' , Physycal and Mathematical Literature. Pags. 128 Moscú, Rusia.
- 147.-Kuntz, R.J., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Earthquake hazard mitigation. The need for human resources development and research' , EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Spectra Volume 6 Number 02, 1990. Earthquake Spectra, 6 (2), 265-276 (1990). Berkeley, California, USA
- 148.-Kuo-Chun Chang, Jenn-Shin Hwang y Shiang-Jung Wang, (2009), September 16-18, 2009, Tokyo, Japan 'Applications of Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems to Buildings in Taiwan' , JSSI 15th Anniversary International Symposium on Seismic Response Controlled Buildings for Sustainable Society Ponencia en PP de 134 laminas. Tokyo, Japan
- 149.-Lee, D.M. y Medland, I.C., (1985), Auckland, New Zealand, 1985 'Base Isolation -An historical development and the influence of higher mode responses' , Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol.11, No. 4. NZSEE pags. 219-233. Auckland, New Zealand.
- 150.-Lee, D.M. y Medland, I.C., (1985), Auckland, New Zealand, 1985 'Estimation of base isolated structure response' , Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol.11, No. 4. NZSEE pags. 234-244. Auckland, New Zealand.
- 151.-Lee, D.M. y Medland, I.C., (1997), England, 1997 'Base Isolation for earthquake protection of multi-storey shears structures.' , Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 7, Issue 6, November/December 1979 pag .555-568, West Sussex, Union Kingdom.
- 152.-Lin, B.C. y Tadjbakhs, I., (1986), England, 1986 'Effect of vertical motion of friction-driven isolation system' , Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 14, November/December 1986 pag .609-622, West Sussex, Union Kingdom.

- 153.-Lin, R.C. , (1988), *State University of New York at Buffalo, 1988. 'An experimental study of seismic structural response with added viscoelastic dampers'* , National Center for Earthquake Engineering NCEER, report No. NCEER-88-0018. Reserach, State University of New York at Buffalo. 128 págs. Buffalo, New York, USA
- 154.-Luis M. Bozzo, Alex H. Barbat., (2000), *Barcelona, 2000 'Diseño Sismoresistente de edificios'* , Ed. Reverte 253-384 pags. Barcelona, España
- 155.-Luis M. Moreschi, (2000), *Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia USA, 2000. 'Seismic Design of Energy Dissipation Systems for Optimal Structural Performance'* , Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University for the degree of Doctor in Engineering Mechanics 192 pags. Virginia USA, 2000.
- 156.-M. C. CONSTANTINOY AND M. D. SYMANS, (1993), 1993 John Wiley & Sons, Ltd. New York, USA. 'Seismic response of structures with supplemental damping' , THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS, Vol. 2, 77 - 92 (1993) Pags. 77-92. New York, USA
- 157.-M. D. Symans, A.M. F. A. Charney, F.A. S. Whittaker, M. M. C. Constantinou, M.C. A. Kircher, M. M. W. Johnson, M. and R. J. McNamara, F., (1988), *EERI, Berkeley, 1988 'Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments'* , JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / JANUARY 2008 3-21 pags Berkeley, California, USA
- 158.-M. Mezzi y A. Parducci, (2010), *Perugia, Italy, 2010. 'Conceptual seismic design and state-of-the-art protection Systems'* , Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Perugia, Italy 10 pags. Perugia, Italy
- 159.-M.C. Constantinou, T.T. Song, G.F. Dargush, (1998), *University of Buffalo, 1998 'Passive Energy Dissipation System for structural Design and Retrofit'* , MCEER 1 - 297 pags. Buffalo, USA
- 160.-M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi., (1996), *New York, 1996 'Seismic Design and Retrofit of Bridges.'* , Jhon Wiley ans Sons 686 pags. New York, USA
- 161.-Maebayashi, K., Shiba, K., Mita, A. y Inada, Y., (1992), *10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Hybrid mass damper system for response control building'* , Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2359-2364. Madrid, España.
- 162.-Mao Yisheng, (1980), *Beijing, China, 1980. 'Puentes en China'* , Ediciones en Lenguas Extranjeras, Beijing. 50 pags. Beijing, China.
- 163.-Marco Antonio Torres Perez-Negron., (2000), *México, D.F.2000. 'Criterios de Diseño para el refuerzo de edificios con disipadores de energía histeréticos.'* , UNAM FES Acatlan. 120 pags. México, DF.
- 164.-Martelli, A., (2008), *October 12-17, 2008, Beijing, China 'Recent progress of application of modern anti-seismic systems in Europe – part 1: seismic isolation'* , The 14th World Conference on Earthquake Engineering 8 pags. Beijing, China
- 165.-Martin Button, (2006), *San Francisco, California, 2006. 'Preliminary Sizing of Viscous Damping Devices'* , 100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 23 laminas. San Francisco, California, USA.
- 166.-Martínez-Romero, E., (1990), *México, D.F. 1990. 'Mejoramiento de Respuesta sísmica de edificios dañados, mediante la acción de disipadores de energía'* , Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento Estructural, México, D.F. Pags. 211-248. México, D.F.
- 167.-Matsushita, K. y Izumi, M., (1965), *IAEE, Auckland, New Zealand, 1965 'Some analyses of mechanism to decrease seismic force applied to buildings'* , Proceedings of the third World Conference on Earthquake Engineering New Zealand 1965 pags. 342-359 Auckland, New Zealand
- 168.-Matsushita, K. y Izumi, M., (1965), *IAEE, Auckland, New Zealand, 1965 'Deflection controled elastic response of buildings and methods to decrease the effect of earthquakes forces applied to buildings'* , Proceedings of the third World Conference on Earthquake Engineering New Zealand 1965 pags. 360-372 Auckland, New Zealand
- 169.-Mayes, R.L., Buckle, I.G. Jones, L.R., (1988), *PCI, Chicago, Illinois, USA 'Seismic Isolation - A solution to the earthquake problems of the precast concrete industry'* , Precast Prestressed Concrete Institute PCI, PCI Journal, mayo-junio 1988. pags. 25-57 Chicago, Illinois, USA
- 170.-Mayes, R.L., Buckle, I.G. Jones, L.R., (1989), *SMIS y SMIE, Acapulco, Guerrero, México. 'Uso del aislamiento sísmico, una perspectiva mundial.'* , Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. pags. 169-178 Acapulco, Guerrero, México.
- 171.-Mayes, R.L., Buckle, I.G. Jones, L.R., (1990), *EERI, Berkeley, 1990 'Impediments to the implementation of Seismic Isolation'* , EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra, 6 (2), 283-296 (1990). Berkeley, California, USA

