

11
20



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

REFUERZO DE UN EDIFICIO DE 27 NIVELES
UTILIZANDO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE
ENERGIA SISMICA Y ELEMENTOS DE
CONTRAVIENTO



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARCO ANTONIO MONTIEL ORTEGA

ASESOR: M.I. FRANCISCO LEONEL SILVA GONZALEZ

MAYO DE 1999

979104



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS "ACATLÁN"
DIVISION DE MATEMÁTICAS E INGENIERÍA

Relación de profesores que fungirán como sinodales en el examen profesional que presentará el (la) alumno (a):

C. MONTIEL ORTEGA MARCO ANTONIO

de la carrera: **INGENIERÍA CIVIL**

y que servirán firmar de enterado:

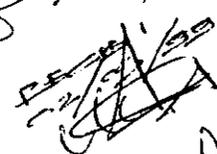
PRESIDENTE: ING. CARLOS ARCE LEÓN
Atenas # 77-6
Col. San Alvaro
Tel. 341-99-29

 15/marzo/99

VOCAL: ING. ROLANDO REYES GRECO
Tabaquitos # 43
Lomas Verdes
Tel. 393-72-58

 08/marzo/99

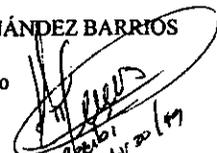
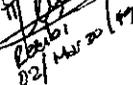
SECRETARIO: ING. MANUEL GÓMEZ GUTIÉRREZ
Calle Isis Malvinas # 8
Fracc. Las Américas
Tel. 623-17-43



SUPLENTE: M. I. FRANCISCO L. SILVA GONZÁLEZ (ASESOR)
Instituto de Ingeniería Cd. Universitaria
Tel. 522-34-64

Recibí  08/marzo/99

SUPLENTE: ING. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS
Ilima # 23
Col. Santo Domingo
Tel. 622-33-70


Recibí  02/marzo/99

DEDICATORIAS

• *A mis padres:*

Miguel Montiel Encarnación y Ma. Elena Ortega Chávez.

**Verdadero símbolo de honradez, dignidad, sencillez
y espíritu de lucha, con respeto y cariño.....**

**Cuando estoy lejos siento su ausencia,
y añoro sus consejos, pero sé que están ahí
y que viven dentro de mí.**

**Que mis triunfos también los gozan
y disfrutan mucho, y que mis fracasos
les causan tristeza**

**Pero dentro de mí, esta la semilla que dejaron
y que ha germinado, es la de la lucha,
la de la constancia, es la de jamás rendirme
ante los embates de la vida.**

**Pido a Dios no defraudarlos
y llevar siempre conmigo sus consejos
y sus extraordinarios ejemplos y enseñanzas.**

**Aunque cuando no los veo, siento su presencia
y eso me causa gran gozo.**

**Te doy gracias Señor,
porque aun los mantienes cerca de mí**

Dios los guarde por toda eternidad.....

-
- *A mis hermanos:*

Alma Delia

Angélica Azucena

Miguel Angel

José Alfredo

Victor Manuel

Juan Pablo

Rita Rocío

César Agustín

Por esa unidad que siempre hemos mantenido y la cual no dejaremos nunca.

- *A la gente de mi pueblo, MASCOTA, JAL.*

Por ser inolvidable pueblito un rincosito de Jalisco hay nomás sin presumir, sus mujeres lindas flores la Virgen de los Dolores nos las cuida por ahí.

"Ten fe en tus propósitos y persevera en ellos con la confianza de hacerlos realidad, cualquier buen éxito súmalo al estímulo de tus esfuerzos. Cualquier fracaso anótalo en el catálogo de tus experiencias; mas nunca abandones tu tarea ni la empobrezcas con tu desaliento."

ÍNDICE

RESUMEN.	v
1 ANTECEDENTES.	1
1.1 INTRODUCCIÓN.	1
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES.	2
1.3 CONCEPTOS GENERALES DEL REFUERZO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.	3
1.3.1 <i>Elementos y materiales de reparación y/o refuerzo.</i>	3
1.3.1.1 Consideraciones generales.	3
1.3.1.2 Materiales disponibles para reparación.	4
1.3.1.3 Elementos disponibles para refuerzo.	6
A) Muros de concreto.	6
B) Encamisado.	7
C) Contravientos.	8
D) Dispositivos disipadores de energía sísmica.	9
1.3.2 <i>Generalidades del refuerzo de estructuras.</i>	17
1.3.2.1 Parámetros de diseño.	18
1.3.2.2 Estructuración.	19
1.3.2.3 Compatibilidad de rigideces y deformaciones.	19
1.3.2.4 Análisis.	19
1.3.2.5 Cimentación.	21
1.3.2.6 Continuidad del refuerzo.	21
1.3.2.7 Conexiones.	21
2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	23



3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL.....	26
3.1 CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO CONVENCIONAL.....	26
3.1.1 <i>Descripción de la estructura.....</i>	26
3.1.2 <i>Uso, ubicación y clasificación de la estructura.....</i>	27
3.1.3 <i>Coefficiente sísmico (c).....</i>	27
3.1.4 <i>Factor de comportamiento sísmico(Q).....</i>	27
3.1.5 <i>Consideraciones e hipótesis utilizadas para el análisis y diseño.....</i>	29
3.1.6 <i>Propiedades de los materiales.....</i>	29
3.1.6.1 <i>Concreto.....</i>	29
3.1.6.2 <i>Acero de refuerzo.....</i>	29
3.1.7 <i>Análisis de cargas.....</i>	30
3.1.7.1 <i>Carga muerta.....</i>	30
3.1.7.2 <i>Carga viva máxima e instantánea en azotea y entrepisos.....</i>	30
3.1.7.3 <i>Combinaciones de acciones y factores de carga.....</i>	31
3.1.8 <i>Espectros de diseño.....</i>	31
3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA ESTIMACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS.....	32
3.2.1 <i>Análisis dinámico modal.....</i>	33
3.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO.....	33
3.3.1 <i>Dimensiones de los elementos estructurales.....</i>	33
3.3.2 <i>Periodos y formas modales de la estructura.....</i>	34
3.3.3 <i>Fuerzas sísmicas y cortante basal de diseño.....</i>	34
3.3.4 <i>Desplazamientos horizontales.....</i>	35
3.3.5 <i>Armados de columnas y trabes.....</i>	37



4	REFUERZO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL.	40
4.1	CONSIDERACIONES PARA EL REFUERZO A BASE DE CONTRAVIENTOS.	40
4.1.1	<i>Diseño del contraviento.</i>	40
4.2	CONSIDERACIONES PARA EL REFUERZO A BASE DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA.	41
4.2.1	<i>Estructuras candidatas para la instalación de disipadores de energía.</i>	41
4.2.2	<i>Consideraciones para el diseño.</i>	42
4.2.3	<i>Disipador de energía tipo solera.</i>	42
4.3	REFUERZO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL.	46
4.3.1	<i>Disposiciones reglamentarias debidas al cambio de uso.</i>	46
4.3.2	<i>Justificación del Refuerzo.</i>	48
4.3.3	<i>Alternativas de refuerzo.</i>	50
4.3.3.1	<i>Refuerzo con contravientos de acero.</i>	51
4.3.3.2	<i>Refuerzo con disipadores tipo solera.</i>	51
4.3.4	<i>Revisión por Desplazamientos.</i>	51
4.3.5	<i>Revisión por Resistencia.</i>	52



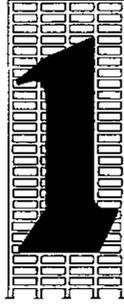
5 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LOS MARCOS REFORZADOS. --	54
5.1 GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS. -----	54
5.2 ANÁLISIS PASO A PASO. -----	56
5.3 CONSIDERACIONES Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS. -----	57
5.3.1 <i>Resultados del análisis.</i> -----	59
5.3.2 <i>Comparación de resultados.</i> -----	60
5.3.2.1 Respuestas debidas al Sismo E53EW89E.-----	60
5.3.2.2 Respuestas debidas al Sismo SCTEW85. -----	61
6 CONCLUSIONES.-----	70
BIBLIOGRAFÍA.-----	73
APÉNDICE.-----	77
AGRADECIMIENTOS.-----	99

RESUMEN

Se refuerza un edificio de oficinas de concreto reforzado de 27 niveles y 4 crujijs en cada dirección, ubicado en la zona de lago del Valle de México (zona III), diseñado con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 1976 (RCDF76), con periodo fundamental de vibración de 2.5 segundos. La estructura cambia de uso a central de telecomunicaciones y se refuerza para cumplir con los requisitos de seguridad estructural señalados por el Reglamento de Construcción vigente del Distrito Federal de 1993 (RCDF93) para estructuras del grupo A. Se estudian dos tipos de refuerzo: con contravientos y con disipadores de energía tipo solera. Se elige la mejor alternativa de refuerzo en función de un análisis dinámico no lineal de un marco exterior de la estructura considerando la influencia del sitio donde se ubica el edificio. Se realizan dos análisis dinámicos no lineales paso a paso, utilizando acelerogramas registrados en dos sitios diferentes de la zona del lago y se demuestra que la elección del tipo de refuerzo (disipadores o contravientos) depende, además de las propiedades dinámicas de los edificios, de las características dinámicas del sitio donde estos se ubican.

ABSTRACT

A 27-story 4-bays offices building, designed in accordance with the RCDF-76, is retrofitted. The original structure has 2.5 seconds of initial period of vibration. It is located on the lake zone of the Mexico City valley. Two alternative solutions are analyzed: bracings and energy dissipator devices. The best choice is based on the dynamic non-linear analysis of one of the exterior frames of the building. It is shown that the choice strongly depends on the characteristics of the earthquake excitation.



Antecedentes

1.1 INTRODUCCIÓN.

Después del gran sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M=8.1$), los primeros reportes señalaban aproximadamente 1500 edificios severamente dañados; posteriormente, este número se incrementó debido a que se descubrieron daños mayores a los inicialmente observados y a que las autoridades de la ciudad dispusieron que todos los edificios catalogados como grupo "A" deberían cumplir con la reglamentación sísmica actual. El número de construcciones por rigidizarse o reforzarse ha resultado muy grande, tanto es así que aún hoy, a catorce años de aquellos grandes sismos, muchas construcciones están en proceso de reparación y otras esperan ser reparadas.

El año de 1985 fue un parteaguas para la ingeniería sísmica en México. A partir de este año, se cobró plena conciencia de la enorme importancia de la adecuada aplicación de esta disciplina en el diseño de toda construcción civil en zonas sísmicas. Debido a los macrosismos de este año se perdieron un gran número de vidas humanas y una cantidad enorme de los recursos materiales del país tuvieron que ser invertidos para la renovación de las zonas afectadas.

A partir de entonces, se centró en gran medida la atención, a innovar técnicas de refuerzo y a actualizar las existentes. Varias instituciones públicas y privadas se dieron la tarea de reforzar edificios dañados por los temblores o de reforzar edificios para que cumplieran con las nuevas disposiciones reglamentarias.

Los coeficientes sísmicos especificados en el *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976* (RCDF76) se aumentaron en las *Normas de Emergencia* emitidas en 1985,



mismos que se conservaron en el siguiente reglamento publicado por el *Diario Oficial* en 1987. Dichos coeficientes sísmicos son los que se estipulan en el reglamento vigente (RCDF93). Por otro lado, las disposiciones referentes al coeficiente de comportamiento sísmico (Q) se volvieron más exigentes. Por estas causas ha sido necesario reforzar varios edificios usando contravientos, muros de rigidez o encamisado de elementos estructurales.

Una de las técnicas de refuerzo que ha despertado gran interés es el uso de dispositivos disipadores de energía sísmica. En la cd. de México ya se han reforzado varios edificios con disipadores de energía, tales como:

- Edificio de la calle de Izazaga # 38-40
- Edificio del Hospital de Cardiología, perteneciente al Centro Médico Siglo XXI.
- Edificio perteneciente al IMSS, en Reforma # 476 y
- Hospital 20 de noviembre del ISSSTE.

Los primeros tres fueron reforzados con disipadores tipo ADAS y el último con disipadores de fricción en sus diagonales.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES.

- Diseñar una estructura convencional de concreto reforzado de 27 niveles y 4 crujiás para uso de oficinas, con un periodo fundamental de vibración de 2.5 segundos, (estructura del grupo B), ubicada en la zona de lago del Valle de México, de acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 1976 (RCDF76).
- Considerar que la estructura cambia de uso y reforzarla para que cumpla con los requisitos de seguridad estructural pero ahora con el reglamento vigente del '93 (RCDF93), como estructura del grupo A.
- Elegir un marco exterior de la estructura y se refuerzala usando dos alternativas: con contravientos y con disipadores tipo solera estudiados en el Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Obtener la respuesta dinámica de los marcos reforzados a partir de un análisis no lineal, empleando dos acelerogramas característicos de la zona blanda del Valle de México donde se considera ubicada la estructura, estos son:
 1. Componente este-oeste del movimiento registrado en la *Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCTEW85)*.
 2. Componente este-oeste del acelerograma registrado en la estación 53 de la Red Acelerométrica de la cd. de México (Figura 3.2), (Pérez Rocha, et al, 1996) durante el sismo del 25 de abril de 1989 (E53EW89).
- Elegir la mejor alternativa de refuerzo en función de la siguiente respuesta estructural:
 1. Desplazamientos laterales máximos.
 2. Distorsiones máximas de entrepiso.
 3. Rotaciones de las articulaciones plásticas.
 4. Extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores.



- Se supone que se conocen con precisión las características de los sismos que se presentan en el lugar.
- No se consideran efectos de interacción suelo-estructura, por lo que los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos.
- Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano.
- No se consideran efectos de excentricidades accidentales ni efectos bidireccionales de las fuerzas sísmicas.
- La estructura se analiza y diseña como marco plano, tomando en cuenta sólo los efectos de la carga axial en las columnas producto de los marcos transversales. Esta hipótesis resulta aceptable si se considera la simetría en planta y elevación del marco en estudio.
- Los cinco marcos de los que consta la estructura poseen la misma rigidez lateral, por lo que los cortantes sísmicos que corresponden a un marco son el 20% de los cortantes sísmicos totales.
- Se realiza un análisis dinámico del tipo modal espectral para determinar las acciones sísmicas.
- Se incluyen los efectos P-Delta en el análisis estructural.

1.3 CONCEPTOS GENERALES DEL REFUERZO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.

Si se toma la decisión de reforzar una estructura existente, entonces dicha intervención debe ser contundente. Esto es, el proyectista no debe caer en la tentación de hacer cambios menores para rehabilitar la estructura. Por lo general la decisión de reforzar una estructura se basa en la necesidad de que se replantee el diseño original de la misma, y el proyectista debe hacer todo lo posible por proporcionarle un sistema estructural y propiedades mecánicas que le permita tener un comportamiento adecuado (Terán, 1997).

El proyectista debe ser conservador. El diseño del refuerzo de una estructura no es el contexto adecuado para que el arquitecto o el proyectista den rienda suelta a su creatividad. Dadas las incertidumbres asociadas, el proyectista debe plantear sistemas de refuerzo bien concebidos y con sistemas estructurales que sean simples y regulares (Terán, 1997).

1.3.1 Elementos y materiales de reparación y/o refuerzo.

1.3.1.1 Consideraciones generales.

En la reparación y refuerzo de cualquier elemento estructural o en el refuerzo de una estructura por medio de la adición de nuevos elementos, debe fomentarse un comportamiento conjunto entre el material existente y el que se añade. En general cualquier material que se añada a una estructura existente debe tener las siguientes características:

- *Durable.* El material debe ser capaz de proteger al acero de refuerzo y permanecer en la estructura durante un lapso razonable de tiempo.
- *Dimensionalmente estable.* El material debe presentar baja contracción y flujo plástico para evitar pérdida de contacto con el material existente.
- *Adherible.* El material debe presentar una adherencia adecuada con el concreto y acero de



refuerzo existentes.

- *Resistencia temprana.* Cuando así se requiera, el material debe ser capaz de desarrollar un porcentaje elevado de su resistencia última en un corto plazo.
- *Propiedades similares al ya existente.* Es recomendable que las propiedades del nuevo material, como su resistencia a compresión y módulo de elasticidad, sean similares a las del material existente para evitar fallas por adherencia y el aplastamiento de contacto durante la presencia de esfuerzos elevados. También es deseable tomar en cuenta la dependencia de estas propiedades con el tiempo y la temperatura, de manera que se reduzcan en lo posible los problemas asociados a la presencia de cargas sostenidas o de cambios de temperatura.

1.3.1.2 *Materiales disponibles para reparación.*

A continuación se presenta una breve introducción al uso de algunos de los materiales comúnmente usados en la rehabilitación de estructuras de concreto.

- *Resinas.* Las resinas con baja viscosidad pueden utilizarse para la inyección de grietas de ancho pequeño, mientras que aquellas de mediana viscosidad encuentran aplicabilidad en el relleno de grietas de mayor ancho, el anclaje de conectores metálicos en elementos de concreto, para mejorar la conexión entre concreto nuevo y concreto existente. Una descripción más detallada acerca de las diferentes resinas epóxicas y el uso recomendado para cada una de ellas puede encontrarse en los catálogos y especificaciones de sus fabricantes. Para obtener información detallada en cuanto a uso de resinas epóxicas puede recurrirse al reporte del Comité 503 del ACI: "Uso de Compuestos Epóxicos con Concreto".
- *Lechadas y morteros.* La lechada de concreto es una mezcla fluida de agua y cemento utilizada para inyectar grietas de hasta 0.5 mm de ancho en elementos de concreto reforzado. Cuando se utilice este material es necesario considerar los efectos de contracción por secado o tomar las medidas pertinentes para disminuirlos. Existen en el mercado productos especiales ("grouts") a base de cemento, aditivos y arenas seleccionadas, que se distribuyen en dosificaciones específicas para obtener morteros de baja contracción que desarrollan altas resistencias a edad temprana. Estos materiales son muy útiles para el anclaje de conectores metálicos en concreto existente. Algunas veces estos materiales se aplican a la superficie de contacto entre los concretos nuevo y existente para mejorar la adherencia entre ellos.
- *Concreto.* Cuando sea necesario colar concreto nuevo para reforzar una estructura, es importante recordar que sus propiedades deben ser parecidas a las del concreto existente. Las características del concreto existente pueden determinarse directamente en la estructura, usando alguna prueba no destructiva. En la mayoría de los casos, el concreto existente tendrá varios años de edad, por lo que su módulo de elasticidad y f_c excederán los valores contemplados inicialmente en el diseño. Debido a esto, en muchas ocasiones se contemplan que el f_c de diseño del concreto nuevo sea igual o mayor que el f_c de diseño del concreto existente. En caso de que no haya información suficiente, se recomienda que el f_c del concreto nuevo sea mayor al f_c de diseño del concreto existente en 50 kg/cm^2 . Finalmente, es conveniente que el concreto que se añade sea de buena calidad y que tenga por lo menos un f_c de 250 kg/cm^2 .