- 172.-Mayes, R.L., Jones, L.R., y Trevor E. Kelly, (1990), EERI, Berkeley, 1990 'The Economics of Seismic Isolation in Buildings', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. *Earthquake Spectra*, 6 (2), 245-264 (1990). Berkeley, California, USA
- 173.-Mc Kay, G.R., Chapman, H.E. y Kirkcaldie, D.K., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Seismic Isolation: New Zealand Applications', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. *Earthquake Spectra*, 6 (2), 203-222 (1990). Berkeley, California, USA
- 174.-McVerry, G.H. y Robinson, W.H., (1989), New Delhi, June 6-7, 1989, 'Seismic Isolation in New Zealand', Workshop on Seismic Base Isolation of Structures, Organizing Secretary, Dr.D.K. Paul Presentation New Delhi, India.
- 175.-Medeot, R. y Albajar, L., (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'The evolution of seismic devices for bridges in Italy', *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2227-2232. Madrid, España.*
- 176.-Megget, L.M., (1978), Auckland, New Zealand, 1978 'Analysis and Design of a based-isolated reinforced concrete frame building', *Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol.2, No. 4. NZSEE pags. 245-254. Auckland, New Zealand.*
- 177.-Meharain, M. y Clayton, M., (1987), Wellington, New Zealand, 1987. 'Determination of design forces in based isolated buildings', *Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand. Págs. 331-338. Wellington, New Zealand.*
- 178.-Miguel Chiñas de la Torre, (1964), México D.F. 1964 'Estructuras', Chiñas 320 pags. México D.F.
- 179.-Miranda, E., (1996), 16 al 19 de noviembre 1996, Vol. I, 'Hacia la transparencia en Criterios de Diseño Sísmico', *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, CENAPRED páginas 03-28. Mérida, Yucatán, México.*
- 180.-Mokha, A. Constantinou, M. Reinhorn, A., (1990), Reston, Virginia, USA 1990 'Teflon bearings in base isolation I : Testing', *Journal of Structural Engineering © ASCE Vol. 116, No. 2. 439-454 pags Reston, Virginia, USA.*
- 181.-Mokha, A. Constantinou, M. Reinhorn, A., (1990), Reston, Virginia, USA 1990 'Teflon bearings in base isolation II : modeling', *Journal of Structural Engineering © ASCE Vol. 116, No. 2. 455-474 pags Reston, Virginia, USA.*
- 182.-Nagahide KANI, Demin FENG y Shinji SERA, (2010), St.-Petersburg, Russia, June 29th - July 3rd, 2010 'Performance based design of seismically isolated buildings in Japan', *Workshop: Bridges seismic isolation and large scale modeling, 17 pags. St.-Petersburg, Russia*
- 183.-Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C., (1989), State University of New York at Buffalo, 1989. 'Nonlinear dynamic analysis – of three dimensional base isolated structures (3D-Basis)', *Report No. NCEER-89/0019, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989. 182 pags. Buffalo, New York, USA*
- 184.-Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Analytical modeling of three dimensional behavior of base isolation devices', *Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering pags. 579-588. Palms Springs, California, USA.*
- 185.-Nassir Sapag Chain, Reinaldo Sapag Chain., (2003), México, D.F. 2003. 'Preparación y Evaluación de Proyectos', *Mc Graw Hill Interamericana Editores, SA 117 - 398 pags. México, D.F.*
- 186.-New Zealand Concrete Society, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Centre for Advanced Engineering, (1991), Auckland, New Zealand, 1991. 'Guidelines for Use of Structural Precast Concrete in Buildings.', *New Zealand Concrete Society, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Centre for Advanced Engineering 143 pags. Auckland, New Zealand.*
- 187.-Nims, D.K. et ali, (1993), San Francisco, California, USA, 1993. 'Application of the energy dissipating restrant buildings', *Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC 17-1, San Francisco, California. Pags. 627-638. San Francisco, California, USA.*
- 188.-Okoshi, T. et ali, (1993), San Francisco, California, 1993 'Aseismic design of C-1 buildings: the biggest base isolated building in the world', *Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive energy dissipation and active control, IV. Págs. 413-424. San Francisco, California, USA*
- 189.-Olson, R.A. y Lambright, W.H., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Base Isolation: What We need to know to diffuse this technology', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. *Earthquake Spectra*, 6 (2), 277-282 (1990). Berkeley, California, USA
- 190.-Pall, A.S., (1984), 8 th WCEE, San Francisco, California, 1984. 'Response of friction damped buildings', *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, V. Pags. 1007-1014. San Francisco, California, USA*

- 191.-Pall, A.S. y Marsh, C., (1982), Reston, Virginia, USA 1982 'Response of friction damped braced frames', *Journal of Structural Engineering* © ASCE Vol. 108, No. ST6. 1313-1323 pags Reston, Virginia, USA.
- 192.-Pall, A.S. y Pall, R., (1993), San Francisco, California, 1993 'Friction dampers used for seismic control of new and existing buildings in Canada.', *Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive energy dissipation and active control, V2. Págs. 675-686. San Francisco, California, USA*
- 193.-Paniagua, J.P., Gomez, A. e Iglesias, J., (1989), SMIS y SMIE, Acapulco, Guerrero, México. 'Sistema Amortiguador Dinamico', *Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. pags. F227-F236 Acapulco, Guerrero, México.*
- 194.-Popov, E.P., Engelhardt, M.D. y Ricles, J.M., (1989), AISC, Chicago, Illinois, USA 'Eccentrically Braced Frames: U.S. Practice', *Engineering Journal, AISC, American Institute of Steel Construction pags. 25 Chicago, Illinois, USA*
- 195.-Priestley, M.J.N., Crosby, R.L. y Carr, A.J., (1977), Auckland, New Zealand, 1977 'Seismic forces in base isolated masonry structures', *Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 10, No. 2. NZSEE pags. 55-68. Auckland, New Zealand.*
- 196.-Prisetley, N.J.M., Calvui, G.M. y Kowalsky, M.J., (2007), Palmestone North, New Zealand. 'Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures', 2007 NZSEE, "Performance by Design, Can We Predicted?", Marzo 30 a Abril 1° de 2007. 17 págs. Palmeston North, New Zealand
- 197.-R Grant Wilkinson, Trevor Kelly, Peter G Johnstone, (2004), Vancouver, British Columbia, Canada, 2004. 'Seismic Strengthening by Base Isolation New Zealand Parliament Buildings, Wellington, New Zealand', 13th World Conference on Earthquake Engineering Paper No. 1389 Vancouver, British Columbia, Canada.
- 198.-R. L. Mayes, A. G. Brown, Dario Pietra, (2001), Wellington, New Zealand, 2001. 'Using Seismic Isolation and Energy Dissipation to Create Earthquake-Resilient Buildings', *Holmes Consulting Group Ltd Conference 2007 NZCEE 229 pags. Wellington, New Zealand.*
- 199.-R. L. Mayes, A. G. Brown, Dario Pietra, (2012), Chistchurch, New Zealand, 2012. 'Using Seismic Isolation and Energy Dissipation to Create Earthquake-Resilient Buildings', 2012 NZSEE, Annual Technical Conference 2012, Christchurch, "Implementing Lessons Learn" 300 págs. Chistchurch, New Zealand
- 200.-R.I. Skinner, W.H. Robinson, G.H. Mc Verry, (1993), England, 1993 'An Introduction to Seismic Isolation', *Jhon Wiley ans Sons 1 - 354 pags. England, Union Kingdom*
- 201.-Raúl Coss Bu, (2008), México, D.F. 2008. 'Análisis y Evaluación de Proyectos de Inversión.', Ed. LIMUSA 173 - 257 pags. México, D.F.
- 202.-Ray W. Clough, Joseph Penzien., (1993), Singapore, 1993. 'Dynamics of Structures', *Mc Graw Hill International Edition. 738 pags. Taipei, Taiwan.*
- 203.-René Vignos, (2006), San Francisco, California, 2006. 'Proposed Improvements to U.S. Design Provisions', 100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 24 laminas. San Francisco, California, USA.
- 204.-Ricles, J.M. y Bolin S.M., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Energy dissipation in eccentrically braced frames.', *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering pags. 309-318. Palms Springs, California, USA.*
- 205.-Ricles, J.M. y Popov, E.P., (1987), University of California at Berkeley, California, 1987 'Dynamic Analysis of seismically resitand eccentrically braced frames', *Report No. UBC/EERC-87/007, Earthquake Engineeringtional Research Center, University of California at Berkeley, 1987. 128 pags. Berkeley, California, USA*
- 206.-Robert D. Hanson, Tsu T. Song, (2001), Oakland, 2001. 'Seismic design with Suplemental energy dissipation devices', *EERI - FEMA 135 pags. California, USA*
- 207.-Roberto Meli Piralla, (2002), México, D.F. 2002. 'Diseño Estructural', Ed. LIMUSA 596 pags. México, D.F., MEXICO
- 208.-Roberto Meli Piralla, Enrique Bazan Zurita., (2004), México, D.F. 2004. 'Manual de Diseño Sísmico.', Ed. LIMUSA 300 pags. México, D.F., MEXICO
- 209.-Robinson, W.H., (1982), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Lead rubber hysteretic bearings suitable for protection structures during earthquakes.', *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10. Págs. 593-604. West Sussex, Union Kingdom.*
- 210.-Robinson, W.H. y Cousins, W.J., (1987), Wellington, New Zealand, 1987. 'Recent developments in lead dampers for isolation ', *Pacific Conference on Earthqueke Engineering, New Zealand. Págs. 279-283. Wellington, New Zealand.*