Normalmente, el concreto se cuela en el sitio mediante el uso de cimbras especiales y ventanas en la losa. En este sentido, el proceso de diseño no sólo debe ser técnicamente adecuado, sino que también debe considerar el costo de la cimbra y de la factibilidad del colado. Existen dos opciones importantes en cuanto al colocado del concreto que se añade:

- Colado in-situ. Cuando se añade concreto nuevo a uno existente, es necesario tomar precauciones para que exista un comportamiento monolítico entre ellos. Aunque el concreto colado in-situ se ha utilizado extensivamente en proyectos de reparación y refuerzo, en varios casos se han podido apreciar resultados inadecuados por falta de previsión de las circunstancias que se presentan en la estructura existente. Debido a esto, en algunos casos no es conveniente el uso de concretos que en otras circunstancias serían apropiadas para construcciones nuevas. Por ejemplo, la congestión del acero de refuerzo nuevo y la falta de espacio en general hacen difícil el acceso del concreto. Bajo estas circunstancias, es posible utilizar aditivos, como es el caso de superplastificantes, que aumentan la fluidez del concreto sin necesidad de reducir su resistencia. Otras precauciones importantes son el control del tamaño máximo del agregado de acuerdo con la mínima dimensión por donde éste debe pasar, y la necesidad de diseñar la cimbra para permitir un vibrado adecuado del concreto. El concreto debe colarse en capas. Es importante vibrarlo cuidadosamente para fomentar una mejor distribución del material y disminuir la formación de zonas débiles o concentraciones inadecuadas del agregado.

Otro aspecto que debe cuidarse es la posibilidad de que se den cambios volumétricos importantes en el concreto nuevo. Para reducir la contracción del concreto por secado, debe llevarse un control estricto del contenido de agua. La superficie del concreto existente debe saturarse con agua antes de colocar el concreto fresco, para evitar que el primero retire agua de la mezcla y fomento, por tanto, la contracción volumétrica de la misma. En algunos casos debe considerarse el uso de procedimientos especiales de curado para prevenir la contracción de la mezcla debido al rápido secado de la superficie. Cuando se requiera que el elemento trabaje a edad temprana debe considerar el uso de aditivos acelerantes.

Las técnicas de preparación de la superficie del concreto existente son importantes para lograr un comportamiento monolítico entre ambos concretos

- Lanzado (shotcrete). El "concreto lanzado" se utiliza normalmente para colocar o reforzar muros de concreto, y encamisar diferentes tipos de elementos de concreto. Para este proceso se requiere de equipo especial, así como de personal altamente especializado. El término "concreto lanzado" se utiliza para nombrar procesos de colocación de concreto o mortero fresco que se caracterizan por la conducción neumática del material a través de una manguera hasta lanzarlo a grandes velocidades. La salida rápida del material es ventajosa en el sentido de que permite la colocación del material en la zona de colado. En general, el concreto lanzado se adhiere bien al concreto existente y al acero de refuerzo, y es posible obtener altas resistencias debido a la alta energía de compactación y las relaciones bajas de agua-cemento que pueden manejarse.

Estos procedimientos pueden utilizarse para colocar el concreto en posición vertical, horizontal o diagonal. Uno de los aspectos más importantes en el uso de este material



consiste en la menor necesidad el uso de cimbras y, por tanto, ahorro en tiempo de construcción. En algunos casos, es difícil asegurar que el colado del concreto alrededor del refuerzo sea el adecuado. La habilidad del operador es especialmente importante para permitir que el concreto se consolide adecuadamente, sobretodo detrás de las barras de refuerzo. Esta técnica está bien documentada en el reporte del Comité 506-66 del ACI, "Recommended Practice for Shotcrete".

Finalmente la superficie de contacto debe prepararse antes de la aplicación de este material

- *Acero* En caso de que el refuerzo dañado se sustituya por varillas nuevas, es necesario proporcionar una continuidad por medio de traslapes, soldadura o conectores mecánicos. Es necesario que ambos tramos de varilla estén limpios. En caso contrario, puede recurrirse a limpiarlos con cepillo de alambre. Es conveniente recordar que en muchas ocasiones las varillas de refuerzo no se fabrican de acero soldable. Debido a las altas temperaturas que genera el uso de soldadura para unir el acero de refuerzo nuevo con el existente, pueden producirse cambios en sus características mecánicas. Por esta razón, se debe efectuar la soldadura poniendo especial atención en precalentar y evitar un enfriamiento rápido del acero. Aparte del equipo adecuado, es necesario contar con personal calificado para obtener buenos resultados.

Debido a las restricciones de espacio en la estructura existente, en ocasiones no es posible proporcionar un anclaje adecuado al acero de refuerzo que se añade. En estas circunstancias es posible recurrir al uso de placas metálicas unidas al extremo de la varilla. Finalmente es deseable que el esfuerzo de fluencia del refuerzo nuevo sea igual al del acero existente, de manera que ambos aceros puedan trabajar en conjunto.

1.3.1.3 Elementos disponibles para refuerzo.

A) Muros de concreto.

Una de las técnicas más utilizadas para la rigidización y refuerzo de estructuras existentes consiste en la adición de muros de concreto. Las recomendaciones de diseño que se hacen en esta sección se basan en la consideración de que el muro de refuerzo se introduce en la estructura entre dos ejes de columnas existentes. En este caso, el muro que se añade junto con las columnas existentes se constituyen en una sección "I" monolítica de concreto. Acorde a esta idealización, los patines deben diseñarse para tomar el momento de la sección compuesta, mientras que el alma para tomar la totalidad del cortante.

El comportamiento de los muros de concreto depende principalmente de su relación de esbeltez. Los efectos de flexión dominan el comportamiento de muros esbeltos mientras que en muros con relación altura/ancho pequeña los efectos de cortante son muy importantes.

□ Tipos de muros.

Pueden caracterizarse dos tipos de muro de refuerzo en función de la fluencia del refuerzo vertical de corte del alma (en los patines el acero debe ser siempre capaz fluir): si el acero vertical del alma es continuo a través del sistema de piso, esta puede incursionar en el rango inelástico de comportamiento sin pérdida significativa de capacidad a corte; en caso contrario, el acero vertical del alma en lugar de fluir se desconecta del sistema de piso con la consiguiente pérdida de



capacidad de corte. De acuerdo con lo anterior se distinguen dos tipos de muro:

- Muro de relleno. En estos el acero vertical del alma del muro no es continuo a través del sistema de piso. Este tipo de muro encuentra aplicación en edificios de pocos niveles, donde las demandas de tensión sobre el acero vertical del alma no son demasiado altas.
- Muros de rigidez. En este tipo, el acero vertical del alma es continuo a través del sistema de piso y puede alcanzar su esfuerzo de fluencia. El uso de este tipo de muro se recomienda en estructuras de varios niveles.

□ *Recomendaciones generales.*

Se sugiere tener cuidado durante el colado de la parte superior del muro, ya que en algunos casos se tienden a formar bolsas de aire y agua que producen un debilitamiento de esta zona. En estos casos, se sugiere colar el muro por lo menos en dos partes:

Primero se cuela el muro, dejando un espacio libre de unos cuantos centímetros de ancho en su parte superior. Posteriormente se rellena este espacio con mortero que contenga aditivo expansor, cuidando que el colado se efectúe mediante el uso de cimbras especiales y ventanas en la losa.

- Diseño. La rigidez de un muro contribuye de manera importante a la rigidez lateral de la estructura, por lo que toma un porcentaje importante de la carga lateral. Por tanto, la distribución y diseño de los muros debe estudiarse cuidadosamente.
- Muros de relleno. Aunque algunas publicaciones sugieren limitar su uso a estructuras de tres niveles, en la práctica han sido utilizados en estructuras más altas. En edificios de más de tres pisos, las fuerzas axiales que estos muros inducen en las columnas que trabajan como patines del mismo pueden llevar a la necesidad de encamisarlas. En el diseño de este tipo de muro, se sugiere no utilizar valores de Q mayores a 2.
- Muros de rigidez. Cuando se utilicen este tipo de muros, se sugiere encamisar las columnas "patín". En caso de que la existencia de vigas dificulte el paso del refuerzo vertical a través del sistema de piso, el muro puede colocarse excéntrico respecto al plano del marco. Si se recurre a colocar el muro excéntrico se recomienda, de ser posible, que el alma del muro se recargue directamente en las columnas existentes (Terán, 1997).

B) Encamisado.

□ *De concreto reforzado.*

Existen varias opciones para el encamisado de elementos de concreto, siendo la más usual la de envolver a la sección existente con una camisa de concreto reforzada con malla electrosoldada o con acero longitudinal y transversal. Dependiendo de cómo se encamisen los elementos estructurales existentes, es posible obtener incrementos de resistencia y rigidez, y/o de capacidad de deformación (ductilidad) de la estructura.



El uso más común del encamisado se da en estructuras con marcos resistentes a momentos, encamisándose, en la mayoría de los casos, tanto las vigas como las columnas de la estructura. En estructuras a base de losa plana el incremento de rigidez obtenido al encamisar las columnas y algunas nervaduras suele ser insuficiente, por lo que en estos casos suele recurrirse al empleo de muros de concreto o contravientos metálicos.

▫ *Recomendaciones generales.*

En caso de que los elementos existentes exhiban daño importante, es conveniente restaurarlos antes de encamisarlos. Se sugiere dimensionar y detallar la camisa siguiendo los lineamientos de diseño que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de Concreto.

Debido a que la camisa incrementa la sección transversal de los elementos existentes sin modificar su dimensión longitudinal, en algunas ocasiones y sobretodo en el caso particular del encamisado de columnas, el diseño de la camisa debe contemplar los lineamientos de diseño de elementos de gran peralte, cuyo comportamiento varía con respecto al de elementos esbeltos (Terán, 1997).

C) *Contravientos.*

El empleo de diagonales de acero para reforzar estructuras con marcos rígidos de concreto reforzado, es una solución que se aplica comúnmente.

Con la aplicación de este sistema de refuerzo en estructuras ya construidas, se pretende mejorar la *rigidez* de la construcción ante la acción de las fuerzas horizontales; así como aumentar la *resistencia* y *capacidad* de la estructura, logrando disminuir la magnitud de los efectos de flexión y cortante en los elementos de la estructura de concreto.

▫ *Ventajas y Desventajas.*

En muchas ocasiones, el uso de contraviento metálico es una opción atractiva desde los puntos de vista estructural y no estructural. Dentro de las *ventajas* estructurales que su uso arroja están las siguientes:

- **Compatibilidad de rigideces.** Cuando se plantea un sistema de refuerzo a base de contravientos metálicos, es posible manejar un amplio rango de rigideces laterales. Este hecho lo constituye en un esquema eficiente, ya que casi siempre es posible configurar un sistema de contravientos con una rigidez lateral comparable a la de la estructura existente.
- **Cargas en la cimentación.** En muchos casos es posible configurar al sistema de contravientos para que distribuya la carga de una manera más o menos uniforme en la cimentación existente, de manera que se evite el refuerzo de esta última.
- **Poco peso.** La adición de contravientos añade poca masa reactiva a la estructura.

Entre los atractivos *no estructurales*, pueden mencionarse los siguientes:

- **Proceso constructivo limpio.** Por lo general, la incorporación de los contravientos a la estructura existente no requiere del colado de concreto fresco.



♦ Iluminación. Los contravientos no bloquean el paso de la luz solar al interior de la estructura. El adicionar un conjunto de contravientos a una estructura de concreto ya existente, presenta algunas *desventajas* como son:

- ♦ Lograr una conexión, capaz de transmitir solamente las fuerzas de compresión o de tensión que se producen en las diagonales de refuerzo.
- ♦ Evitar que, por deficiencia de la conexión, se produzcan fuerzas cortantes en las trabes o columnas que concurran al nudo.
- ♦ Lograr que la construcción de la conexión sea fácil y económica.

▫ *Tipos de contravento.*

Existen diferentes elementos que pueden ser utilizados para el contravento de una estructura. Algunos de estos trabajan tanto a tensión como a compresión, mientras que otros, a tensión exclusivamente. En el primer caso los elementos poseen una rigidez axial elevada (perfiles estructurales, tubos de acero, secciones cajón, etc.) mientras que en el segundo, poseen poca rigidez axial (cables). En general, los elementos robustos de acero pueden utilizarse en cualquier caso, mientras que los cables encuentran su mayor aplicabilidad en estructuras bajas.

D) Dispositivos disipadores de energía sísmica.

La mayor parte de los códigos de diseño sísmico señalan que las estructuras deben ser capaces de absorber las demandas extraordinarias que provocan los temblores, incursionando dentro del rango inelástico de sus materiales; es decir, haciendo uso de las reservas últimas de la estructura. Dicha filosofía de diseño implica que, en el caso de sismos fuertes, las estructuras admitan ciertos daños sin llegar al colapso, toda vez que la forma más común para que se disipe la energía liberada por los sismos es mediante el trabajo inelástico de sus elementos estructurales (Martínez, 1994)

Las nuevas tecnologías han encontrado conveniente que la disipación de energía durante un sismo sea desarrollada por elementos independientes de la estructura, en los cuales se concentre el daño y éste sea totalmente controlable.

En México como en todo el mundo, existen pocas recomendaciones normativas sobre el diseño sísmico de edificios con disipadores.

Para el análisis de estos edificios se parte de un prediseño el cual se va afinando mediante iteraciones usando análisis dinámicos no lineales

▫ *Ventajas.*

Las *ventajas* que en general ofrece un disipador de energía son

- ♦ Capacidad de disipación de energía
- ♦ Control de deformaciones en un rango no lineal
- ♦ Rigidez inicial y resistencia que contrarresta deflexiones desfavorables por servicio



□ *Reglamentación.*

La reglamentación oficial en todo el mundo es mínima. La mayoría de las normas permiten utilizar disipadores de energía con la condición de que los diseños sean aprobados por las autoridades correspondientes.

En la sección 4 (Reducción de Fuerzas Sísmicas) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1995) se establece:

"Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción del Departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan."

□ *Función de un disipador de energía.*

El concepto básico es que la energía se disipe a través del trabajo mecánico de estos dispositivos y no por el comportamiento dúctil de los elementos de la estructura.

La función de un disipador de energía es incrementar el amortiguamiento histerético en la estructura. La relación básica de energía de la estructura está dada por la siguiente ecuación:

$$E_I = E_K + E_S + E_\xi + E_H$$

Donde:

E_I = Energía sísmica de entrada.

E_K = Energía cinética en la estructura.

E_S = Energía de deformación elástica de la estructura.

E_ξ = Energía de amortiguamiento viscoso

E_H = Energía de amortiguamiento histerético

El objetivo es incrementar E_H tal que para una E_I dada, la energía de deformación elástica en la estructura sea minimizada. Esto significa que la estructura experimenta deformaciones menores a aquellas que tendría si no tuviese disipadores.

D.1 Clasificación de los dispositivos disipadores de energía.

Cuando las estructuras trabajan en el intervalo inelástico no logran disminuir las deformaciones que sufren ante la acción de fuerzas debidas a viento o sismo; sin embargo, con la implantación de dispositivos disipadores, se puede lograr, en algunos casos, esta disminución en la respuesta estructural en porcentajes elevados.

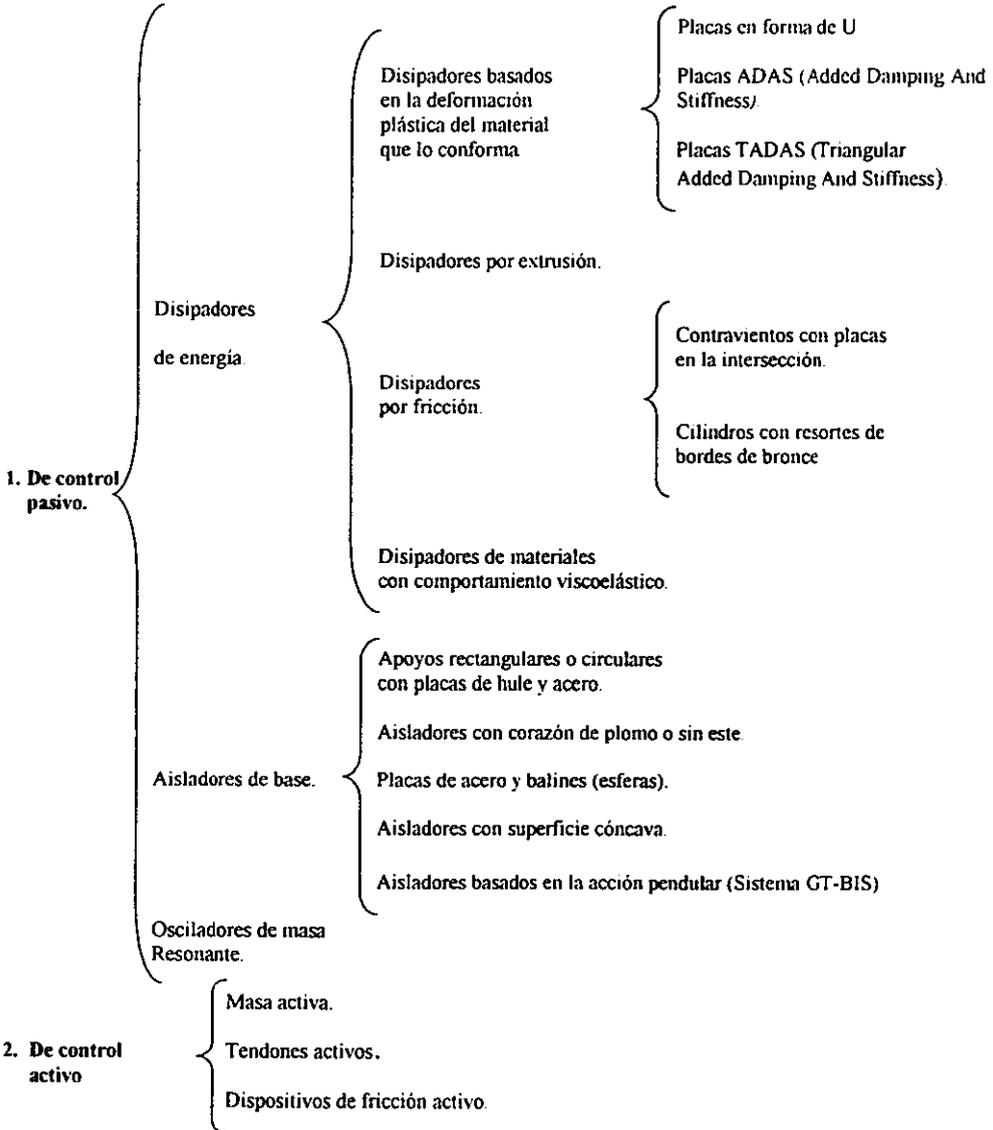
La correcta utilización de los mecanismos reductores de respuesta sísmica brinda en ciertos casos un mejor funcionamiento de las estructuras, evitando llegar a la falla o colapso total.

A continuación se presenta la clasificación general de los disipadores y una breve



descripción de los mismos.

Dentro del ámbito de reducción de la respuesta estructural existen dos grandes grupos de mecanismos cuyo fin es disminuir las fuerzas sísmicas, estos son:





D.1.1 De control pasivo.

Se caracteriza por no contar con sistemas de cómputo que operen y controlen su funcionamiento; esto es, responden de manera propia, sin ayuda de agentes o dispositivos mecánicos.

Dentro de este grupo se tienen diferentes tipos de dispositivos cuya función y colocación dentro de las estructuras varía. Algunos de ellos son los siguientes:

a) Disipadores de energía.

Una estructura puede disipar la energía producida por la fuerza de un sismo mediante el amortiguamiento propio y por la formación de articulaciones o deformaciones inelásticas de elementos estructurales y no estructurales (Aguirre y Sánchez, 1989). Sin embargo, estas estructuras en general no son capaces de disipar grandes porcentajes de esta energía por sí solas sin sufrir grandes daños, por lo que se hace necesario el uso de dispositivos que permitan darle un adecuado comportamiento, de manera que la estructura principal no sea afectada gravemente.

Los disipadores de energía son aditamentos cuyo fin es absorber tanta energía inducida como sea posible durante un evento sísmico. Se utilizan principalmente en edificios a base de marcos de acero o concreto reforzado. Se colocan en la intersección de contravientos, que pueden ser en forma de X, V, o Y invertida con la finalidad de disminuir la disipación de energía histerética en conexiones viga-columna de la estructura.

De acuerdo con la *forma en que el dispositivo disipa la energía*, estos se dividen en:

a.1) Disipadores basados en la deformación plástica del material que lo conforma.

Estos disipadores logran su objetivo mediante el movimiento relativo alternado de placas de acero (actuando en flexión, torsión, flexocompresión, etc.) que hacen que el dispositivo se deforme, rebase su punto de fluencia y absorba energía debido al cambio en su microestructura, por el aumento de temperatura.

Algunos mecanismos se enumeran a continuación.

a.1.1) Placas en forma de U. Son de solera de fierro, con comportamiento histerético muy estable, sin degradación de rigidez o resistencia (Aguirre y Sánchez, 1989). Se pueden colocar en las diagonales de los contravientos. Estas funcionan de manera tal que al presentarse movimiento horizontal en las estructuras, las placas a las que se une el dispositivo se mueven una con respecto a la otra, llevando al material hasta el punto de fluencia, disipando así energía. El desplazamiento relativo de los niveles superior e inferior produce un movimiento conocido como rolado por flexión, mediante el cual se plastifica el espécimen y así disipa la energía.

a.1.2) Placas ADAS (Added Damping And Stiffness). Son elementos diseñados para disipar energía a través de la deformación inelástica por flexión de un conjunto de placas de acero templado en forma de X conectadas en paralelo en los extremos superior e inferior.

La ventaja de la forma en X es que cuando el dispositivo se deforma en doble curvatura la deformación de la placa se distribuye uniformemente en la altura y por consiguiente las



deformaciones plásticas se distribuyen también uniformemente. La placa en X fue desarrollada en Nueva Zelanda como elemento de soporte en tuberías.

Los ADAS han sido ensayados en laboratorios de la Universidad de California en Berkeley. Los factores primarios que afectan el comportamiento de los ADAS son: la rigidez elástica, resistencia de fluencia y desplazamiento de fluencia (Δ_y). Las pruebas han demostrado que los ADAS son capaces de sostener más de 100 ciclos de carga con una deformación de $3\Delta_y$, con comportamiento estable sin signos de degradación. Los ADAS pueden ser diseñados seguramente para rangos de desplazamientos de alrededor de $10\Delta_y$. Las pruebas también indican que el desempeño de los ADAS está influenciado por el grado de restricción en la parte superior e inferior de las placas (apriete de los tornillos).

Estos dispositivos se pueden colocar en la parte superior de una V invertida, sujeta al centro de la viga del nivel superior (Whittaker et al, 1989). De igual forma que el disipador anterior, la energía producida por un evento sísmico se disipa por fluencia del material.

a.1.3) Placas TADAS (Triangular Added Damping And Stiffness). El dispositivo TADAS consiste de varias placas triangulares de acero soldadas en su base a una placa común. La parte superior de cada placa se conecta a un perno que permite que esta gire libremente.

Similares a la mitad de una placa de ADAS, se empotran en uno de sus extremos a una placa que se conecta al nivel superior del entrepiso. En el vértice se colocan pernos que van conectados a contravientos que parten del nivel inferior. Disipan energía por fluencia del material y se deforman en curvatura simple.

La curvatura de flexión es uniforme en la altura del dispositivo, lo que permite que dentro del rango inelástico no existan concentraciones de curvatura.

Se han realizado investigaciones analíticas y experimentales en la Universidad Nacional de Taiwan, donde se ha encontrado que el dispositivo puede sostener un gran número de ciclos de carga sin señales de degradación de rigidez y resistencia, (Tsai et al, 1993).

a.2) Disipadores por extrusión.

La disipación por extrusión se logra cuando se deforma un material en su sección transversal. Esto es posible si el material disipador se mueve dentro de tubos con sección variable, donde al deformarse disipa energía y posteriormente se recristaliza, es decir, después de la deformación recupera su sección original y adquiere sus características iniciales.

Estos dispositivos generalmente se forman por tubos de acero que en su interior llevan plomo, el cual después de deformarse y recuperar su forma original se cristaliza y adquiere sus propiedades iniciales.

a.3) Disipadores por fricción.

La disipación por fricción se basa en la absorción de energía que existe entre dos superficies de contacto dependiendo de los coeficientes de fricción de cada superficie y de la carga existente.



Algunos sistemas por fricción son:

a.3.1) Contravientos con placas en la intersección. Este sistema consiste en colocar dos placas en la intersección de contravientos en forma de cruz (Pall y Marsh, 1982), de manera que al desplazarse lateralmente la estructura produzca esfuerzos de fricción debido al contacto entre las placas

Se pueden colocar contravientos en los marcos en cuya intersección se dispone el sistema disipador. Al ocurrir un evento sísmico las diagonales se desplazan una respecto de la otra y se produce la fricción entre las placas, las cuales disipan la energía. En estos dispositivos se busca mitigar el deslizamiento por acción de cargas de servicio, proporcionando a la estructura una rigidez adicional.

a.3.2) Cilindros con resortes de bordes de bronce. Son cilindros de acero que en su interior tienen resortes con bordes de bronce. Su funcionamiento es similar a lo mencionado, se deforma el elemento y posteriormente recupera sus propiedades originales tanto geométricas como físicas.

a.4) Disipadores de materiales con comportamiento viscoelástico.

Los dispositivos con características viscoelásticas se pueden colocar en un marco de la misma forma que los disipadores por fricción, con la diferencia de que se tiene un comportamiento viscoelástico.

Es importante mencionar que en estos dispositivos la temperatura del medio ambiente tiene gran influencia en el amortiguamiento que ofrece el dispositivo, además que su comportamiento histerético depende de la frecuencia de excitación.

b) Aisladores de base.

Los aisladores sísmicos de base fundamentan su utilización en el hecho de desligar o desacoplar a la estructura del suelo (González, 1964). Esto se logra colocando entre la superestructura y la cimentación los dispositivos aisladores, que permiten transferencia de cargas verticales, pero mitigan los movimientos laterales, alargando considerablemente el periodo fundamental de la estructura.

Estos dispositivos se han utilizado en zonas en las que los principales eventos sísmicos tienen gran contenido de frecuencias altas, así el periodo de la estructura se aleja de los periodos que provocan amplificaciones importantes de las fuerzas sísmicas.

Existen varios tipos de aisladores de base (González, 1964) como los que están formados por balas o esferas de acero confinadas en aros, rodillos bidireccionales, elementos constituidos por caucho; estos mismos elementos pueden ser reforzados con placas intercaladas de acero, otro sistema es por medio de una cama de aire, resortes y placas deslizantes que contengan teflón.

Dentro de los aisladores se pueden mencionar los siguientes:

b.1) Apoyos rectangulares o circulares con placas de hule y acero. Son de los primeros



aisladores que se fabricaron comercialmente, son muy flexibles horizontalmente y poseen una gran rigidez ante fuerzas. No producen gran disipación de energía ya que su objetivo primordial es el de flexibilizar a la estructura en dirección lateral (Jara, 1994).

b.2) Aisladores con corazón de plomo o sin este. El corazón de plomo se inserta con el fin de disipar energía. La ventaja de este tipo de disipador es que tiene un incremento considerable en disipación de energía (Jara, 1994).

b.3) Placas de acero y balines (esferas). Se proponen balines de acero, las cuales se han determinado a partir de una capacidad de carga de 125 kg por esfera de 9.5 mm (3/8") de acero de calidad recomendada. Estos balines se colocan dentro de un anillo retenedor, que asegura el movimiento de las esferas en conjunto. La cantidad de balines que se ponen dentro de este anillo es proporcional a la carga que tiene que soportar.

Para el anillo retenedor, se utiliza "alambrón" estructural de 6 mm (1/4 plg) de diámetro (González, 1964).

Para el diseño, debe tenerse en cuenta tanto la fuerza del viento como la intensidad esperada del sismo, así como el desplazamiento máximo que sufre el suelo en el momento de la sacudida. Este desplazamiento es de suma importancia en el diseño de cada unidad aisladora, ya que el conjunto aislador deberá tener holgura para desplazarse tanto o más que el propio suelo, todo esto con el fin de garantizar que la unidad aisladora opere eficazmente.

Este dispositivo no cuenta con un sistema disipador de energía integrado que reduzca la demanda de disipación de la estructura.

b.4) Aisladores con superficie cóncava. Este sistema está basado en el movimiento de un péndulo. Por la geometría del dispositivo, el periodo no depende de la carga vertical aplicada y su rigidez es directamente proporcional a la carga, lo que hace que las torsiones producto de concentraciones de masa en la estructura disminuyan en el nivel de aislamiento.

b.5) Aisladores basados en la acción pendular (Sistema GT-BIS). La diferencia entre el sistema GT-BIS y los demás, está en su mayor eficacia, lograda por sus dispositivos aisladores y su sistema de amortiguamiento. Los aisladores del sistema GT-BIS consisten en soportes especiales colocados sobre la cimentación en los que se utilizan un haz de varillas o de cables, según el caso, que sostienen las columnas o elementos que forman la base de la edificación, de manera que queden ligeramente separados del piso y que puedan oscilar alrededor de su posición inicial.

Una vez instalado el conjunto de aisladores, al ocurrir un sismo la **edificación entera** se limita a oscilar lentamente, en lugar de sacudirse violentamente con los movimientos comparativamente más rápidos e irregulares del suelo durante el fenómeno.

El resultado es que mientras que los sistemas a base de aisladores de hule eliminan alrededor de un 40% ó 50% de los efectos críticos del sismo, con el sistema GT-BIS hasta un 96% (Foutch et al, 1993).



Una importante ventaja adicional del sistema consiste en que los asentamientos diferenciales de la cimentación pueden ser fácil y rápidamente compensados mediante el ajuste ocasional de las tuercas de los cables o barras de los aisladores.

c) Osciladores de masa resonante.

El uso de una o varias masas adicionales con propiedades dinámicas conocidas, ubicados sobre un edificio puede reducir considerablemente su respuesta ante eventos sísmicos (Jara, 1994).

Estos dispositivos se colocan en la parte superior o a distintas alturas de las estructuras, con el objeto de incrementar el periodo y el amortiguamiento de la misma, disminuyendo así el riesgo de daños en las estructuras por movimientos excesivos.

Estos dispositivos son muy eficientes para reducir la respuesta de estructuras con comportamiento lineal, no obstante, al incursionar en comportamiento no lineales se ve afectada.

D.1.2 De control activo.

Cuenta con sistemas computarizados altamente sensibles que hacen operar a los mecanismos y controlan su buen funcionamiento durante un evento sea éste de viento o de sismo.

El control activo se basa en el principio de eliminar las vibraciones de una estructura mediante la aplicación de fuerzas externas. Los movimientos (sismo o viento) son detectados por sensores localizados en varias partes de la estructura, midiendo la respuesta y excitaciones externas.

Los sensores están conectados a computadoras que mandan la orden a los actuadores (gatos hidráulicos u otros), que aplican fuerzas a la estructura con el fin de contrarrestar los movimientos producidos por acciones naturales. Dentro del grupo de dispositivos de control activo se encuentran los siguientes:

a) Masa activa.

El movimiento de la masa sobre el último nivel de la estructura se controla por medio de una computadora que detecta el movimiento del edificio a través de los sensores y envía a los actuadores el movimiento que se debe aplicar a las masas.

La desventaja de estos dispositivos es que necesita una gran cantidad de energía eléctrica para la aplicación de las fuerzas (Jara, 1994)

b) 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 obtienen de manera similar al sistema anterior (Jara, 1994).

c) Dispositivos de fricción activo.

Se han propuesto sistemas que disipan energía, y que además controlan el umbral del deslizamiento de los dispositivos en condiciones de servicio y en condiciones últimas (Jara, 1994).



1.3.2 Generalidades del refuerzo de estructuras.

El diseño sísmico de cualquier estructura es un problema muy complicado. Es por esto que aquí se simplificará para facilitar la presentación.

Existen cuatro propiedades de una estructura que tienen mucha relevancia en su comportamiento ante excitaciones sísmicas. Tres de éstas, su resistencia lateral, su rigidez lateral y su capacidad de deformación son características mecánicas de la estructura, mientras que la cuarta, la masa, es una propiedad estructural de mucha importancia. Por tanto, el primer paso que un proyectista debe emprender como parte de un proyecto de refuerzo estructural es estimar la masa de la estructura y estas características mecánicas, así como su distribución en planta y elevación. Con estas estimaciones, el proyectista debe tratar de entender la interacción de estas propiedades con la excitación sísmica, que llevó (o tiene el potencial de llevar) a la estructura a un mal comportamiento sísmico. Parte esencial de la estimación de las tres características mecánicas mencionadas con anterioridad es la identificación del sistema estructural del edificio existente, si es que existe alguno, y el tratar de entender lo mejor posible el planteamiento estructural original de la misma.

Con este entendimiento, el proyectista debe plantear un esquema de refuerzo que permita a la estructura a tener un comportamiento sísmico adecuado. Esto es, el diseñador debe contemplar cómo los elementos de refuerzo modifican la rigidez, resistencia, capacidad de deformación, y en su caso la masa reactiva de la estructura existente; y cómo estos cambios impactan la respuesta estructural. Es en este sentido que la intervención que el proyectista hace en la estructura existente durante el proyecto de refuerzo estructural debe ser contundente. En otras palabras el diseñador debe hacer lo necesario para que la modificación de estas propiedades lleven a la estructura a un comportamiento adecuado. Dentro de este contexto se da otra problemática importante, que consiste en la dificultad del proyectista por predecir o evaluar el comportamiento sísmico de la estructura reforzada. Dada esta dificultad, se requiere que el proyectista contemple planteamientos estructurales de refuerzo que sean regulares y simples.

Dentro del planteamiento del sistema de refuerzo, el diseñador debe plantearse cómo es que la estructura existente va a contribuir al desempeño de la estructura reforzada. Puede ser que la estructura existente no sea aprovechable para resistir las cargas sísmicas, en cuyo caso será deseable desconectarla totalmente del sistema estructural sismorresistente. En otras ocasiones, será deseable tratar de obtener la mayor contribución posible del sistema estructural existente. Otra consideración importante para el refuerzo de la estructura es que en muchos casos existen circunstancias ajenas a las técnicas, como cuestiones sociales, económicas y políticas, que acaban teniendo más peso en la solución planteada.

A partir de un estudio realizado en la Universidad Autónoma Metropolitana, fue posible identificar que en los proyectos de refuerzo estructural que se emprenden en la Cd. de México, por lo regular se obtienen incrementos de resistencia que oscilan entre el 50 al 100% de la resistencia de la estructura existente, e incrementos de rigidez del 100 al 400% de la rigidez original (Terán, 1997). Por lo tanto, es aconsejable que el proyectista considere durante sus proyectos de refuerzo, incrementos de resistencia y rigidez que se encuentren dentro o cerca de



los rangos anteriores. Dado que la capacidad de deformación no es una propiedad que se maneje explícitamente en la normatividad actual, no existen estadísticas al respecto.

El tipo de sistema estructural que debe plantearse para el refuerzo de una estructura existente depende de cuáles de las tres características mecánicas de la estructura (rigidez, resistencia y capacidad de deformación) deben modificarse, y de la magnitud de dichas modificaciones. Por desgracia, la capacidad de deformación de la estructura no es un parámetro que se maneje explícitamente dentro del contexto de la normatividad actual, y en este sentido, es difícil manejarla como parámetro de diseño. En general, si se requiere un aumento considerable de resistencia e incrementos moderados de rigidez (sin pérdida importante de la capacidad de deformación) se sugiere que el proyectista contemple el encamisado de la estructura existente. Para un incremento moderado de la resistencia y rigidez, se recomienda recurrir al uso de contraventeo metálico. Cuando se requiera un incremento importante de la rigidez en combinación con un incremento moderado de la resistencia, se aconseja recurrir al uso de muros de concreto. Es importante notar que el uso de contravientos y muros para el refuerzo de estructuras originalmente dúctiles suele resultar en una pérdida de la capacidad de deformación de las mismas. Cuando el problema se centre alrededor de un aumento importante de la capacidad de deformación de la estructura, se sugiere estudiar el problema con calma (Terán, 1997). Finalmente, cuando se requiera de un aumento importante del amortiguamiento histerético sin recurrir a la ductilidad del marco, puede recurrirse al uso de dispositivos disipadores de energía.

1.3.2.1 *Parámetros de diseño.*

▫ *Factor de comportamiento sísmico.*

Cuando el factor de reducción por comportamiento sísmico (Q) de la estructura existente difiera de aquel del sistema de refuerzo, se sugiere considerar el Q asociado al sistema estructural que tome la mayoría de la carga lateral.

Dada la incertidumbre en cuanto a la conexión entre los sistemas existente y de refuerzo, y la dificultad de detallar adecuadamente al último, se sugiere que los valores de Q que se seleccionen para el diseño del sistema de refuerzo sean más bajos que aquellos contemplados para el diseño de un sistema similar asociado a una construcción nueva. En la Tabla 1.1, que se presenta a continuación, se hacen unas sugerencias al respecto (Terán, 1997).

TABLA 1.1. Factores de comportamiento sísmico para construcciones nuevas y refuerzo

Q para construcciones nuevas	Q para proyecto de refuerzo
2	1.5 -2.0
3	2.0-2.5
4	2.0-3.0

Utilizar un Q más bajo implica que el sistema de refuerzo se diseñará para niveles de resistencia más elevados que aquellos considerados para construcción nueva. Esto por lo general se refleja en menores demandas de comportamiento no lineal en la estructura reforzada, lo que protege detallados en los cuales no es posible garantizar un comportamiento adecuado. Por eso mientras mayor es el valor de Q , mayor es la reducción que se sugiere para el diseño de un sistema de refuerzo. Se aclara que los valores de Q propuestos en la tabla de arriba no justifican



un detallado pobre, sino que se constituyen en una medida conservadora para proteger a la estructura reforzada en circunstancias donde las incertidumbres en cuanto a su comportamiento son grandes.

o *Propiedades dinámicas.*

Es importante notar que los sistemas de refuerzo se diseñan para tener una resistencia elevada, existe la posibilidad de que la estructura reforzada se mantenga en o cerca de su rango elástico de comportamiento durante sismos intensos. En este contexto, es posible que se den las circunstancias para favorecer que las estructuras, cuyas propiedades dinámicas se asemejen a las del terreno, se encuentren en resonancia con la excitación sísmica. Por tanto, el estimar el periodo de la estructura reforzada y el procurar que no se asemeje al de la excitación sísmica, constituyen actividades muy importantes. Sin embargo, dadas las incertidumbres asociadas al problema, es necesario tomar medidas conservadoras en caso de que el proyectista no esté en posibilidades de predecir con confiabilidad las propiedades dinámicas de la estructura. Es en este sentido que se hicieron las recomendaciones de proponer estructuraciones regulares y de, a pesar de usar valores de Q bajos, garantizar un detallado razonable en la estructura.

1.3.2.2 *Estructuración.*

Se sugiere no localizar la resistencia o rigidez lateral de la estructura en unos cuantos puntos, sino repartirla en varios elementos distribuidos a todo lo largo, ancho y alto de la estructura. En este sentido, es importante considerar que los elementos que se refuercen o que se añaden deben seleccionarse o ubicarse dentro de la estructura de manera que se reduzcan, dentro de lo posible, las irregularidades existentes de resistencia y rigidez, tanto en planta como elevación.

Cuando se añaden elementos, como es el caso de contravientos o muros, a una estructura existente, la distribución de estos depende de la configuración y estructuración de dicha estructura y su cimentación. Sin embargo, existen ciertos lineamientos que pueden utilizarse para minimizar los problemas estructurales asociados al uso de estos esquemas de refuerzo en estructuras de mediana y gran altura. Primero, se recomienda tratar de distribuir estos elementos tan uniformemente como sea posible, tanto en planta como en elevación. Segundo, se recomienda no concentrarlos en unas cuantas crujías. Tercero, se recomienda no utilizar una sola columna como soporte extremo y simultaneo a dos elementos rígidos en direcciones perpendiculares.