- 211.-Robinson, W.H. y Greenbank, L.R., (1975), Auckland, New Zealand, 1975 'Properties of an extrusion energy absorber.', *Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering* Vol. 8, No. 3. NZSEE pags. 187-191. Auckland, New Zealand.
- 212.-Robinson, W.H. y Greenbank, L.R., (1990), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake.', *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4. Págs. 255-259. West Sussex, Union Kingdom.
- 213.-Robinson, W.H. y Tucker A.G., (1977), Auckland, New Zealand, 1977 'A lead rubber shear damper', *Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering* Vol. 10, No. 3. NZSEE pags. 151-153. Auckland, New Zealand.
- 214.-Rodwell, E., Ehrman, C.S., Maeno, Y., Sigal, G.B. y Womack, G.J., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'EPRI Contribution to International Utility Industry Seismic Isolation Development Program', *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra*, 6 (2), 403-430, (1990). Berkeley, California, USA
- 215.-Roeder, W.C., Staton, J.F., y Taylor, A.W., (1990), Reston, Virginia, USA 1990 'Fatigue of steel reinforced elastomeric bearings', *Journal of Structural Engineering @ ASCE* Vol. 116, No. 2. 407-425 pags Reston, Virginia, USA.
- 216.-S.P. Timoshenko, D.H. Young, (1965), New York, 1965 'Theory of Structures', Mc Graw Hill International Edition. 629 pags. New York, USA
- 217.-Salvador Ismael Gómez Chávez., (1995), México, D.F. 1995. 'Análisis Sísmico Moderno, Ética Aplicada.', Editorial TRILLAS. 95 - 176 pags. México, D.F., MEXICO
- 218.-Sarrazin, M. y Moroni, M.O., (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Design of an isolated confined masonry buildings.', *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2505-2508. Madrid, España.*
- 219.-Saruta, M., Yokota, H. y Watanabe, H., (1990), México, D.F. 1990. 'Verification test on based isolated building.', *Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento Estructural, México, D.F. Pags. 273-289. México, D.F.*
- 220.-Scholl, R.E., (1984), 8 th WCEE, San Francisco, California, 1984. 'Brace damper: An alternative structural system for improving the earthquake performance of buildings', *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, V. Pags. 1015-1022. San Francisco, California, USA*
- 221.-Scholl, R.E., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Improve the earthquake performance of structures with added damping and stiffness elements.', *Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering* pags. 489-498. Palms Springs, California, USA.
- 222.-Scholl, R.E., (1993), San Francisco, California, 1993 'Design criteria for yielding and friction energy dissipator', *Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive energy dissipation and active control, IV. Págs. 485-495. San Francisco, California, USA*
- 223.-SEAONC Protective Systems Committee, (2006), San Francisco, California, 2006. 'State of the Art Technologies Base Isolation and Energy Dissipators Protection of Nonstructural Elements and Contents', *100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 90 laminas. San Francisco, California, USA.*
- 224.-Seminarios Internacionales IMCYC, (2003), México, DF, 2003. 'Innovación y nuevos Desarrollos Tecnológicos.', *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. 1 CD's 200 papers. México, D.F., MEXICO*
- 225.-Sharpe, Ronald L., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Independent Engineer Peer Review for Seismic Isolation Projects', *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra*, 6 (2), 309-316(1990). Berkeley, California, USA
- 226.-Sheppard, J., Brunsdon, D., (2013), Wellington, New Zealand, 2013. 'Earthquake Assessment of School Buildings in New Zealand: Expectations, Issues and Challenges', *2013 NZSEE, Annual Technical Conference 2012, Wellington, "Same Risk - New Realities" 282 pags. Wellington, New Zealand*
- 227.-Shimoda, I. et al, (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Development of a lead rubber bearing with stepped plug', *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2327-2332. Madrid, España.*
- 228.-Simin Naaseh, Mason Walters, (2006), San Francisco, California, 2006. 'Implementation of Base Isolation in Retrofit Applications', *100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 81 laminas. San Francisco, California, USA.*

- 229.-*Simposio Internacional Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.*, (1995), México, D.F. 1995. 'La ingeniería civil a 10 años de los sismos de 1985.', SMIS, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. 2 tomos 329 pags. México, D.F.
- 230.-Skinner, R.I., (1982), Auckland, New Zealand, 1982 'Base isolation provides a large building with increased earthquake resistant', Conference on NR for Earthquake Protection Buildings Power Point presentation Auckland, New Zealand.
- 231.-Skinner, R.I. et al, (1980), Auckland, New Zealand, 1980 'Hysteretic dampers for protection of structures from earthquakes.', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 13, No. 1. NZSEE pags. 22-36. Auckland, New Zealand.
- 232.-Skinner, R.I., Beck, J.L. y Bycroft, G.N., (1975), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'A practical system for isolating structures from earthquake attack', International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3. Págs. 297-309. West Sussex, Union Kingdom.
- 233.-Skinner, R.I., Kelly, J.M. y Heine, A.J., (1975), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Hysteretic dampers for earthquake resistant structures', International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3. Págs. 287-296. West Sussex, Union Kingdom.
- 234.-Skinner, R.I., Tyler, R.G. y Hodder, S.B., (1976), Auckland, New Zealand, 1976 'Isolation of nuclear power plants from earthquake attack', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 9, No. 4. NZSEE pags. 199-204. Auckland, New Zealand.
- 235.-Skinner, R.I., y Mc Verry, G.H., (1975), Auckland, New Zealand, 1975 'Based isolation for increased earthquake resistance of buildings', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 8, No. 2. NZSEE pags. 93-101. Auckland, New Zealand.
- 236.-SMiRT, Structural Mechanics in Reactor Technology., (1991), Tokyo, Japón, 1991. 'Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and Non-Nuclear Structures.', SMiRT, Structural Mechanics in Reactor Technology. 192 pags. Tokyo, Japón, 1991.
- 237.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural., (2005), Acapulco, Guerrero, México, 2005. 'XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural', Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. 1 CD's 800 papers. Acapulco, Guerrero, México,
- 238.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural., (2006), Puerto Vallarta, Jalisco, México, 2006. 'XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural', Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. 1 CD's 800 papers. Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- 239.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2000), Morelia, Michoacan, Mexico, 2000. 'VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica.', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. Morelia, Michoaca, México.
- 240.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2000), León, Guanajuato, México, 2000 'XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. León, Guanajuato, México.
- 241.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2001), Guadalajara, Jalisco, México, 2001 'XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. Guadalajara, Jalisco, México.
- 242.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2002), Cuernavaca, Morelos, México, 2002. 'VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica.', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. Cuernavaca, Morelos, México.
- 243.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2003), León, Guanajuato, México, 2003 'XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. León, Guanajuato, México.
- 244.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2004), Tlaxcala, México, 2004. '8° Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica.', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. Tlaxcala, México.
- 245.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2005), México, DF, 2005. 'XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.', Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1 CD's 800 papers. México, DF.
- 246.-Song. T.T., (1990), México, D.F. 1990. 'Active control of buildings structures under seismic loads', Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento Estructural, México, D.F. Pags. 291-234. México, D.F.
- 247.-Song. T.T. y Mahmoodi, P., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Seismic Behavior of structures with added viscoelastic dampers', Proceedings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering págs. 499-506. Palms Springs, California, USA.
- 248.-Soong, T.T. y Skinner, G.T., (1981), Reston, Virginia, USA 1981 'Experimental Study of active structural control', Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 107, No.5. 1057-1068 pags Reston, Virginia, USA.
- 249.-Soong, T.T., Masri, S.F. y Housner, G.W., (1991), EERI, Berkeley, 1991 'An overview of active structural control under seismic loads.', EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 7 Number 3, 1991. Earthquake Spectra, 7 (3), 483-505, (1991). Berkeley, California, USA