Entre los problemas estructurales que deben contemplarse cuando se utilicen elementos rígidos, están la posible concentración de cargas en la cimentación, y la incapacidad del sistema estructural (en particular del sistema de piso) para transmitirles las cargas laterales que les corresponden. Por ejemplo considere el refuerzo de una estructura por medio de la adición de muros. En este caso el sistema de piso debe poseer la capacidad adecuada para transmitir a los muros las cargas laterales que les correspondan. Si el sistema de piso no tiene dicha capacidad podrá contemplarse su refuerzo o modificar los muros (limitar su tamaño) de acuerdo con la capacidad del sistema de piso. Finalmente, debe contemplarse que al añadir elementos muy rígidos, por lo general se está fomentando el que la estructura original no contribuya de manera importante a resistir las cargas laterales.



1.3.2.3 *Compatibilidad de rigideces y deformaciones.*

El objetivo de una buena compatibilidad de rigideces y deformaciones entre la estructura existente y el sistema de refuerzo consiste en fomentar el trabajo eficiente y conjunto de ambos sistemas. En cuanto a la compatibilidad de rigideces, es deseable, por un lado, no desaprovechar la posible contribución de la estructura existente a la resistencia de la estructura reforzada, mientras que por el otro, el sistema de refuerzo debe tomar un porcentaje importante de la carga lateral. En cuanto a la compatibilidad de deformaciones, es importante garantizar que la estructura existente sea capaz de acomodar las deformaciones que se requieren para que el sistema de refuerzo alcance su resistencia máxima.

1.3.2.4 *Análisis.*

En muchas ocasiones, parte de las deficiencias estructurales consisten en la existencia de irregularidades, en planta y elevación, de rigidez y resistencia. En cuanto a la evaluación de las irregularidades de rigidez, se recomienda llevar a cabo un análisis tridimensional "de reconocimiento" de la estructura existente. Para la evaluación de las irregularidades de resistencia, es importante notar la necesidad de interpretar cuidadosamente los resultados del análisis elástico de la estructura existente o de recurrir a métodos más elaborados. Otro punto importante es la conveniencia de que se lleve a cabo un análisis dinámico de la estructura, de manera que se indique su período fundamental y se pueda evaluar como se compara con el de la excitación sísmica. En el caso de que se refuerce con elementos muy rígidos (muros) una estructura ubicada en suelo blando, es conveniente, de ser posible, contemplar la flexibilidad de la cimentación. La suposición usual de que los elementos estructurales del primer piso se encuentran empotrados en su base deja de ser válida. La flexibilidad de la cimentación puede tener influencia importante tanto en la estimación del período de la estructura como en el cálculo de los desplazamientos laterales.

Aunque es razonable suponer durante el análisis estructural que el sistema de piso es infinitamente rígido en su plano (diafragma rígido), es necesario evaluar esta suposición cuando se añadan elementos muy rígidos como parte del esquema de refuerzo.

El análisis de estructuras reforzadas involucra grandes incertidumbres en cuanto a la definición de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Por tanto, no importa qué tanto se elabore el modelo de análisis, siempre existirán incertidumbres importantes en cuanto a la manera en que se reparten las cargas entre estos elementos. Como una manera de reducir esta problemática es recomendable, como se sugirió antes, plantear sistemas de refuerzo regulares y simples.

Para definir las propiedades mecánicas de los elementos de la estructura reforzada, es necesario tomar en cuenta las condiciones del diseño estructural y de trabajo en la obra. Si durante el diseño se toman las precauciones pertinentes para garantizar una conexión adecuada entre los elementos existentes y el material o elementos que se añaden, es razonable suponer un comportamiento conjunto entre estos. En otras palabras, en este caso es posible obtener resultados razonables para el diseño del sistema de refuerzo si se considera que tanto la totalidad de la carga gravitacional como de la carga lateral actúan sobre la estructura reforzada. En el cálculo de áreas e inercias de elementos reforzados pueden distinguirse dos casos:



- *Elementos existentes sin daño importante.* Si las propiedades del material de un elemento existente y aquellas del material que se le añade son similares (por ejemplo encamisado con concreto), es posible calcular las propiedades geométricas de la sección compuesta como si se tratara de una sección homogénea. Sin embargo, si se da el caso de que las propiedades de ambos sean significativamente diferentes (encamisado metálico), será necesario plantear una sección equivalente homogénea usando el concepto de sección transformada.
- *Elementos existentes con daño importante o grave.* En este caso se recomienda contemplar una reducción del módulo de elasticidad del elemento dañado (o de algunas de las propiedades de este elemento como es el caso de su momento de inercia), y luego estimar las propiedades del elemento compuesto planteando una sección equivalente homogénea por medio del concepto de sección transformada. Por ejemplo, si el daño que sufrieron los elementos no es muy grave o si se les ha restaurado antes de que se añada el material nuevo, es conveniente considerar un 50 al 70% del momento de inercia que tendrían si no exhibieran daño. En algunos casos, la contribución del material que se añade a la rigidez de los elementos compuesto es mayoritaria, y en consecuencia, las suposiciones que se hagan respecto al modelado de las propiedades de los elementos existentes no afectan significativamente los resultados del análisis estructural.

1.3.2.5 Cimentación.

Cualquier elemento que se refuerce o añada debe anclarse en la cimentación existente, de manera que pueda trabajar adecuadamente. La concentración y redistribución de cargas que resulta de esto y que no fue considerada en el diseño original de la cimentación puede resultar en la necesidad de reforzarla. De manera general, es posible redistribuir las sobrecargas que introduce el esquema de refuerzo en la cimentación y el suelo por medio del encamisado de contratraves y/o la adición de pilotes. Dado el elevado costo de reforzar la cimentación, es conveniente contemplarla como parte integral del proyecto de refuerzo.

1.3.2.6 Continuidad del refuerzo.

En la gran mayoría de los casos de refuerzo de una estructura existente, parte esencial del proyecto consiste en garantizar que los elementos que se añaden o refuerzan puedan alcanzar su resistencia de fluencia. Por tanto, es necesario contemplar cuidadosamente el anclaje que se le provee al acero que se añade, así como garantizar su continuidad a través de la estructura. Este objetivo, que debe alcanzarse a pesar de la presencia de los elementos existentes, en muchos casos implica la necesidad de perforarlos o de doblar el acero que se añade, así como garantizar su continuidad a través de la estructura. Sin embargo, es necesario limitar tanto como sea posible el uso de cualquiera de estas dos opciones.

Cuando sea necesario pasar el acero a través de elementos existentes, se recomienda dentro de lo posible perforar la losa en lugar de los elementos del sistema estructural sismorresistente. Si es necesario abrir el acero de refuerzo longitudinal para rodear un elemento existente, es necesario contemplar la tensión que esto puede producir en dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento que se refuerza o añade. Por tanto, es necesario proporcionar estribos capaces de resistir la tensión.



1.3.2.7 Conexiones

Para que el material o elementos que se añaden a la estructura trabajen adecuadamente conforme a su diseño, es necesario fomentar un comportamiento conjunto con los elementos existentes.

▫ *Conexión entre concreto existente y nuevo.*

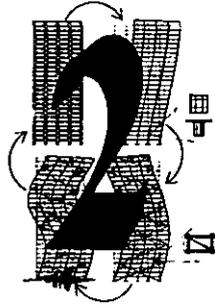
El comportamiento conjunto de una sección compuesta de concreto reforzado solo puede garantizarse mediante la transmisión adecuada del esfuerzo cortante rasante que se induce en el área de contacto entre el concreto nuevo y el existente. Para fomentar esta transmisión, es conveniente que antes de colocar el concreto fresco, se garantice que la superficie del concreto existente que estará en contacto con el concreto nuevo este limpia y sea rugosa. Para ello, se recomienda el picado de dicha superficie hasta obtener rugosidades del orden de 5 mm. Después del picado, debe tenerse la precaución de eliminar la capa de lechada que queda dañada con un cepillo de alambre. Una alternativa al picado es el chorro de arena, que ha dado muy buenos resultados experimentales.

▫ *Conexión entre concreto existente y acero.*

En algunas ocasiones, será necesario conectar elementos metálicos a elementos de concreto existentes. Ya sea que estos elementos se conecten directamente o se reciban por medio de una placa de acero, una conexión adecuada solo puede garantizarse por medio de la transmisión de los esfuerzos cortantes rasantes que se generen en la superficie de contacto.

Cuando la superficie de contacto entre el acero y el concreto es pequeña, puede recurrirse al uso de pernos presforzados de acero de alta resistencia o a estribos presforzados. Para superficies de contacto mayores es suficiente con usar tramos de varilla anclados con resinas epóxicas.

En pruebas de laboratorio se ha observado un efecto benéfico cuando se rellena con resinas o mortero epóxico el espacio libre entre el conector y el orificio donde este se introduce, tanto en el elemento metálico como en el elemento de concreto.



Planteamiento del Problema

A continuación se describe el planteamiento del problema. El caso estudiado es un proyecto teórico.

Se desea proyectar una *estructura convencional*, simple y simétrica, lo suficientemente esbelta para alcanzar un periodo fundamental de vibración arriba de los 2 segundos, con el propósito de que después esta estructura se refuerce y que su periodo resulte dentro del rango de los periodos de edificios que han sido más afectados por sismos en la zona blanda del Distrito Federal (periodos de 1.5 a 2.5 segundos). Posteriormente mediante una análisis dinámico no lineal se tomará en cuenta la influencia de las características dinámicas del suelo en la estructura reforzada, eligiendo la mejor alternativa de refuerzo en función de la respuesta estructural obtenida.

El edificio convencional se supondrá que fue construido de concreto reforzado en la zona de lago del D.F. en la década de los '70s, por lo que se diseñará con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 1976 (RCDF76). Con el programa de computadora RC Buildings (Engineering Solutions and Services, 1994), se dimensionarán las secciones de trabes y columnas de tal manera que sean lo más esbeltas posible pero resistentes y que no sobrepasen los desplazamientos permisibles de 0.016 establecido por este reglamento.

Posteriormente, este mismo edificio se revisará con las nuevas disposiciones de seguridad



estructural del Reglamento de Construcción vigente del '93 (RCDF93). La revisión tendrá el propósito de modificar el uso con el que fue construido inicialmente (estructura del grupo B), a otro cuya función es considerada de mayor importancia por el reglamento vigente del Distrito Federal (estructura del grupo A). La revisión consistirá en analizar las distorsiones máximas de entrepiso y resistencia lateral del marco.

En este momento conviene hacer énfasis de las consecuencias que pudieran derivarse por el cambio de uso para lo cual son proyectadas las estructuras, tal como lo señala el artículo 201 del RCDF93, responsabilizando al propietario de los daños que pudieran ocasionar estos cambios cuando se produzcan cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño original.

Como la estructura diseñada con RCDF76, no será capaz de cumplir con las nuevas condiciones de seguridad estructural establecidas en el RCDF93, ya que este reglamento es mucho más exigente que el anterior y por el propio cambio de uso, se procederá a reforzar la estructura considerando dos alternativas de refuerzo:

1. **Contravientos.** Conocidos y usados comúnmente en el refuerzo de muchos edificios dañados por sismos.
2. **Dispositivos disipadores de energía sísmica.** Últimamente han sido utilizados en el refuerzo de algunos edificios en la Cd. de México.

El refuerzo consistirá en tomar un marco exterior del edificio convencional y reforzarlo con cada una de éstas dos alternativas, por lo que se tendrán dos marcos reforzados: uno con contravientos y otro con disipadores.

Los marcos reforzados deberán cumplir con las siguientes dos condiciones:

1. *Revisión por desplazamientos.* Las distorsiones máximas de entrepiso del marco reforzado, deberán ser menores a 0.012, tal como lo establece el RCDF93.
2. *Revisión por resistencia.* El incremento de la resistencia del marco reforzado deberá ser tantas veces mayor al del marco sin refuerzo como resulte de comparar sus respectivos cortantes basales de diseño debido a sus coeficientes sísmicos requeridos.

Los marcos reforzados se modelarán primeramente con el apoyo del programa RC Buildings, proporcionando las propiedades del material de los contravientos (modulo de elasticidad, área, etc.) y para el caso de disipadores como una diagonal con área transversal y resistencia equivalentes. Con el análisis de este programa se conocerán las distorsiones de entrepiso en los marcos.

El diseño de los contravientos se realizará evitando el pandeo inelástico de los mismos, esto es, diseñándolos para que fluyan a compresión a una carga menor que la de pandeo y para que estas secciones disminuyan los desplazamientos máximos permisibles (revisión por desplazamientos) e incrementen la resistencia tanto como sea necesario para que sea capaz de resistir las nuevas acciones debidas al cambio de uso (revisión por resistencia).



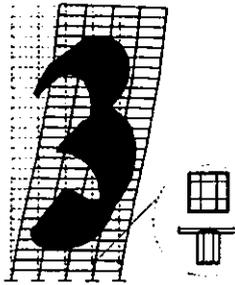
Para el refuerzo con disipadores se utilizarán dispositivos tipo solera en forma de "U" estudiados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Aguirre, 1989). El número de disipadores se considerará adecuado cuando los desplazamientos laterales sean menores que el valor establecido por el RCDF93 (revisión por desplazamientos), no siendo rigurosos en el incremento de la resistencia, ya que se confía en el buen comportamiento del disipador.

Una vez que se determine el refuerzo de los marcos, se realizará un análisis dinámico no lineal paso a paso de los marcos, modelándolos en el programa DRAIN 2D. Este análisis es necesario debido a que una de las alternativas consta de elementos que trabajan en el rango no lineal (disipadores), además de que se desea conocer la posible influencia que tendría el suelo sobre la respuesta dinámica del edificio reforzado. La estructura se considerará ubicada dentro de la zona III en dos lugares diferentes, por lo que se utilizarán dos acelerogramas representativos de la zona de lago del Valle de México:

1. Uno de ellos corresponde a la componente este-oeste del movimiento registrado en la *Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCTEW85)*, cuyo periodo dominante del sitio $T_s = 2$ s. Como ya es conocido este sismo provocó un desastre de proporciones nacionales y de muy graves consecuencias para la Ciudad de México.
2. El otro es el correspondiente a la componente *este-oeste del acelerograma registrado en la estación 53 de la Red Acelerométrica de la cd. de México*, con periodo dominante del suelo $T_s = 1.5$ s. (Figura 3.2), (Pérez Rocha, et al, 1996) durante el sismo *del 25 de abril de 1989 (E53EW89)*. Es el único evento importante de la brecha de San Marcos que se ha observado instrumentalmente en Ciudad Universitaria, el más intenso registrado en la ciudad desde 1985 ($M=6.9$) y el de más ricos y abundantes datos (Pérez Rocha, et al, 1996). Sus registros son de gran valor para la ciudad de México; este sismo produjo mayores intensidades que otros sismos costeros de mayor magnitud.

Se procederá a elegir la mejor alternativa de refuerzo comparando la *respuesta dinámica estructural de los marcos reforzados*, la cual consistirá en las siguiente cantidades:

- a) Desplazamientos laterales máximos de los niveles con respecto a la base.
- b) Distorsiones máximas de entrepiso (desplazamientos relativos de entrepiso divididos por la altura del mismo).
- c) Rotaciones de las articulaciones plásticas que se presentan en trabes y columnas.
- d) Extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores.



Análisis y Diseño de la Estructura Convencional

En este capítulo se presentan las características de las estructuras analizadas, las hipótesis consideradas para su estructuración y análisis, así como los resultados del análisis y diseño, tomando en cuenta las disposiciones del Reglamento del Distrito Federal de 1976 (RCDF76).

Para el análisis y diseño del edificio convencional, se utilizó el programa RC Building V2.12 and RCB Enhancer V4.0 (Engineering Solution & Services Inc., 1994). Programa con ambiente gráfico interactivo para el análisis estático y dinámico y diseño de *edificios de concreto reforzado* en 2 y 3 dimensiones.

3.1 CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO CONVENCIONAL.

3.1.1 Descripción de la estructura.

La estructura propuesta se determinó con la idea de obtener un periodo fundamental alto, aproximadamente de 2.5 segundos y que su estructuración fuera simple y simétrica en planta y elevación; para ello se proyectó un edificio de concreto reforzado de 27 niveles y 4 crujiás con una altura de entrepiso de 3m y una distancia entre ejes de columnas de 8m. En la Figura 3.1 se muestra la elevación y planta tipo del edificio a reforzar.



3.1.2 Uso, ubicación y clasificación de la estructura.

La estructura es un *edificio convencional* con muros desligados, diseñado para uso de oficinas, clasificado como estructura del grupo B de acuerdo al RCDF76. Se considera ubicada en la zona lacustre del valle de México, considerada como zona III por el RCDF76

Se supone que el edificio se podría encontrar (dentro de la misma zona III) en dos lugares uno donde el periodo dominante del suelo es de 1.5 segundos y otro donde el periodo es de 2 segundos; con lo anterior se pretende conocer la influencia del suelo sobre la estructura en función de su ubicación. En la Figura 3.2 se muestran los lugares en donde se consideraría ubicada la estructura dentro del mapa de zonificación geotécnica de la ciudad de México. También se muestra la Red Acelerométrica de la ciudad.

3.1.3 Coeficiente sísmico (c).

En función de la clasificación y ubicación de la estructura se podrá determinar el coeficiente sísmico requerido para el análisis dinámico modal empleado para la obtención de las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura.

En este caso se utilizó un coeficiente sísmico de 0.24, para estructura del grupo B y zona III (terreno compresible), de acuerdo al art. 234 del RCDF76. El cortante horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_0 = \frac{c}{Q} W$$

Donde:

V_0 = Cortante basal

c = Coeficiente sísmico expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

W = Peso total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal.

Q = Factor de comportamiento sísmico, el cual se explica enseguida.

3.1.4 Factor de comportamiento sísmico Q.

Las construcciones en general, además de estar clasificadas por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía por un proceso de deformación.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimiento sísmicos, representan un aspecto fundamental en el diseño.

En función de las condiciones con que la estructura se proyectó se eligió un factor $Q=2$ para el diseño. Este factor de comportamiento sísmico Q es conocido como factor de ductilidad en el artículo 235 del RCDF76 el cual varía entre 1 y 6.

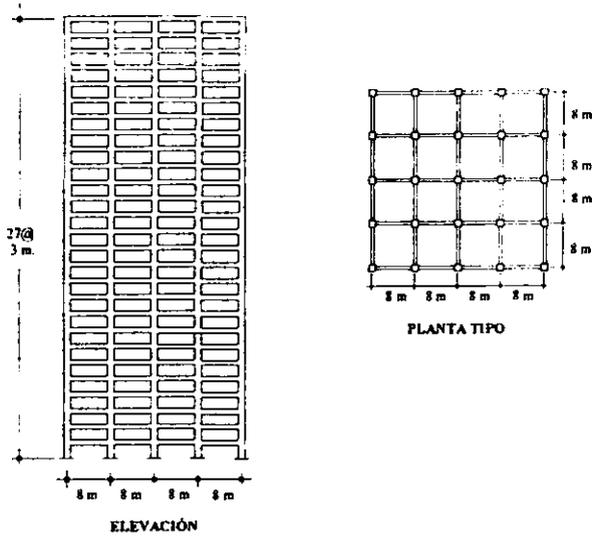


FIGURA 3.1. Elevación y planta del edificio convencional.

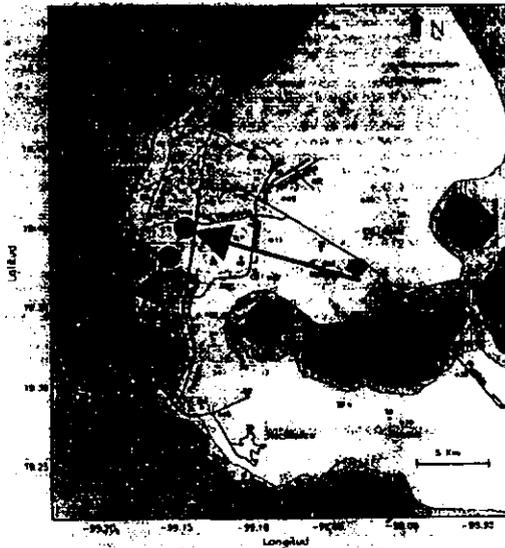


FIGURA 3.2. Lugares donde se considera ubicada la estructura para el análisis, dentro de la zonificación geotécnica de la ciudad de México. Se muestra también la Red Acelerométrica de la ciudad.



3.1.5 Consideraciones e hipótesis utilizadas para el análisis y diseño.

A continuación se describen las hipótesis y consideraciones que intervienen en el análisis y diseño.

- No se consideran efectos de interacción suelo-estructura, por lo que los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos.
- Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano.
- No se consideran efectos de excentricidades accidentales ni efectos bidireccionales de las fuerzas sísmicas.
- La estructura se analiza y diseña como marco plano, tomando en cuenta sólo los efectos de la carga axial en las columnas producto de los marcos transversales. Esta hipótesis resulta aceptable si se considera la simetría en planta y elevación del marco en estudio.
- Los cinco marcos de los que consta la estructura poseen la misma rigidez lateral, por lo que los cortantes sísmicos que corresponden a un marco son el 20% de los cortantes sísmicos totales.
- Se realiza un análisis dinámico del tipo modal espectral para determinar las acciones sísmicas.
- Se incluyen los efectos P-Delta en el análisis estructural.

3.1.6 Propiedades de los materiales.

Como ya se mencionó anteriormente el edificio es de concreto reforzado por lo que a continuación se presentan las propiedades de los dos materiales empleados: el concreto y acero de refuerzo.

3.1.6.1 Concreto.

- Peso Volumétrico del concreto: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia del concreto a la compresión: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 10000 \times \sqrt{f'_c} = 187083 \text{ kg/cm}^2$

3.1.6.2 Acero de refuerzo.

- Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

3.1.7 Análisis de cargas.

La clasificación y definición de cargas se encuentra en el capítulo XXII del RCDF76.

Determinación de las cargas muertas y vivas utilizadas para el análisis estructural.



3.1.7.1 Carga muerta:

Las cargas muertas, como lo indica el artículo 210 del RCDF76, son todos los pesos de los elementos estructurales: traveses, columnas, losas, muros, dadas y castillos, además de los no estructurales: fachadas prefabricadas, acabados de pisos y muros, instalaciones permanentes, muros divisorios, etc.

A continuación se presenta en la Tabla 3.1, el análisis de carga muerta del sistema de piso propuesto para este edificio.

TABLA 3.1 Análisis de carga muerta para azotea y entrepisos

Concepto	Azotea (kg/m ²)	Entrepisos (kg/m ²)
Losa maciza de concreto (16 cm)	384	384
Firme de piso	--	90
Mosaico	--	70
Instalaciones	50	60
Acabados	40	50
Muros divisorios	--	271
Entortado y enladrillado	82	--
Relleno e impermeabilización	154	--
Sobrecarga por reglamento (RCDF76 art. 197)	40	40
Carga muerta total	750	965

3.1.7.2 Carga viva máxima e instantánea en azotea y entrepisos.

Se llaman cargas vivas o de ocupación, de acuerdo con el art. 225 del RCDF76, todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos móviles.

Los valores recomendados por el reglamento se encuentran en la tabla del artículo 227 del RCDF76; en ellas se distinguen tres valores que se deben usar de acuerdo a cada propósito que en él se especifica.

Cada valor de carga viva especificada se refiere a las intensidades máximas, instantánea y media como hace mención el Art. 211 del RCDF76, para cargas variables.

La carga máxima (CV_{max}) es la máxima carga que deberá resistir la estructura durante su vida útil y deberá ser considerada en el análisis gravitacional así como en el análisis de asentamientos inmediatos.

La carga instantánea (CV_{inst}) es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo; debe notarse que este valor es menor respecto a la carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia de que se presenten al mismo tiempo y a su máxima intensidad una carga accidental y la carga viva es pequeña.

La carga media w es el promedio de carga que actúa en periodos muy largos de tiempo, básicamente se debe al mobiliario que pueden alojar las construcciones, ya que parte del tiempo estarán desocupados o inhabitados.



Para el diseño del marco convencional, de acuerdo al artículo 227 del RCDF76, se deberán aplicar las siguientes intensidades para carga viva instantánea y máxima en azotea y entrepiso. (Tabla 3.2):

TABLA 3.2 Intensidades de carga viva instantánea y carga viva máxima para azotea y entrepiso para uso de oficinas.

	Carga Viva Instantánea (kg/cm ²)	Carga Viva Máxima (kg/cm ²)
Azotea	70	100
Entrepiso	90	195

3.1.7.3 Combinaciones de acciones y factores de carga.

En el artículo 215 del RCDF76 se hace la distinción entre combinaciones que incluyen acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

Para el diseño estructural se consideró la envolvente de los esfuerzos máximos al analizar las siguientes combinaciones de acciones:

1. *Acciones permanentes y acciones variables (CM+CV_{máx})*. En esta categoría se analiza el efecto gravitacional de la estructura en que las cargas muertas y las cargas vivas se toman con su intensidad máxima.
2. *Acciones permanentes, variables y accidentales (CM+CV_{inst}+CS)*. Para esta combinación se tomará la carga muerta con su intensidad máxima, la carga viva se tomará con su intensidad instantánea por ser la más probable al ocurrir una acción accidental y en cada análisis se tomará una acción accidental, por ejemplo la de sismo.

El art. 220 del RCDF76 obliga a la aplicación de un factor que incrementa el valor de los esfuerzos obtenidos al aplicar las cargas de diseño. Así, para la combinación de acciones permanentes y variables (caso 1) se debe prever la posibilidad de exceder el valor de la carga estimada, por lo cual se debe utilizar un factor de carga $FC=1.4$

Cuando el análisis se refiera a la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales (caso 2), la posibilidad de que se excedan las cargas disminuye, por lo que el factor de carga se tomará $FC=1.1$

3.1.8 Espectros de diseño.

En la Tabla 3.3 se encuentran los valores necesarios para el espectro que debe emplearse para el diseño sísmico de la estructura correspondiente a la zona III; estos parámetros se indican en el art. 236 del RCDF76.

TABLA 3.3. Parámetros del espectro de diseño sísmico para estructuras ubicadas en la zona III.

Zona	Estructura	c	a ₀	T _a	T _b	r
III	B	0.24	0.06	0.8	3.3	1.0

T_a y T_b son periodos de vibración en segundos; c, a₀ y r son adimensionales.



El espectro de diseño (Figura 3.3) se idealiza en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente expresada con una función exponencial. El coeficiente sísmico corresponde a la ordenada máxima del espectro de aceleraciones.

Algunos espectros de diseño tienen una amplia porción horizontal (Figura 3.3) con lo que se busca cubrir la incertidumbre de los periodos calculados, tanto de la estructura como del suelo (T_s).

En particular la parte horizontal para el terreno blando es muy ancha pues cubre todas las posibilidades de espesores correspondientes, desde valores del orden de 20 m hasta más de 50 m.

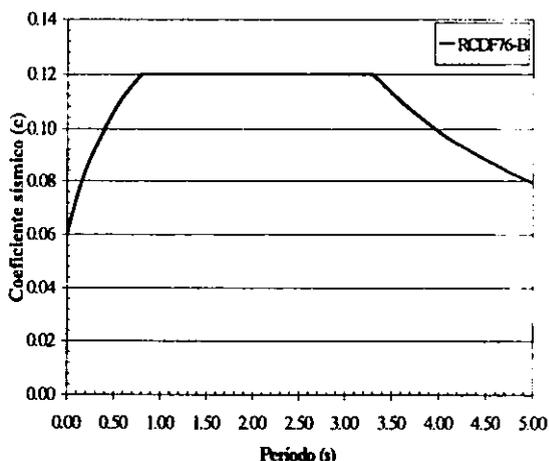
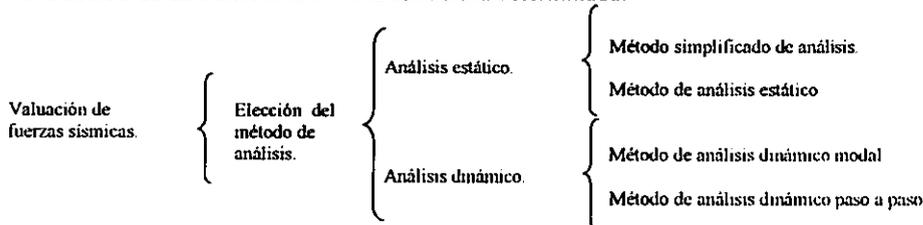


FIGURA 3.3. Espectro reducido de diseño utilizado en este trabajo; para $Q=2$, correspondiente a la zona III y al reglamento RCDF76.

3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA ESTIMACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS.

A continuación se presenta un esquema de los diferentes métodos de análisis para la valuación de fuerzas sísmicas (diseño sísmico). Las fuerzas sísmicas son una medida cuantitativa de la acción de un temblor sobre una estructura determinada.





3.2.1 Análisis dinámico modal.

Para alturas superiores a 60 m, como es el caso de la estructura estudiada, es obligatorio realizar un análisis dinámico según se describe en el art. 238 del RCDF76, para ello, se empleó el espectro de diseño tratado en la sección 3.1.8; en esta parte se hablará en forma general sobre el método y los resultados se mostrarán más adelante

Este método es de aplicación general cuando se requiere determinar la respuesta lineal de estructuras de varios grados de libertad; se basa en el hecho de que la respuesta total es la superposición de las respuestas de los diferentes modos naturales de vibración.

De acuerdo al art. 241 del RCDF76 si se aplica este procedimiento de análisis deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg.; en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis

Una vez que se han determinado los modos de vibrar que tiene el edificio (Figura 3.4) es necesario combinarlos para conocer el comportamiento de la estructura ante una excitación dinámica específica tomando en cuenta la contribución de cada modo. La respuesta final será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicadas por un factor denominado coeficiente de participación.

3.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO.

Se resumen los resultados más importantes que se obtuvieron del análisis y diseño, así como lo necesario para demostrar que la estructura cumple con las disposiciones del RCDF76.

3.3.1 Dimensiones de los elementos estructurales.

Dentro del proceso de diseño, la determinación de las secciones, es decir el dimensionamiento, se hizo de acuerdo a los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, establecidos en el título IV del RCDF76.

De acuerdo al criterio del estado límite de falla, la estructura se dimensionó de modo que la resistencia de diseño de cada sección, fuera igual o mayor que la acción que sobre ella se aplicó. Una vez que se cumplieron las restricciones por límite de falla, se aplicó el criterio del estado límite de servicio, se comprobó que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) quedará limitada a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio fuera satisfactorio.



La parte final de diseño, la verificación del dimensionamiento y la resistencia, requirió menos modificaciones y ajustes ya que desde el diseño preliminar se eligieron secciones adecuadas al número de niveles, la intensidad de cargas y la estructuración global. En el diseño preliminar se siguió el método de Silva (1993) y Montaña (1999).

Después de una serie de iteraciones, para obtener una estructura con periodo largo y que además cumpliera con los estados límite de servicio y resistencia del RCDF76, se obtuvieron las dimensiones finales de trabes y columnas que se indican en la Tabla 3.4.

TABLA 3.4. Dimensiones de trabes y columnas

Nivel	Columnas (cm)	Trabes (cm)
25-27	70 x 70	65 x 90
21-24	80 x 80	65 x 90
17-20	90 x 90	65 x 90
13-16	100 x 100	65 x 90
9-12	110 x 110	65 x 90
5-8	120 x 120	65 x 90
1-4	130 x 130	65 x 90

3.3.2 Periodos y formas modales de la estructura.

Cuando una estructura no está sometida a excitación externa alguna (fuerza o desplazamiento del soporte) y su movimiento está gobernado solamente por las condiciones iniciales, se considera que está en vibración libre. El análisis de la estructura en movimiento libre proporciona las propiedades dinámicas más importantes de la estructura, que son las frecuencias naturales y los correspondientes modos normales o formas modales.

En la Tabla 3.5 se presentan las primeras cuatro frecuencias y periodos, y en la Figura 3.4 las respectivas formas modales de vibrar del edificio en estudio.

TABLA 3.5. Frecuencias y periodos del edificio.

Modo No.	Frecuencia (rad/s)	Periodo (s)
1	0.405	2.471
2	1.180	0.848
3	2.076	0.482
4	2.982	0.335

3.3.3 Fuerzas sísmicas y cortante basal de diseño.

En la Tabla 3.6 se muestran el peso, cortante de cada piso y fuerzas sísmicas obtenidas a partir del análisis dinámico modal espectral.

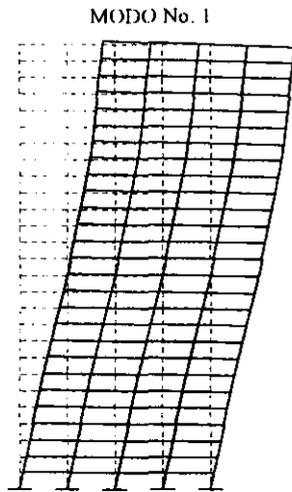


TABLA 3.6. Fuerzas sísmicas, pesos y cortantes de diseño de cada nivel.

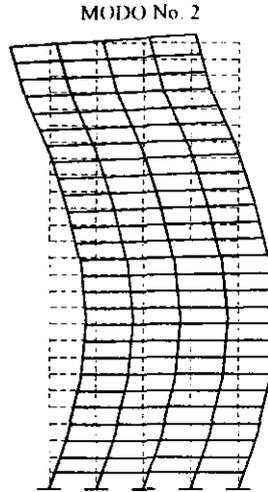
Piso No.	Peso W (ton)	Fuerza F (ton)	Cortante V (ton)
Azotea	267.2	52.25	52.25
26	313.2	59.15	111.4
25	313.2	56.47	167.8
24	317.0	54.31	222.1
23	317.0	51.74	273.9
22	317.0	49.18	323.1
21	317.0	46.54	369.6
20	321.3	44.50	414.1
19	321.3	42.08	456.2
18	321.3	39.75	496.0
17	321.3	37.52	533.5
16	326.1	35.88	569.4
15	326.1	33.75	603.1
14	326.1	31.61	634.7
13	326.1	29.45	664.2
12	331.4	27.79	692.0
11	331.4	25.70	717.7
10	331.4	23.55	741.3
9	331.4	21.29	762.6
8	337.2	19.27	781.9
7	337.2	16.85	798.7
6	337.2	14.34	813.0
5	337.2	11.73	824.8
4	337.2	9.23	834.0
3	343.5	6.48	840.5
2	343.5	3.76	844.2
1	343.5	1.40	845.7
Sumatoria	$W_{total} = 8\ 809.58\ ton$	$V_{base\ de\ diseño} = 845.7\ ton$	

3.3.4 Desplazamientos horizontales.

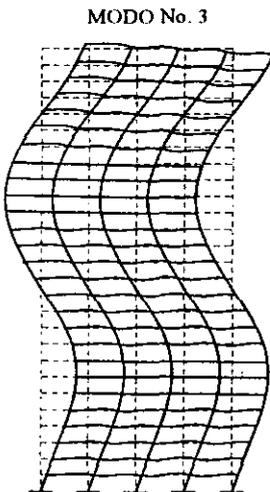
En la Figura 3.5 se presentan las distorsiones de entrepiso, resultado de un análisis elástico lineal, multiplicados por el factor de comportamiento Sísmico ($Q=2$). Se puede observar que la estructura cumple con el límite de desplazamiento (0.016h) establecido en el artículo 242 del RCDF76 para estructuras con muros desligados.



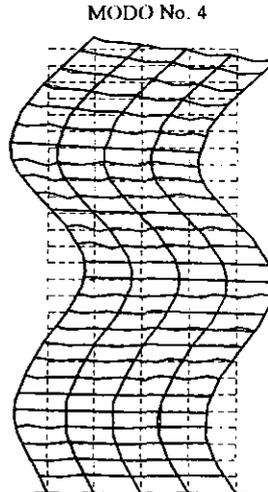
Frecuencia = 0.405 Hz.
Periodo = 2.471 Seg.



Frecuencia = 1.18 Hz.
Periodo = 0.848 Seg.



Frecuencia = 2.076 Hz.
Periodo = 0.482 Seg.



Frecuencia = 2.982 Hz.
Periodo = 0.335 Seg.

FIGURA 3.4. Formas modales de vibración de la estructura

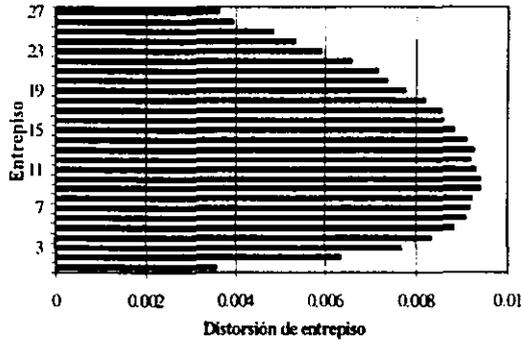


FIGURA 3.5. Distorsiones de entresiso del marco convencional utilizando el espectro del RCDF76.

3.3.5 Armados de columnas y traves.

Realizando un análisis dinámico modal espectral (utilizando el programa de computadora RC Buildings) con las cargas descritas en la sección 3.1.7 y el espectro de la sección 3.1.8, el cual conduce a las fuerzas sísmicas de la Tabla 3.6, se obtuvieron los armados estructurales que a continuación se muestran. Para el caso de los armados de las columnas se uniformizó el acero máxima cada cuatro niveles; en la Tabla 3.7 se muestra el acero propuesto para columnas y en la Figura 3.6 sus respectivos armados.