- 250.-Sosa, G. y Ruiz, S.E., (1992), México, DF No. 47 mayo-agosto 1992. 'Análisis Estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos.', *Revista de la Sociedad de Ingeniería Sísmica, Revista de Ingeniería Sísmica*, Págs. 11-28. México, DF.
- 251.-Su, Y.F. y Hanson, R.D., (1990), Michigan, Illinois, 1990. 'Seismic response of buildings structures with mechanical damping devices.', *Department of Civil Engineering, University of Michigan. Power Point presentation Michigan, Illinois, USA*
- 252.-Su, Y.F. y Hanson, R.D., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Comparision of effective supplemental damping equivalent viscous an hysteretic.', *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering págs. 499-506. Palms Springs, California, USA.*
- 253.-Suhardjo, J., Spencer, B.F. y Sain, M.K., (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Feed-back-feedforward control of seismic structures.', *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering págs. 437-446. Palms Springs, California, USA.*
- 254.-Suzuki, H. et al, (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Theoretical study and development of new base-isolation systems for power equipment', *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 1999-2003. Madrid, España.*
- 255.-Sveinsoon, B.I. et al, (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Seismic Isolation analysis of an existing eight-story building ', *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering págs. 589-597. Palms Springs, California, USA.*
- 256.-T. Paulay, M.N.J. Priestley, (1992), New York, 1992 'Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonery Buildings.', *Jhon Wiley ans Sons 744 pags. New York, USA*
- 257.-T.T. Song, G.F. Dargush, (1997), University of NY in Buffalo, 1997 'Passive Energy Dissipation System in Structural engineering.', *Jhon Wiley ans Sons 356 pags. New York, USA*
- 258.-Tadjbakhsh, I. y Lyn, B.C., (1987), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Displacement proportional friction (DPF) in base isolation.', *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15. Págs. 799-813. West Sussex, Union Kingdom.*
- 258.-Tagami, J. et al, (1990), Palms Springs, California, USA, 1990. 'Application of substructure pseudo dynamic test of base isolated structure.', *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering págs. 599-608. Palms Springs, California, USA.*
- 259.-Taiki SAITO, (2010), Chief Research Engineer, Building Research Institute, Japan 'Basic Concept of Base Isolation System for Buildings', *Japan Society of Seismic Isolation Ponencia en PP de 66 laminas. Tokyo, Japón.*
- 260.-Tajirian, F.F., Kelley, J.M. y Aiken, I.A., (1990), EERI, Berkeley, 1990 'Seismic Isolation for Advanced Nuclear Power Stations', *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra, 6 (2), 371-402, (1990). Berkeley, California, USA*
- 261.-Takashi, N., Tetsuo, S., Arihide, N., Hitoshi, S. And Satoru, I., (2000), Auckland, New Zealand, 2000. 'Study on Earthquake Response Characteristics of Base-Isolated Building using the friction dampers with Coned Disc Springs', *12 WCEE, New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) 1 DVD's 1,800 papers. Auckland, New Zealand.*
- 262.-Takayama, M., Tada, H. y Wada, A., (1987), Wellington, New Zealand, 1987. 'A practical research of base isolation system', *Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand. Págs. 285-296. Wellington, New Zealand.*
- 263.-Takuji Kobori, Yutaka Inoue, Katzuto Seto, Akira Nishitani, (1998), Kyoto, Japón, 1998. '2nd World Conference on Structural Control and Monitoring', *Jhon Wiley ans Sons 3 volumenes, 2,477 pags. Kyoto, Japón.*
- 264.-Takuji Kobori, Yutaka Inoue, Katzuto Seto, Akira Nishitani, (1998), Kyoto, Japón, 1998. 'Proceedings of the Second World Conference on Structural Control ', *Jhon Wiley ans Sons 3 volumenes, 2,477 pags. Kyoto, Japón.*
- 265.-Tanabe, T. et al, (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Experiments of base isolation with full scale buildings', *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2479-2484. Madrid, España.*
- 266.-Tena Colunga, Arturo, (2007), México, 2007 'Análisis de Estructuras con métodos matriciales', *Ed. LIMUSA 559 pags. México, D.F., MEXICO*
- 267.-Terán Gilmore, A., (1996), 16 al 19 de noviembre 1996, Vol. I, 'Diseño Basado en Desempeño Sísmico de las Estructuras', *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, UAM páginas 29-54. Mérida, Yucatán, México.*

- 268.-Terán Gilmore, A. y Quiroz, J.M., (2010), Azcapotzalco, México D.F. 'Coeficiente de Fricción Óptimo para el Diseño de Estructuras Aisladas ubicadas en la Costa de Guerrero', Tesis de la UAM para Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad Autónoma Metropolitana. páginas 108. México D.F., México.
- 269.-The Japan Society of Seismic Isolation, (2013), Tokyo, Japón, 2013. 'How to Plan and Implement Seismic Isolation for Building', The Japan Society of Seismic Isolation, Ohmsha, Ltd. 130 págs. Tokyo, Japón.
- 270.-Toniolo, G., (2012), Christchurch, New Zealand, 2012. 'European research on seismic behaviour of precast structures', 2012 NZSEE, Annual Technical Conference 2012, Christchurch, "Implementing Lessons Learn" 300 págs. Christchurch, New Zealand
- 271.-Toyoma, K. et al, (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Application of the active mass driver (AMD) system to structural active seismic response control.', Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2347-2352. Madrid, España.
- 272.-Trevor E Kelly, S.E., (2001), Wellington, New Zealand, 2001. 'Design Guidelines, Base Isolation of Structures', Holmes Consulting Group Ltd 229 pags. Wellington, New Zealand.
- 273.-Trevor E Kelly, S.E., (2001), Wellington, New Zealand, 2001. 'In-Structure Damping and Energy Dissipation.', Holmes Consulting Group Ltd 229 pags. Wellington, New Zealand.
- 274.-Trevor E Kelly, S.E., (2001), Wellington, New Zealand, 2001. 'Performance Based evaluation of Buildings', Holmes Consulting Group Ltd 267 pags. Wellington, New Zealand.
- 275.-Trevor E Kelly, S.E., (2013), Wellington, New Zealand, 2013 'Comunicado Personal (e-mail)', Holmes Consulting Group Ltd 1 pag Wellington, New Zealand.
- 276.-Trevor E Kelly, S.E., J.D. Chambers, R.C. Dreyer, (2001), Wellington, New Zealand, 2001. 'Fully Integrated Performance Based Design and Retrofit of Existing Buildings: A Case Study', Holmes Consulting Group Ltd Conference 2007 NZCEE 229 pags. Wellington, New Zealand.
- 277.-Trevor E. Kelly, R. Ivan Skinner y Bill W.H. Robinson, (2013), Wellington, New Zealand, 2013. 'Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers', Holmes Consulting Group Ltd 370 pags. Wellington, New Zealand.
- 278.-Troy A. Morgan, (2006), San Francisco, California, 2006. 'Design and Analysis Issues for Base Isolated Structures', 100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake Ponencia en PP de 44 laminas. San Francisco, California, USA.
- 279.-Tsai, K.CH. et al, (1993), San Francisco, California, 1993 'Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation.', Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive energy dissipation and active control, IV. Págs. 687-698. San Francisco, California, USA
- 280.-Tyler, R.G., (1977), Auckland, New Zealand, 1977 'Dynamic test of laminated rubber bearing', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 10, No. 3. NZSEE pags. 143-150. Auckland, New Zealand.
- 281.-Tyler, R.G., (1977), Auckland, New Zealand, 1977 'Dynamic test on PTFE sliding layers under earthquake conditions.', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 10, No. 3. NZSEE pags. 129-138. Auckland, New Zealand.
- 282.-Tyler, R.G., (1977), Auckland, New Zealand, 1977 'Damping in buildings structures by means of PTFE sliding joints.', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 10, No. 3. NZSEE pags. 139-142. Auckland, New Zealand.
- 283.-Tyler, R.G. y Robinson, W.H., (1984), Auckland, New Zealand, 1984 'High strain test on lead rubber bearings for earthquake loads.', Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering Vol. 17, No. 2. NZSEE pags. 90-105. Auckland, New Zealand.
- 284.-Umberto SANNINO, Ion VLAD, (2009), Rome, Italia, Buletinul AGIR nr. 1-2/2009, aprilie-septembrie 'Anti-Seismic Systems: History, Development and Scientific Basis', Isolation and other Strategies Isolamento ed altre Strategie di Progettazione Antisismica, Anti-Seismic Systems International Society. 8 pags. Rome, Italia
- 285.-Urrego, O.E. et al, (2006), Puerto Vallarta, Jalisco, México, 2006. 'Influencia de la distribución de disipadores de energia en la respuesta sísmica de un edificio.', Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. 1 CD's 800 papers. Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- 286.-Vestroni, F. et al, (1992), 10 th WCEE, Madrid, España, 1992. 'Dynamic behaviour of isolated buildings', Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4. Pags. 2437-2478. Madrid, España.
- 287.-Victor M. Pavón Rodríguez., (1998), México, D.F. 1998. 'Los Temblores de Tierra', Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. IMCYC 218 pags. México, D.F., MEXICO
- 288.-Villaverde, R., (1986), Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Simplified seismic analysis of secondary systems', International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 112 No 3. Págs. 287-296. West Sussex, Union Kingdom.