TABLA 3.7. Armados estructurales propuestos en columnas

Niveles	Area del acero (As) (cm ²)	No. de barras de acero	Estribos (cm)
25-27	51.30	18 # 6	# 3 @ 12
21-24	68.40	24 # 6	# 3 @ 12
17-20	81.12	16 # 8	# 3 @ 12
13-16	141.96	28 # 8	# 3 @ 12
9-12	221.76	28 # 10	# 3 @ 12
5-8	300.96	38 # 10	# 3 @ 12
1-4	410.40	36 # 12	# 3 @ 12

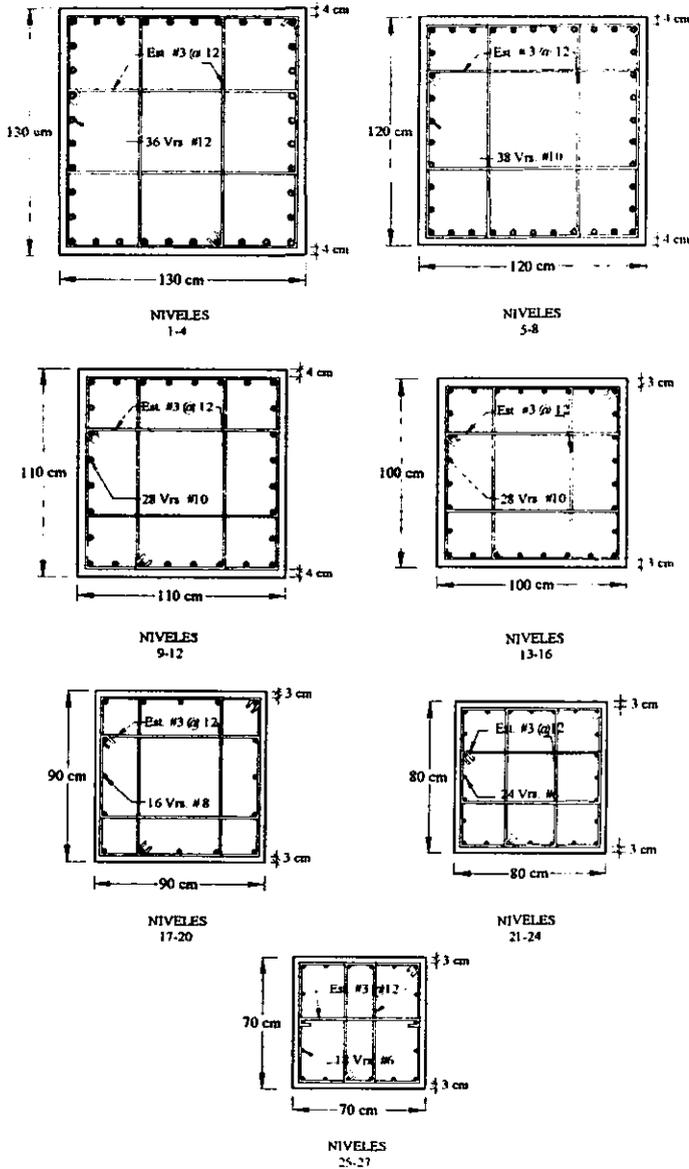
Para los armados de traves se uniformizó el acero en dos armados diferentes, como se puede ver en la Tabla 3.8 y Figura 3.7.

TABLA 3.8. Armados estructurales propuestos en traves

Niveles	Area del acero (cm ²)	No. de barras de acero (As)	Area del acero (cm ²)	No. de barras de acero (As)	Estribos (cm)
19-27	50.70	10 # 8	30.42	6 # 8	# 3 Dbl @ 15
	35.49	7 # 8	40.56	8 # 8	
1-18	65.91	13 # 8	45.63	9 # 8	# 3 Dbl @ 10
	65.91	13 # 8	70.98	14 # 8	



FIGURA 3.6. Secciones y armados estructurales de las columnas del marco en estudio.



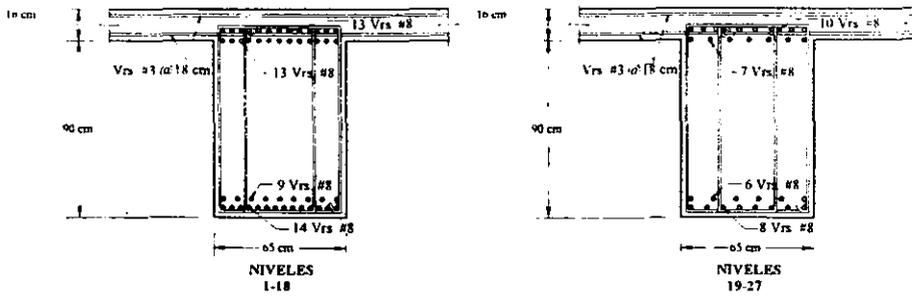


FIGURA 3.7. Secciones y armados estructurales de las trabes del marco en estudio.

La representación gráfica de la localización de los armados para columna y trabes se muestran en la Figura 3.8.

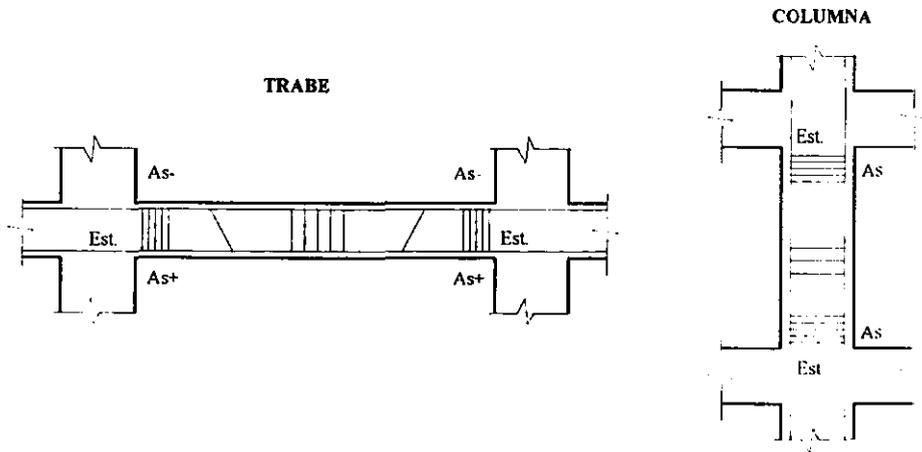
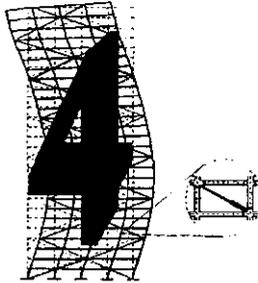


FIGURA 3.8 Representación gráfica de la localización de armados.



Refuerzo de la Estructura Convencional

En este capítulo se muestran algunos criterios básicos para el diseño de contravientos y disipadores utilizados para el refuerzo de la estructura convencional, así como las consideraciones y disposiciones reglamentarias que tienen efecto sobre el diseño del refuerzo y justificación del refuerzo. Se muestran también resultados tales como: las secciones y arreglo de los contravientos usados, número de disipadores obtenidos, así como, la revisión de los desplazamientos y resistencia de los marcos reforzados.

4.1 CONSIDERACIONES PARA EL REFUERZO A BASE DE CONTRAVIENTOS.

Los criterios principales que se consideraron para el diseño de los contravientos aquí utilizados y mencionados más adelante en este capítulo, se presentan a continuación.

4.1.1 Diseño del contraviento.

Cuando se diseña un sistema de contravientos, es necesario cuidar los siguientes detalles:

- *Pandeo inelástico de los contravientos.* Para que el sistema de contravientos se comporte adecuadamente, es necesario evitar el pandeo inelástico de los mismos. En caso contrario, el contraviento pierde significativamente su capacidad resistente, y cuando se pandea inelásticamente ante carga cíclica, introduce componentes indeseables de deformación a la conexión, lo que eleva considerablemente la probabilidad de una falla prematura de esta última.



- *Carga axial de los elementos existentes.* Cuando un marco se rigidiza por medio de contravientos, los cortantes y momentos en las vigas y columnas del marco disminuyen considerablemente. Esta disminución se ve acompañada por un aumento en las fuerzas axiales. En la mayoría de los casos, es necesario contemplar el comportamiento axial de los elementos existentes, en particular el de las columnas, como parte fundamental del planteamiento de un sistema de refuerzo con base en el uso de contravientos. Si la carga axial no es excesiva, puede llegar a ser beneficiosa para el comportamiento sísmico de los elementos existentes. En el caso de estructuras esbeltas, dicha carga, somete a los elementos existentes a condiciones de cargas que no han sido contempladas en su diseño, por lo que se necesita reforzarlos (Sánchez, 1997).
- *Coletores de cargas.* En algunos casos se requiere incorporar elementos metálicos al nivel de piso, que permiten a la estructura transmitir al sistema de contraventeo la carga lateral que le corresponde.

El diseño por tensión del contraviento debe basarse en los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras Metálicas (NTC-Met). El diseño a compresión puede basarse en los mismos lineamientos teniendo en cuenta lo siguiente:

- Es muy conveniente diseñar los contravientos para que fluyan a compresión a una carga menor que la de pandeo. Para lograr esto, deben utilizarse secciones que posean un alto valor de radio de giro (secciones de tipo tubular o cajón) o reducir lo más posible la longitud efectiva de pandeo. A veces, se ha recurrido a reducir la sección transversal del contraviento en sus extremos, de manera que su capacidad de fluencia disminuya por debajo de la carga de pandeo del mismo.
- Una alternativa a las sugerencias dadas en el párrafo anterior consiste en diseñar el contraviento para que trabaje exclusivamente en su rango elástico de comportamiento y a niveles de carga por debajo de aquella asociada con su pandeo.

4.2 CONSIDERACIONES PARA EL REFUERZO A BASE DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA.

En esta parte se presentan algunas consideraciones necesarias para la utilización y diseño de disipadores. Se comenta ampliamente sobre el disipador tipo solera utilizado en este estudio.

4.2.1 Estructuras candidatas para la instalación de disipadores de energía.

Los disipadores son idealmente adecuados para estructuras de marcos flexibles que pueden tolerar distorsiones de entrepiso de alrededor de 0.01 sin daño significativo, con el propósito de que el disipador trabaje en su rango inelástico.

Además se tendrá en cuenta que para construcciones que tienen periodo fundamental donde el sismo no provoca amplificaciones dinámicas de las fuerzas sísmicas, el amortiguamiento adicional no es benéfico.

4.2.2 Consideraciones para el diseño.

Para obtener un buen comportamiento de la estructura reforzada con disipadores deben al



menos considerarse los siguientes puntos:

- Eficiencia de los disipadores. Demandas de ductilidad aceptables.
- Demandas de ductilidad pequeñas de trabes y columnas.
- Desplazamientos de entrepiso aceptables.
- Fuerzas razonables en la cimentación.
- Factible en cuanto a costos totales.
- Cumplir con la normatividad sísmica vigente.

4.2.3 Disipador de energía tipo solera.

Para el refuerzo de la estructura convencional a base de disipadores se utilizaron las propiedades dinámicas del disipador tipo solera. A continuación se describen sus características principales.

Desde 1974, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se ha estudiado el comportamiento de dispositivos disipadores de energía en forma de "U" (Figura 4.1), cuyo comportamiento histerético es muy estable (Aguirre y Sánchez, 1989). Este dispositivo tiene un comportamiento histerético experimental como el mostrado en la Figura 4.2. Las gráficas de las figuras se obtuvieron de montar el dispositivo en un marco de carga, como el mostrado en la Figura 4.3 y someterlo a una prueba cíclica, en la cual se aplica un desplazamiento controlado con un movimiento de tipo armónico (Ramírez, 1992). En las gráficas se observa que el dispositivo fluye en un sentido al igual que en el opuesto.

Este tipo de disipador se coloca junto con una diagonal. Para no introducir flexión al sistema (diagonal-disipador), se articula esta última en sus extremos (Figura 4.4). La razón de porqué no admitir esfuerzos flexionantes en el sistema es porque estos disminuyen la capacidad para resistir fuerzas axiales y por lo tanto el disipador no trabajaría como debiera esperarse.

Por lo tanto el sistema diagonal-disipador se puede modelar como una diagonal equivalente con la rigidez y resistencia que posea dicho sistema y permitiendo que esta diagonal fluya a compresión y a tensión. El programa de cómputo en el cual se modeló el sistema diagonal-disipador fue el DRAIN-2D (Prakash et al, 1993). Este programa tiene la opción para permitir que una diagonal fluya a tensión y compresión o, fluya a tensión y se pandee elásticamente a compresión, en este caso se elige la primer opción.

Este dispositivo disipador de energía se puede modelar empleando los "elementos armadura" del programa mencionado, estos elementos armadura son diagonales cuya rigidez axial (EA/L) será igual a la rigidez que tiene el sistema diagonal-disipador.

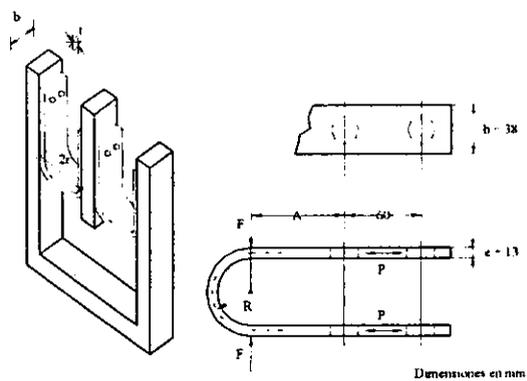


FIGURA 4.1. Dispositivo de soleras

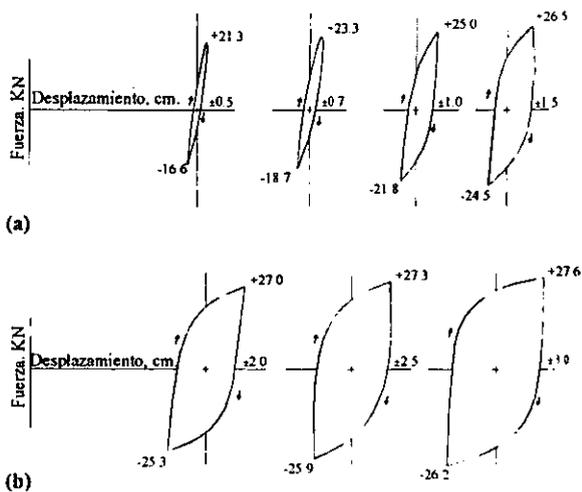


FIGURA 4.2. Comportamiento histérico del dissipador.

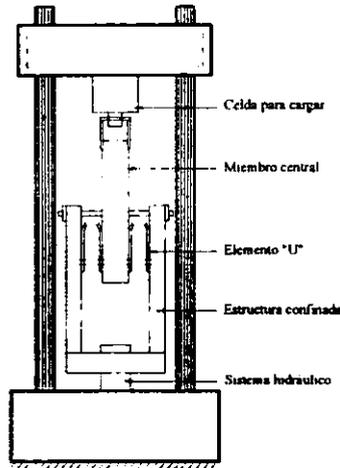


FIGURA 4.3. Marco de carga. Prueba del elemento "U" bajo carga ciclica.

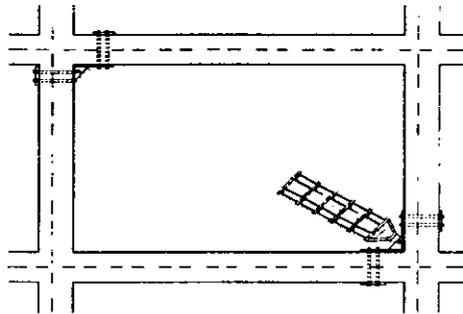


FIGURA 4.4. Colocación del disipador (sistema diagonal-disipador)

Por lo anterior, se pudiera pensar que si un disipador se puede modelar por medio de una *diagonal equivalente*, ¿por qué no sustituir el disipador por una diagonal de contraventeo con las mismas características mecánicas y geométricas del disipador, ya que también, la gran rigidez y resistencia de los marcos contraventados hacen que se minimicen los daños tanto estructurales como no estructurales producidos por los temblores?. Esto no es posible, ya que, existen algunos problemas relativos al comportamiento de las diagonales bajo carga ciclica y al pandeo de estas, esto es, puede suceder que bajo una carga sismica fuerte, no sean capaces de soportar cargas a tensión y compresión, debido a que se puedan reestirar y después colgar, es decir, quedar



deformadas por la acción del sismo, sin recuperar su forma original y no quedando apta para seguir soportando los siguientes ciclos de carga

En cambio, el buen comportamiento de un disipador se debe a la gran capacidad de soportar cargas cíclicas de diferentes amplitudes de deformación. Ahora bien, mientras menor sea la amplitud de deformación más ciclos de carga soportará y si la deformación crece el disipador resiste menos ciclos de carga. Lo anterior se apoya en pruebas de laboratorio realizadas para los disipadores que se estudiaron en el Instituto de Ingeniería UNAM. Con el fin de estimar la influencia de la amplitud de la excitación en el comportamiento de los elementos se hicieron pruebas de fatiga a frecuencia constante de 0.50 Hz, con amplitudes de ± 0.5 , ± 1.0 , ± 2.0 , ± 2.5 cm, también se efectuaron dos pruebas para cada una de las amplitudes, empleando un juego de dos soleras "U" en cada prueba y aplicando ciclos de deformación hasta causar la falla de uno de los elementos.

En la Figura 4.5 se muestra una gráfica que relaciona la amplitud del ciclo de deformación con el número de ciclos a la falla por fatiga del material.

En esta figura se puede apreciar que el número de ciclos para alcanzar la falla para un desplazamiento de ± 2.5 cm es aproximadamente 100, mientras que para un desplazamiento de ± 1.0 cm el número de ciclos crece notablemente, hasta alcanzar un valor aproximado de 1000.

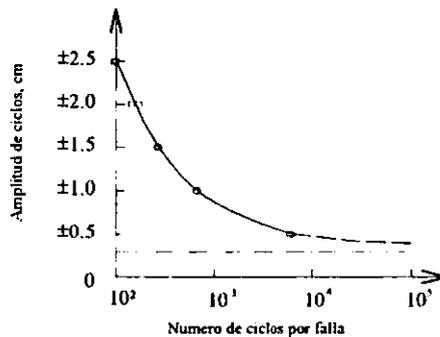


FIGURA 4.5. Curva de fatiga del disipador "U".

Otros resultados importantes obtenidos de los ensayos realizados en el Instituto son los siguientes:

- El número de ciclos a la falla aumenta conforme se incrementa la dimensión A, indicada en la Figura 4.1. Así se puede recuperar la resistencia a la fatiga perdida por un posible aumento en el desplazamiento.
- Un cambio significativo en el periodo del ciclo de carga afecta muy poco la capacidad de carga y el número de ciclos a la falla.

El aspecto más importante y el que hay que subrayar es que una disminución



relativamente pequeña en la deformación unitaria nominal, aumenta de manera significativa el número de ciclos a la falla, por lo tanto, la vida del disipador depende de la deformación del mismo.

Se intuye que para que la estructura tenga un trabajo adecuado (incluyendo los disipadores), los desplazamientos relativos de entrepiso deben ser parecidos, de lo contrario los disipadores que se hallen en los entrepisos que tengan desplazamientos grandes, la resistencia a la fatiga será pequeña y entonces la disipación de energía total durante su vida útil también lo será puesto que soportará menos ciclos de carga. Esto haría que la rigidez del entrepiso al igual que la resistencia disminuyeran significativamente y por tanto se concentren los daños en este tipo de entrepisos.

El objetivo es dar una distribución de rigideces de entrepiso a la estructura del tal forma, que se produzcan durante un sismo, desplazamientos relativos similares en todos los entrepisos.

4.3 REFUERZO DEL MARCO CONVENCIONAL.

Lo visto anteriormente servirá como conocimiento para tener el criterio necesario en las consideraciones y resultados en el desarrollo de las siguientes secciones.

En lo que sigue, se desarrollarán todas las consideraciones necesarias que implican el refuerzo, debido al cambio de uso y a que se debe de cumplir con las nuevas disposiciones de seguridad estructural del ahora RCDF93, del edificio convencional diseñado en el capítulo III con el RCDF76, tal como se planteó en el capítulo II.

Reparar una estructura proyectada con un reglamento de construcción anterior al que actualmente esta en vigor, de modo que cumpla con todos los requisitos que éste exige no es tarea fácil. La resistencia ante fuerzas sísmicas que se exige para construcciones que se realicen en el D.F. es varias veces mayor que la que anteriormente se pedía y, al menos explícitamente, no se aceptan excepciones que pudieran justificar, en determinadas situaciones, acciones para disminuir la exigencia reglamentaria.

4.3.1 Disposiciones reglamentarias debidas al cambio de uso.

Para nuestro caso se considera que el *edificio convencional* diseñado con el RCDF76, clasificado como estructura del grupo B, cambia de uso a central de telecomunicaciones.