- 289.-Villaverde, R. , (1988), *Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Rosenblueth's modal combination rule for systems with nonclassical damping'*, *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 116 No 3. Págs. 315-328. West Sussex, Union Kingdom.
- 290.-Villaverde, R. , (1993), *Puerto Vallarta, Jalisco, México, 1993. 'Are vibration control techniques a competitive alternative for the seismic design structures.'*, *X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.* pags 870-878. Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- 291.-Villaverde, R. y Newmark, N.M., (1980), *Michigan, Illinois, 1980. 'Seismic response on light attachments to buildings'*, *Civil Engineering Studies, Structural Response Series No. 469, Departament of Civil Engineering, University of Michigan. Power Point presentation Michigan, Illinois, USA*
- 292.-Warburton, G.B. y Soni, S.R., (1977), *Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Errors in response calculation of non-classically damped structural dynamics.'*, *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5. Págs. 336-375. West Sussex, Union Kingdom.
- 293.-Way, D. y Howard, J., (1990), *EERI, Berkeley, 1990 'Seismic Rehabilitation of the Mackay School of Mines, Phase III with Base Isolation'*, *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra, 6 (2), 297-308 (1990). Berkeley, California, USA*
- 294.-Whittaker, D., Jones, L.R., (2013), *Wellington, New Zealand, 2013. 'Design Spectra for Seismic Isolation Systems in Christchurch, New Zealand'*, *2013 NZSEE, Annual Technical Conference 2012, Wellington, "Same Risk - New Realities" 282 págs. Wellington, New Zealand*
- 295.-Witthaker, A. et al, (1989), *University of California at Berkeley, California, 1989 'Earthquake simulator testing of steel plate added damping an stiffness elements.'*, *Report No. UBC/EERC-89/002, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1989. 128 pags. Berkeley, California, USA*
- 296.-Witthaker, A. et al, (1993), *San Francisco, California, 1993 'Code requirements for the design and implementation of passive energy dissipation systems.'*, *Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive energy dissipation and active control, IV. Págs. 497-508. San Francisco, California, USA*
- 297.-Xiaoming, L., (1989), *Wiley Interscience, West Sussex, Union Kingdom, 1974. 'Optimizacion of the stochastic response bridge isolation systems with hysteretic dampers.'*, *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18. Págs. 951-964. West Sussex, Union Kingdom.
- 298.-Yamada, Y. et al, (1990), *Palms Springs, California, USA, 1990. 'Phase delayed active control of structures under random earthquake motion.'*, *Proceddings of fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering págs. 447-456. Palms Springs, California, USA.*
- 299.-Yang, S.N., Sarkani, S. y Long, F.X., (1988), *State University of New York at Buffalo, 1988. 'Modal analysis of non-classical damped structure system using canonical transformation.'*, *Report No. NCEER-88/0014, National Center for Earthquake Engineeign Research, State University of New York at Buffalo, 1988. 182 pags. Buffalo, New York, USA*
- 300.-Zayas, V.A., Low, S.S., y Mahin, S.A., (1990), *EERI, Berkeley, 1990 'A Simple Pendulum technique for Achieving Seismic Isolation'*, *EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 6 Number 1 1988. Earthquake Spectra, 6 (2), 317-334(1990). Berkeley, California, USA*

Sitios de Internet para consulta

www.smis.org.mx	Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
www.smie.org.mx	Sociedad Mexicana de Ingeniería estructural
www.eeri.org	EERI
www.usgs.gov	Teremotos
www.aci-int.org	American Concrete Institute
www.pci.org	Precast Concrete Institue

TEMARIO.

i.	INTRODUCCION.	i
i.01.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	i
i.02.	OBJETIVOS Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	iii
i.03.	CONTENIDO DE LA INVESTIGACIÓN	iv
I.	FILOSOFIA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	1
I.01.	ANTECEDENTES.	2
I.02.	DESARROLLO ACTUAL DE LA INGENIERÍA SÍSMICA.	9
I.03.	TERREMOTOS.	12
I.03.1.	Historia.	12
I.03.2.	Teoría de la Deriva Continental.	16
I.04.	ESTRUCTURAS.	23
I.05.	TECNOLOGÍA Y SOCIEDAD.	25
I.06.	CÓDIGOS Y REGLAMENTOS.	27
I.07.	DISEÑO POR DESEMPEÑO.	29
II.	CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA.	31
II.01.	DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO.	36
II.01.1.	Disipadores de Energía.	36
II.01.1.a)	Disipadores metálicos	36
II.01.1.b)	Disipadores de Extrusión	42
II.01.1.c)	Disipadores de Fricción	44
II.01.1.d)	Disipadores Viscoelásticos	46
II.01.2.	Aisladores de base.	49
II.01.2.a)	Aisladores Elastoméricos	50
II.01.2.b)	Aisladores Pendulares	52
II.01.2.c)	Aisladores de Neopreno con placas	53
II.01.2.d)	Aisladores Metálicos	55
II.01.3.	Osciladores resonantes.	56
II.01.3.a)	Masas Resonantes	57
II.01.3.b)	Líquidos Resonantes	58
II.01.4.	Materiales inteligentes y Bioestructuras.	59
II.01.4.a)	Cables de Presfuerzo	59
II.01.4.b)	Materiales Inteligentes	59
II.01.4.c)	Biotecnica (Bioestructuras)	60