Para el proceso de diseño del refuerzo se tienen que considerar las nuevas disposiciones de seguridad estructural del título sexto del RCDF93 y de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para Diseño por Sismo. Algunas de las modificaciones que tienen efecto directo sobre el diseño del refuerzo son las siguientes:

- El cambio de uso mencionado, implica transformar a la estructura en una de mayor



importancia clasificada como del grupo A (Art.174, RCDF93).

- Para la combinación de acciones permanentes y variables, el factor de carga para estructuras del grupo A, debe ser ahora igual a 1.5 (Art.194, RCDF93).
- Se considera que la carga muerta de los entrepisos disminuye debido a demoliciones de muros por cambios en la estructuración del edificio, resultando ser la que se muestra en la Tabla 4.1

TABLA 4.1 Análisis de carga muerta para azotea y entrepisos para la estructura clasificada como A.

Concepto	Azotea (kg/m ²)	Entrepisos (kg/m ²)
Losa maciza de concreto (16 cm)	384	384
Firme de piso	—	90
Mosaico	—	70
Instalaciones	50	60
Acabados	40	50
Muros divisorios	—	126
Entortado y enladrillado	82	—
Relleno e impermeabilización	154	—
Sobrecarga por reglamento (RCDF76 art. 197)	40	40
Carga muerta total	750	820

- La intensidad de la carga viva de entrepiso se incrementa notablemente (Tabla 4.2), (Art. 199, RCDF93).

TABLA 4.2 Intensidades de carga viva instantánea y carga viva máxima para azotea y entrepiso para uso de central de telecomunicaciones.

	Carga Viva Instantánea (kg/cm ²)	Carga Viva Máxima (kg/cm ²)
Azotea	70	100
Entrepiso	180	250

- Los distorsiones de entrepiso permisibles para estructuras con muros desligados cambiaron de 0.016 especificados en el RCDF76 a 0.012 permitidos por el RCDF93 (Art. 209).
- El coeficiente sísmico (c) se incrementa notablemente de 0.24 para estructuras del grupo B ubicadas en la zona III (RCDF76) a 0.6 para estructuras del grupo A en la misma zona (RCDF93).
- Cambiaron los parámetros del espectro de diseño, como se ilustra en la Tabla 4.3.
- Los requisitos que deben satisfacer las estructuras para determinar el valor correspondiente del factor de comportamiento sísmico (Q), se modificaron considerablemente en el RCDF93. El valor seleccionado para el diseño del refuerzo es el mismo que se usó en su diseño original, Q=2.



TABLA 4.3. Parámetros del espectro de diseño sísmico para estructuras ubicadas en la zona III

	Estructura	c	a_0	T_s	T_b	r
RCDF76	B	0.24	0.06	0.8	3.3	1.0
NTC-93	A	0.60	0.15	0.6	3.9	1.0

T_s y T_b son periodos de vibración en segundos. c, a_0 y r son adimensionales

La relación de la altura de la estructura y la dimensión menor de su base es menor que 2.5, tal como lo marcan las NTC-sismo de 1995 y se considera que la estructura cumple con las once condiciones de regularidad establecidas en la sección 6 de las NTC para Diseño por Sismo, y que no hay necesidad de aumentar el coeficiente de diseño en un 25%.

En la Figura 4.6 se muestran los espectros de diseño utilizados en este trabajo, correspondientes a la zona III. Ellos se encuentran ya reducidos por el factor de comportamiento sísmico, $Q=2$.

4.3.2 Justificación del Refuerzo.

El proceso de refuerzo se lleva a cabo a través del análisis de un marco exterior de la estructura. En la Figura 4.7 se muestran las distorsiones de entrepiso de dicho marco, obtenidas con un análisis dinámico modal.

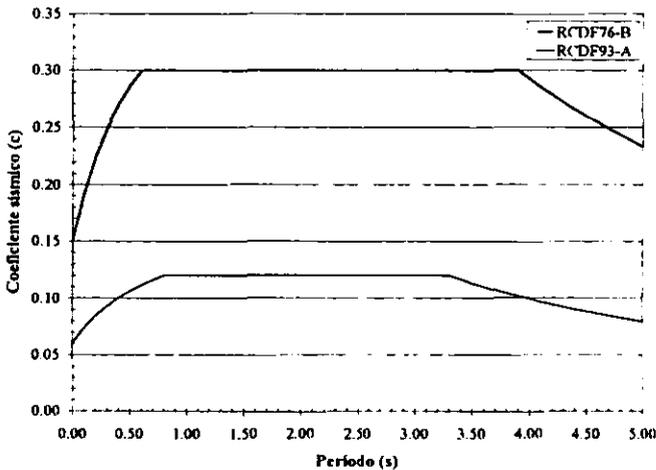


FIGURA 4.6. Espectros reducidos de diseño utilizados en este trabajo; correspondientes a la zona III y a los reglamentos RCDF76 y RCDF93.

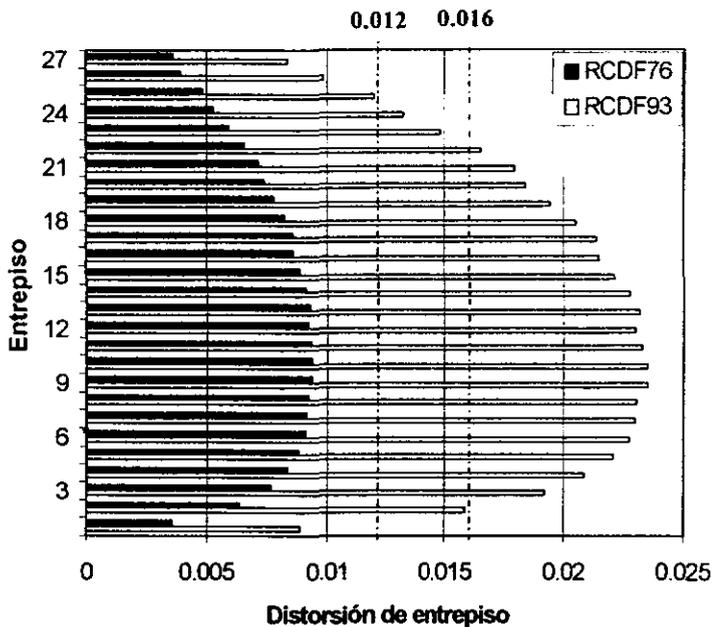


FIGURA 4.7. Distorsiones de entipiso del marco convencional utilizando los espectros del RCDF76 y del RCDF93.

Como se demostró en el capítulo III, la estructura cumple satisfactoriamente con las distorsiones límite de 0.016 establecidos por el reglamento con el que fue diseñada (RCDF76), y se observa que es justificable el refuerzo ya que al analizarla con el espectro del RCDF93 se obtiene distorsiones de entipiso mayores al límite de 0.012 (Figura 4.7).

Además de disminuir las distorsiones de entipiso es necesario incrementar la resistencia del marco para cumplir con el nuevo coeficiente sísmico. El factor de incremento de resistencia (FIR) se obtiene al dividir el nuevo coeficiente sísmico entre el coeficiente original de diseño de la siguiente manera:

$$\text{FIR} = \frac{(c/Q)_{\text{RCDF 93}}}{(c/Q)_{\text{RCDF 76}}} = \frac{0.6/2}{0.24/2} = 2.5$$

Esto significa que el refuerzo debe incrementar el cortante basal elástico resistente del marco convencional 2.5 veces.



4.3.3 Alternativas de refuerzo.

Para satisfacer los requisitos anteriores, se consideran dos alternativas de refuerzo:

1. *Uso de elementos de contraviento.* Estos elementos son diagonales de acero y deben diseñarse conforme a lo dispuesto por las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas de 1995.
2. *Uso de dispositivos disipadores de energía sísmica.* Como ya se mencionó anteriormente, se emplean dispositivos en forma de "U" (Figura 4.1) estudiados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este tipo de disipadores se coloca en diagonales de acero (Figura 4.4), y trabajan a través de la plastificación del material que lo conforma. Además, presentan un comportamiento histerético estable (Figura 4.2). Las propiedades de resistencia y de rigidez las describe Aguirre (1992).

En Silva (1993) y Urrego (1994) se ha demostrado que el mejor arreglo de diagonales y disipadores es el que se muestra en la Figura 4.8. La elección del mejor arreglo se basa en el periodo fundamental de vibración, desplazamientos del nivel superior, desplazamientos de entrepiso, fuerzas axiales de las columnas del primer entrepiso y cortantes de entrepiso, originados únicamente por las fuerzas sísmicas. Por esta razón el arreglo de disipadores y contravientos utilizados en el refuerzo de los marcos aquí tratados, corresponden al de la Figura 4.8.

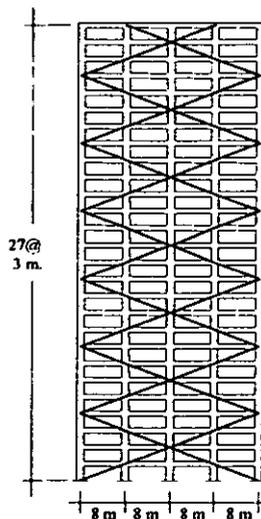


FIGURA 4.8. Arreglo de disipadores y contravientos en el marco reforzado.

Hay que señalar que el refuerzo con contravientos genera una *estructura convencional* que debe cumplir con lo dispuesto en el RCDF93 y que el refuerzo con disipadores da lugar a una *estructura especial*, para la que pueden emplearse criterios de diseño diferentes de los estipulados en las NTC para Diseño por Sismo, pero congruentes con el nivel de seguridad implícitas en



ellas, según la sección 4 de las NTC por Sismo. Por lo tanto las diagonales deben, además de disminuir los desplazamientos laterales, aumentar 2.5 veces el cortante basal elástico del *marco convencional*. Por el otro lado el incremento de resistencia proporcionado por los disipadores queda en función de su eficiencia y puede dar lugar a un FIR menor que 2.5.

Las dimensiones de las diagonales y el número de disipadores se calcularon a partir de los resultados de un análisis dinámico modal del *marco reforzado*, usando el espectro RCDF93-A mostrado en la Figura 4.7. En este trabajo el refuerzo con disipadores quedó regido por desplazamientos, y el refuerzo con diagonales quedó regido por la resistencia a compresión de ellas.

4.3.3.1 Refuerzo con contravientos de acero.

Después de un proceso iterativo se determinaron las secciones adecuadas de las diagonales de acero. El *marco reforzado* con elementos de contraviento resultó con un periodo fundamental de vibración de 1.6 s. En la Tabla 4.3 se muestra la distribución y las secciones de los contravientos.

TABLA 4.3. Dimensiones de las diagonales del marco reforzado.

Nivel	Área (cm ²)	Tipo de sección (mm×mm)
24 al 27	79.81	OC 406 × 6.35
16 al 22	238.31	OC 610 × 12.70
1 al 15	372.23	OC 762 × 15.88

4.3.3.2 Refuerzo con disipadores tipo solera.

El sistema diagonal-disipador se modeló como una diagonal con área transversal y resistencia equivalentes. Se colocó el número mínimo de disipadores para cumplir con la distorsión límite de entrepiso de 0.012. El marco resultó con un periodo fundamental de vibración de 1.8s. En la Tabla 4.4 se presenta el número de disipadores instalados por entrepiso.

TABLA 4.4. Número de disipadores instalados por entrepiso.

Nivel	Número de disipadores
24 al 27	36
16 al 22	180
1 al 15	200

4.3.4 Revisión por Desplazamientos.

En la Figura 4.9 se muestran las distorsiones de entrepiso de los *marcos reforzados* obtenidas a partir de un análisis dinámico modal utilizando el espectro del RCDF93. Obsérvese que las distorsiones de entrepiso no rebasan el valor límite de 0.012.

4.3.5 Revisión por Resistencia.

Se realizó un análisis estático no-lineal incremental con el programa DRAIN-2DX (Prakash et al., 1993) utilizando propiedades nominales de los materiales. En la Figura 4.10 se observan las curvas que relacionan el cortante basal con el desplazamiento lateral del nivel 27, correspondientes a los tres marcos analizados. A partir de este tipo de curvas puede decidirse si



las secciones de los elementos de refuerzo son o no adecuadas.

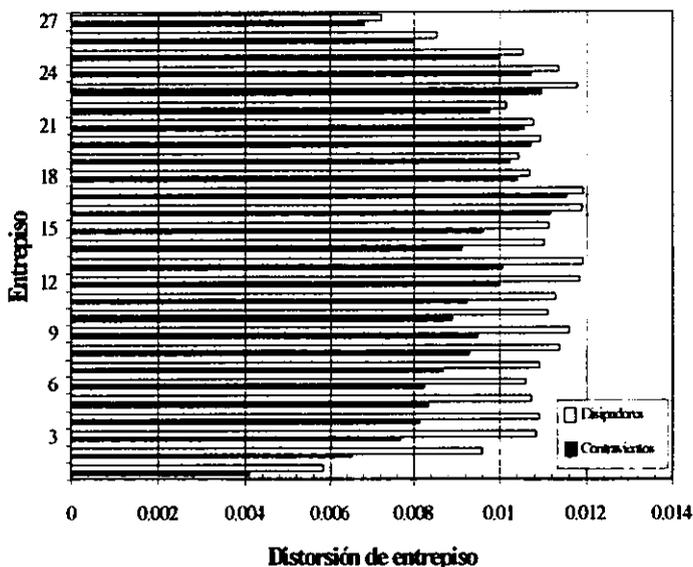


FIGURA 4.9. Distorsiones de entrepiso de los marcos reforzados.

Se consideró que el instante en que empiezan a aparecer las primeras articulaciones plásticas es el que establece el cortante basal elástico cuyos valores se indican en la Tabla 4.5. Los perfiles propuestos para el refuerzo con contravientos se consideraron adecuados ya que éstos aumentan 2.41 veces la resistencia elástica. El sistema disipador por su parte aumenta 1.6 veces dicha resistencia, se confía en el buen desempeño de los disipadores, el cual se analizará en el siguiente capítulo.

Tabla 4.5. Cortante basal elástico de los marcos analizados.

Marco sin refuerzo	Marco con diagonales	Marco con disipadores
1038.8 ton	2500.0 ton	1640.2 ton

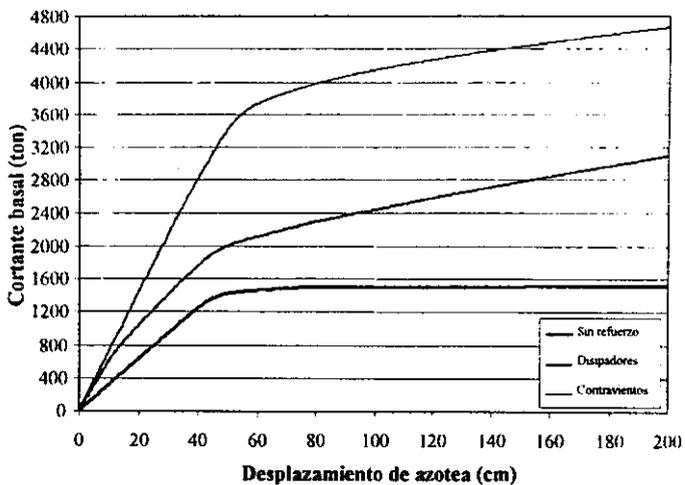


FIGURA 4.10. Curvas cortante basal-desplazamiento del nivel 27 de los marcos analizados.



Análisis Dinámico no Lineal de los Marcos Reforzados

Una vez determinadas las secciones de los contravientos y número de disipadores adecuados para el refuerzo del marco, se procederá en este capítulo a estudiar el comportamiento inelástico de los marcos reforzados mediante un análisis dinámico. Para conocer la posible influencia del suelo sobre la respuesta dinámica de los edificios reforzados, se usarán dos acelerogramas de dos lugares diferentes dentro de la zona III del Valle de México, donde se considera ubicada la estructura.

En este capítulo se presentan algunos criterios básicos que influyen en la respuesta dinámica de las estructuras, las consideraciones para el análisis que aquí se lleva a cabo, resultados y comparación de la respuesta no lineal de los marcos reforzados y elección de la mejor alternativa de refuerzo en función de esta respuesta.

5.1 GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS.

A continuación se presentan algunas consideraciones importantes que permitirán tener un conocimiento adelantado de las condiciones que pueden influir en la respuesta estructural obtenida del análisis dinámico inelástico de los marcos reforzados con disipadores y contravientos.

Las siguientes condiciones propician una eventual falla de una estructura sometida a un sismo:

- a) Periodo natural de vibración de la estructura cercano al del suelo (resonancia).
- b) Masa excesiva y resistencia insuficiente.



- c) Rigidez insuficiente.
- d) Amortiguamiento escaso.

A ellas deben añadirse otras, no tan aparentes, pero que incrementan localmente las fuerzas sísmicas.

- e) Distribución inadecuada de la rigidez de la estructura (torsiones excesivas, demandas locales excesivas de ductilidad).
- f) Cimentación insuficiente.
- g) Colindancias peligrosas.

La cercanía de los periodos de las estructuras con los periodos del suelo en que se desplantan, parece haber sido una causa muy importante de los grandes daños ocurridos en 1985. Fueron muchos los casos con daños importantes donde el periodo de vibrar del sitio fue cercano al periodo de vibrar de edificios flexibles entre 10 y 20 pisos.

En las zonas con terreno relativamente duro los daños fueron pocos, debido a que la aceleración del terreno no fue grande; en las zonas muy blandas tampoco hubo grandes daños, ahí por que no existen edificaciones de gran altura que serian las más afectadas por esta situación. Para disminuir la gravedad de este problema, en los lugares en los cuales el periodo de vibración del suelo es igual o mayor al del edificio, será conveniente rigidizar la estructura para alejarla lo más posible del periodo del sitio. No sucede lo mismo en otras zonas de la ciudad con periodos pequeños del suelo, ni en ciertos casos en edificios altos con periodo de vibrar considerablemente mayor al del suelo. La rigidización, en ese caso, puede ser contraproducente. Se llega a una situación contradictoria difícil de conciliar ya que, por un lado, la rigidización es necesaria para cumplir con los desplazamientos máximos admitidos para la estructura, pero por otro lado crea una situación inconveniente al acercar el periodo de vibrar de la construcción al del suelo e incrementar las fuerzas sísmicas actuantes. La alternativa de solución en este caso puede estar en el incremento del amortiguamiento del sistema bien sea interno o externo.

Con el fin de obtener alguna información de carácter meramente cualitativo que tenga en cuenta los efectos descritos, se puede partir de la información siguiente:

a) Periodo de vibrar del suelo.

Las distintas zonas geotécnicas de la ciudad pueden caracterizarse, de manera simplista, por su periodo de vibrar, como sigue (Mendoza et al, 1991):

Zona de lomas	$T_s = 0.5$ seg.
Zona de transición alta	$T_s = 0.5$ seg.
Zona de transición baja	$T_s = 1.0$ seg.
Zona del lago centro	$T_s = 1.5, 2.0$ y 2.5 seg.
Zona del lago virgen	$T_s = 3.0, 3.5$ y 4.0 seg.

b) Periodo de vibración de la estructura.

Se han propuesto varias expresiones aproximadas para obtener el periodo natural de vibración de una estructura, puede tenerse una buena aproximación con la expresión que recomienda las NTC-Sismo.



$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \sum_{i=1}^n W_i x_i^2 \right)^{1/2}$$

W_i = peso del nivel i .

P_i = fuerza sísmica en el nivel i .

x_i = desplazamiento del nivel i .

g = aceleración de la gravedad.

n = Número de pisos.

c) Aceleración máxima del terreno debida a un sismo.