II.02.	DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO.	60
	II.02.1.a) Masa Activa	61
	II.02.1.b) Tendones Activos	61
	II.02.1.c) Dispositivos de Fricción Activos	62
II.03.	DISPOSITIVOS DE CONTROL HÍBRIDOS.	62
	II.03.1.a) Mecanismo de movimientos XY	62
	II.03.1.b) Apoyo de goma multiplataforma	63
	II.03.1.c) Péndulo multiplataforma	63
	II.03.1.d) Péndulo de cuerpo rígido	63
	II.03.1.e) Sistemas de control de vibraciones	64
	II.03.1.e(i) Dispositivo S-HMD	64
	II.03.1.e(ii) Dispositivo Híbrido en V	66
	II.03.1.e(iii) Dispositivo Híbrido Yokogawa	68
	II.03.1.e(iv) Dispositivo DUOX	70
III.	DESARROLLO DE DISIPADORES Y AISLADORES SÍSMICOS EN ESTADOS UNIDOS.	75
III.01.	DESARROLLO HISTÓRICO.	75
III.02.	DESARROLLO Y REGLAMENTACIÓN.	80
III.03.	DISIPADORES Y AISLADORES EN ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA (USA).	82
IV.	DESARROLLO DE DISIPADORES Y AISLADORES SÍSMICOS EN MÉXICO.	111
IV.01.	DISIPADORES Y AISLADORES EN MÉXICO.	111
IV.02.	NUEVOS PROYECTOS EN MÉXICO CON DISIPADORES Y AISLADORES.	126
V.	DESARROLLO DE DISIPADORES Y AISLADORES SÍSMICOS EN EUROPA.	133
V.01.	DISIPADORES Y AISLADORES EN EUROPA.	133
	V.01.1.Disipadores y Aisladores en Italia.	134
	V.01.1.a) Aislamiento en Edificios Históricos	135
	V.01.1.b) Aislamiento en Obras de Arte	144
	V.01.1.c) Aislamiento en Edificios Públicos	146
	V.01.2.Disipadores y Aisladores en Turquía	157
	V.01.3.Disipadores y Aisladores en Grecia.	162
	V.01.4.Disipadores y Aisladores en Francia.	164
	V.01.5.Disipadores y Aisladores en Rusia.	166
	V.01.6.Disipadores y Aisladores en Armenia.	168
	V.01.7.Disipadores y Aisladores en Portugal.	169
	V.01.8.Disipadores y Aisladores en Chipre.	171
VI.	DESARROLLO DE DISIPADORES Y AISLADORES SÍSMICOS EN ASIA.	173
VI.01.	DISIPADORES Y AISLADORES EN CHINA.	173
VI.02.	DISIPADORES Y AISLADORES EN JAPÓN.	181
VI.03.	DISIPADORES Y AISLADORES EN TAIWÁN.	193

VII.	DESARROLLO DE DISIPADORES Y AISLADORES SÍSMICOS EN NUEVA ZELANDA.	199
VII.03.	<i>DISIPADORES Y AISLADORES EN NUEVA ZELANDA.</i>	200
VII.03.1.	Puente Aurora Terrace, Wellington, NZ	200
VII.03.2.	Puente del viaducto South Rangitikei, NZ	201
VII.03.3.	Edificio William Clayton, Wellington, NZ	202
VII.03.4.	Union House, Auckland, NZ	203
VII.03.5.	Edificio Central de Policía de Wellington, New Zealand.	205
VII.03.6.	Museo Teo Papa, Wellington, NZ	208
VII.03.7.	Edificio del Parlamento, Wellington, NZ	210
VII.03.8.	Edificio del Old Bank of New Zealand, Wellington	212
VII.03.9.	Edificio de la Suprema Corte de Justicia, Wellington, New Zealand.	212
VII.03.10.	Museo Marítimo en Auckland, NZ	213
VII.03.11.	Hospital de la Mujer en Christchurch, NZ	213
VII.03.12.	New Wellington Hospital, New Zealand.	214
VII.03.13.	Maquinaria de Prensa, Petone, NZ	214
VII.03.14.	Sky Tower en Auckland, New Zealand.	215
VIII.	ANÁLISIS INELÁSTICO Y TENDENCIAS EN EL FUTURO	217
VIII.01.	<i>ANÁLISIS INELÁSTICO.</i>	218
VIII.02.	<i>INTERRUPCIÓN DE NEGOCIO.</i>	220
VIII.03.	<i>TENDENCIAS DE LA TECNOLOGÍA DE LOS SISTEMAS DE DISIPACIÓN SÍSMICA.</i>	221
VIII.03.1.	Conferencia en Control Estructural y Aislamiento Sísmico, 1991.	221
VIII.03.1.a)	Bridgestone Corporation	223
VIII.03.2.	Aislamiento Sísmico después de Kobe 1995.	231
IX.	MÉTODO DE DISEÑO Y CASO REAL	241
IX.01.	CARACTERÍSTICAS DINAMICAS DEL AISLAMIENTO DE BASE	241
IX.02.	FUNDAMENTOS TEÓRICOS DEL ANÁLISIS DE S.E.	244
IX.03.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON SI	249
IX.04.	CASO PRACTICO: PARLAMENTO DE NEW ZEALAND	252
IX.04.1.	INTRODUCCIÓN	253
IX.04.2.	CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO	253
IX.04.3.	CONCEPTOS DE REFORZAMIENTO	254
IX.04.4.	SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE	254
IX.04.5.	ANALISIS ESTRUCTURAL	256
IX.04.5.a.	ANALISIS DE UN MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDF).	256

IX.04.5.b. ANALISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.	256
IX.04.5.c. ANALISIS DE HISTORIA DEL TIEMPO (TIME HISTORY ANALISYS).	256
IX.04.6. DESEMPEÑO DE LOS EDIFICIOS AISLADOS	257
IX.04.7. SUMINISTRO DE EQUIPOS.	258
IX.04.8. PRUEBAS DE LOS AISLADORES.	260
X. CONCLUSIONES	265
XI. BIBLIOGRAFIA.	267