La aceleración máxima del terreno debida a un sismo en las distintas zonas de la ciudad es también diferente; aún en zonas con el mismo tipo de suelo se registran variaciones significativas. Puede sin embargo establecerse en forma burda, de la información recabada últimamente, que la relación entre los valores de la aceleración en distintas zonas es como sigue (Sánchez, 1997):

Considerando que a_s = la aceleración en las distintas zonas geotécnicas de la ciudad de México y a = aceleración máxima del suelo registrada en terreno duro, tenemos:

Para la zona I, $a_s = a$,

Para la zona II, $a_s = 2a$,

Para la zona III centro (lago centro), $a_s = 4a$ y

Para la zona III (lago virgen), $a_s = 2a$.

5.2 ANÁLISIS PASO A PASO.

El tipo de análisis utilizado para conocer la respuesta dinámica no lineal de los marcos reforzados con disipadores y contravientos es conocido como método de integración paso a paso.

Este método es probablemente el más efectivo de entre varios métodos existentes, para resolver la ecuación no lineal de movimiento:

$$m \Delta \ddot{x}_i + c_i \Delta \dot{x}_i + k_i \Delta x_i = \Delta F_i \dots \dots \dots (1)$$

En este método, la respuesta se calcula para incrementos sucesivos de tiempo Δt , usualmente de la misma duración por conveniencia de cálculo. Al comienzo de cada intervalo se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y a continuación se calcula aproximadamente la respuesta para un incremento de tiempo Δt , suponiendo que los coeficientes de rigidez $k(x)$ y amortiguamiento $c(x)$ permanecen constantes durante el intervalo Δt . Las características no lineales de estos coeficientes se consideran en el análisis mediante su recálculo al comienzo de cada incremento de tiempo. La respuesta, por lo tanto, se obtiene utilizando el desplazamiento y

la velocidad calculados al final del intervalo de tiempo precedente como condiciones iniciales del intervalo de tiempo siguiente.



En cada intervalo de tiempo, el coeficiente de rigidez $k(x)$ y el coeficiente de amortiguamiento $c(x)$ se calculan al inicio de cada paso, y se suponen constantes hasta el paso siguiente. De esta manera el comportamiento no lineal del sistema es aproximado por una secuencia de sucesivos sistemas lineales. Es obvio que la suposición de masa constante no es necesaria, podría también estar representada por un coeficiente variable $[m(x)]$.

Hay muchos procedimientos para llevar a cabo la integración paso a paso de la ecuación (1). Dos de los métodos más populares son el *método de aceleración constante* y el *método de aceleración lineal*. Como los nombres indican, en el primero supone que la aceleración permanece constante durante el intervalo de tiempo Δt , mientras que en el segundo se supone que la aceleración varía linealmente durante el intervalo. Como podría esperarse, el método de aceleración constante es más simple, pero menos exacto, que el método de aceleración lineal para el mismo valor de incremento de tiempo.

En este método se puede suponer comportamiento elástico lineal de la estructura o bien comportamiento no lineal, según diversas idealizaciones.

Hay programas de computadoras (como el DRAIN-2D) para poder aplicar este método; se requiere de tiempos de computadora muy grandes para analizar un edificio, por lo que en general no se aplica para fines de diseño sino más bien para fines de revisión del comportamiento de edificios que han sido sometidos a sismos intensos y han tenido o no daños importantes

5.3 CONSIDERACIONES Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS.

Debido a que se usan disipadores de energía en el refuerzo del marco estudiado, es necesario realizar un análisis dinámico inelástico usando acelerogramas característicos del sitio de desplante. La necesidad de usar este tipo de análisis se ve apoyada por el deseo de estudiar la influencia de las características dinámicas del suelo, en el criterio de selección de la mejor alternativa de refuerzo. Los acelerogramas que se usarán para el estudio de los marcos reforzados son representativos de dos lugares diferentes de donde podríamos suponer ubicada la estructura dentro de la zona III del Distrito Federal, estos son los siguientes:

- Componente este-oeste del movimiento registrado en la *Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCTEW85)*. En la Figura 5.1 se encuentra este acelerograma.

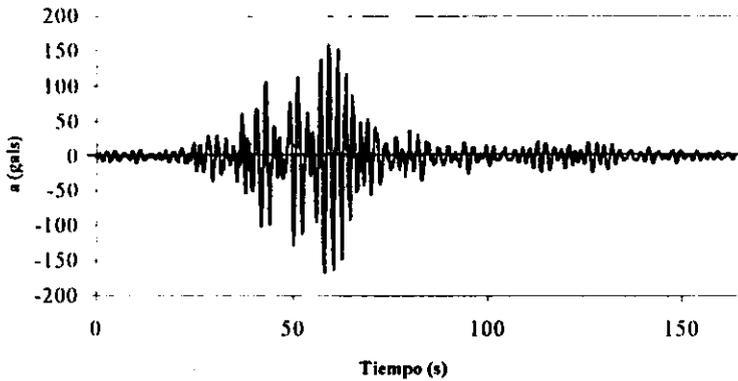


FIGURA 5.1. Componente este-oeste del acelerograma registrado en la *Secretaría de Comunicaciones y Transporte* durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCTEW85).

- Componente este-oeste del acelerograma registrado en la estación 53 de la Red Acelerométrica de la cd. de México (Figura 3.2), (Pérez Rocha, et al, 1996) durante el sismo del 25 de abril de 1989 (E53EW89), en la Figura 5.2, se muestra este acelerograma.

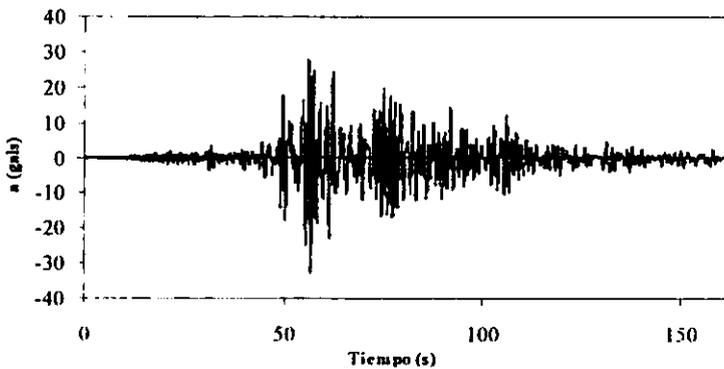


FIGURA 5.2. Componente este-oeste del acelerograma registrado en la estación 53 de la Red Acelerométrica de la cd. de México, durante el sismo del 25 de abril de 1989 (E53EW89).



Este último se escaló para que tuviese una pseudoaceleración espectral máxima igual a la de SCTEW85 y en lo sucesivo se nombrará E53EW89E. En la Figura 5.12 están graficados sus espectros de respuesta elásticos para 5% del amortiguamiento crítico.

El análisis dinámico no lineal descrito en la sección 5.2, se realizó usando el programa DRAIN-2D (Kannan y Powell, 1973). Se consideró la degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado. La influencia de dicha degradación en la respuesta no lineal de un edificio es de gran importancia y el no considerarla llega a subestimar la respuesta en algunos casos hasta un 50% como lo señala (Badillo et al, 1998).

5.3.1 Resultados del análisis.

Del análisis dinámico no lineal paso a paso, usando los dos acelerogramas anteriores, se obtuvieron los siguientes resultados para cada uno de los marcos reforzados: con contravientos y con disipadores tipo solera.

- Desplazamientos laterales máximos de los niveles,
- Distorsiones máximas de entrepiso,
- Rotaciones acumuladas de las articulaciones plásticas en traveses y columnas,
- Extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores.

Las primeras dos cantidades de respuesta se muestran gráficamente en las Figuras 5.4 y 5.5. Las rotaciones se muestran en las Figuras 5.6 y 5.7, y proporcionan una idea sobre la magnitud del daño estructural; solo se presentan las rotaciones de las articulaciones plásticas en los extremos en traveses y columnas, así como los rangos de la magnitud de éstas. Las extensiones plásticas y demandas de ductilidad se muestran en las Tablas 5.1 y 5.2 y estas dan una idea de la energía disipada por los dispositivos utilizados en el marco reforzado. Es recomendable revisar que la demanda de ductilidad de cada disipador sea menor que su ductilidad disponible. Se supone que los disipadores considerados en esta tesis tienen las mismas características que los ensayados por Aguirre y Sánchez (1992), para los cuales la ductilidad disponible es del orden de siete. Todas las cantidades descritas son analizadas en detalle en la siguiente sección.

En la Figura 5.3 se muestra la numeración secuencial de los disipadores a los que hace referencia las Tablas 5.1 y 5.2. También se muestra la numeración secuencial de los nudos.

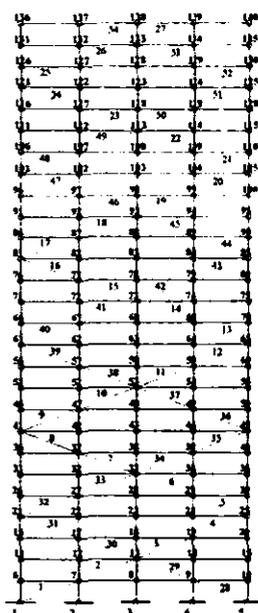


FIGURA 5.3. Numeración de nudos y disipadores del marco reforzado.

5.3.2 Comparación de resultados.

Es importante comparar los resultados obtenidos, ya que a partir de la mejor respuesta estructural de los marcos, se determinará el refuerzo más adecuado. A continuación se analizan las respuestas de los marcos debidas al sismo E53EW89E (sismo E53EW89 escalado) y al sismo SCTEW85, según la posible ubicación del edificio reforzado.

5.3.2.1 Respuestas debidas al Sismo E53EW89E.

Cuando la estructura se supuso localizada en la estación 53 de la Red Acerelométrica de la Cd. de México (Figura 3.2) con periodo dominante del suelo $T_s = 1.5$ segundos, utilizando el acelerograma escalado E53EW89E, se obtuvieron las respuestas presentadas en las Figuras 5.4a, 5.5a, 5.6 y Tabla 5.1, que a continuación se analizan.

□ Distorsiones de entrepiso y desplazamientos laterales.

Las distorsiones de entrepiso (Figura 5.4a) y los desplazamientos laterales (Figura 5.5a) del marco con disipadores son menores que los asociados al marco con contravientos y no exceden el límite establecido por el actual reglamento. Es conveniente observar que para el marco con contravientos existen grandes distorsiones en los entrepiso 17, 23 y 24 excediendo el límite del reglamento (Figura 5.4a), y la magnitud de los desplazamientos en los entrepisos superiores son considerables (Figura 5.5a), por lo que este refuerzo no es adecuado ante este sismo.



▫ *Articulaciones plásticas.*

Los disipadores trabajan eficazmente ya que logran reducir la magnitud del daño en traveses y columnas, existiendo solo pequeñas rotaciones en los elementos de la parte superior del marco (entrepisos del 16 al 26), como se observa en la Figura 5.6a. Mientras que para el marco con contravientos el daño en traveses y columnas es considerable sobre todo en los entrepisos 17, 18, 23, 24 y 25, provocando el posible colapso; por esta razón es deseable reforzar las columnas.

▫ *Extensiones plásticas y demandas de ductilidad.*

En la Tabla 5.1 se muestran las extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores, en ella las ductilidades se encuentran en un rango pequeño (menores que cuatro), por lo que los disipadores trabajan en un intervalo bajo de deformación plástica. Las extensiones plásticas acumuladas de los disipadores son del orden de 20cm. Respecto a los contravientos, se observa en el archivo de resultados del DRAIN 2D que fluyen en tensión 23 diagonales con una extensión plástica acumulada pequeña de hasta 7cm.

▫ *Ciclos histeréticos.*

En la Figura 5.8 se muestra el ciclo de histéresis del contraviento del entrepiso 23 y en la Figura 5.9 el ciclo de histéresis del sistema diagonal-disipador del entrepiso 19. Obsérvese que el contraviento se modeló para que fluyera en tensión y se pandeara elásticamente en compresión y los disipadores se modelaron para que fluyeran en tensión y compresión.

Al analizar la respuestas descritas anteriormente, se concluye que el *refuerzo con disipadores es la mejor alternativa*, cuando el edificio se localiza en la estación 53 de la Red Acelerométrica de la cd. de México.

5.3.2.2 *Respuestas debidas al Sismo SCTEW85*

Si la estructura se localiza en la estación SCT en donde el periodo dominante del terreno $T_s = 2$ segundos (Figura 3.2), la elección ahora se basaría en el análisis de la respuesta ante el acelerograma SCTEW85. Los resultados de este análisis se encuentran en las Figuras 5.4b, 5.5b, 5.7 y Tabla 5.2 y se analizan a continuación.

▫ *Distorsiones de entrepiso y desplazamientos laterales.*

Obsérvese que para el marco con contravientos, las distorsiones de entrepiso (Figura 5.4b) y los desplazamientos máximos (Figura 5.5b) son menores que los asociados al marco con disipadores. Es conveniente observar que para el marco con disipadores, las distorsiones máximas se presentan en sus entrepisos inferiores excediendo el límite de 0.012 establecidas en el reglamento vigente, aunque las mayores rotaciones de las articulaciones plásticas de traveses y columnas se presentan en los superiores (Figura 5.7a), tal como se describe enseguida.

▫ *Articulaciones plásticas.*

Como se mencionó, los mayores daños se presentan en las columnas y traveses del marco con disipadores, siendo más considerables en los entrepisos 17 al 26 (Figura 5.7a). Mientras que en el marco con contravientos las rotaciones son menores, resultando mejor este refuerzo.

▫ *Extensiones plásticas y demandas de ductilidad.*

En la Tabla 5.2 se encuentran las extensiones plásticas acumuladas y demandas de



ductilidad de los disipadores. En algunos disipadores las demandas de ductilidad son mayores que su ductilidad disponible (siete), por lo que algunos disipadores se ven sometidos a amplitudes de deformación que provocan una disminución del número de ciclos carga-descarga que pueden soportar. (véase sección 4.2.3, y Aguirre y Sánchez, 1992). Las extensiones plásticas acumuladas de los disipadores son del orden de 35cm y se deduce que estos trabajaron en un amplio rango inelástico, disipando una energía mayor que la disipada en el sismo E53EW89E. Los contravientos se comportan elásticamente por lo que no demandan ductilidad.

En función del análisis anterior se deduce que el refuerzo con *contravientos* resulta ser la *mejor alternativa*, cuando el edificio se supone ubicado en la estación SCT.

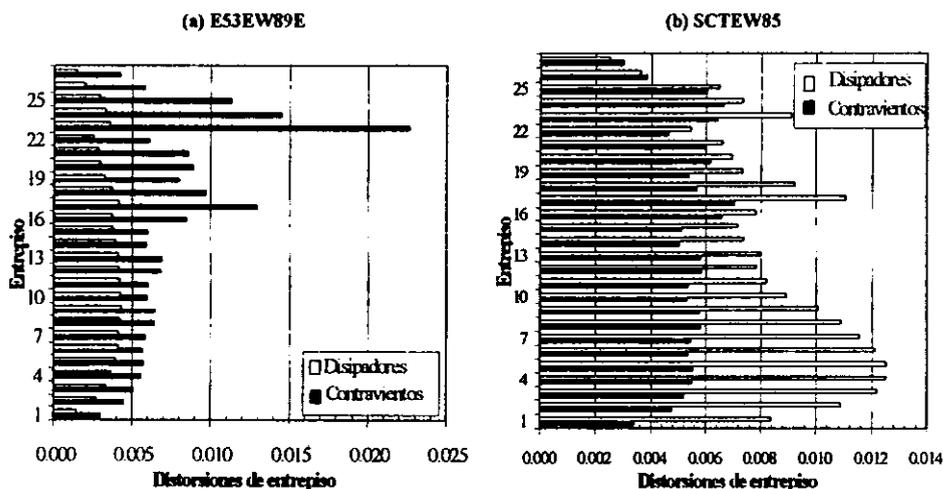


FIGURA 5.4. Distorsiones máximas de entrepiso de los marcos reforzados.

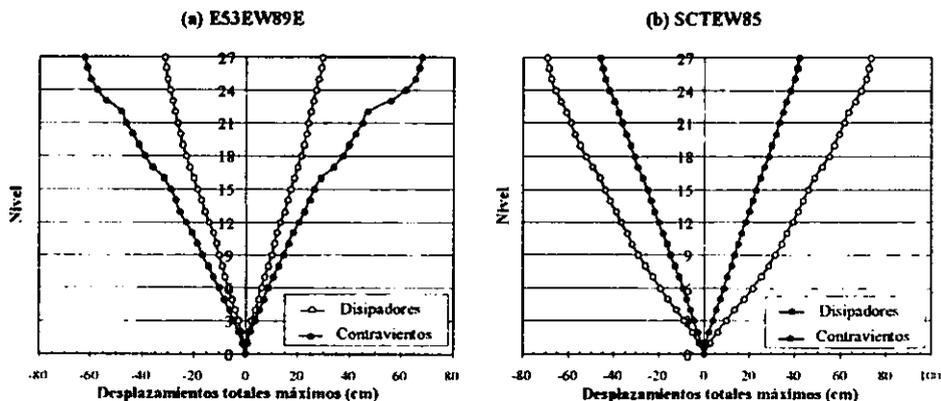


FIGURA 5.5. Desplazamientos laterales máximas de cada nivel de los marcos reforzados.

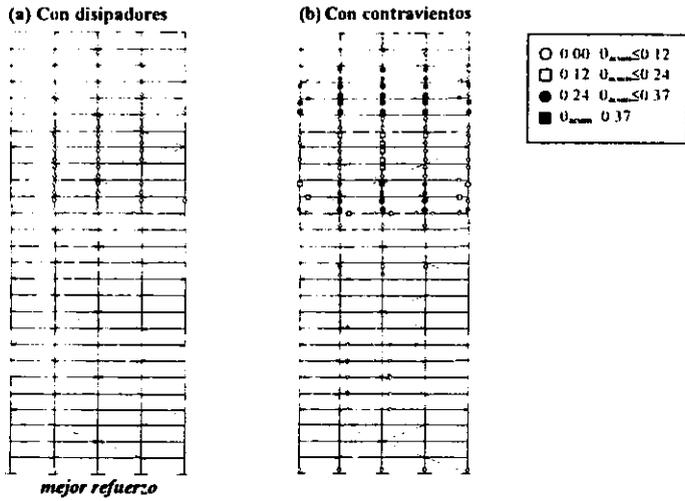


FIGURA 5.6. Estado final de articulaciones plásticas en traves y columnas, causado por el sismo E53EW89E.

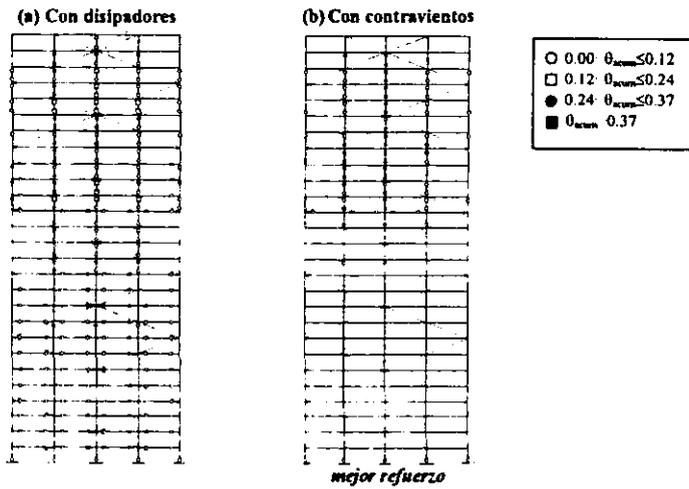


FIGURA 5.7. Estado final de articulaciones plásticas en traves y columnas, causado por el sismo SCTEW85.



TABLA 5.1. Extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores debidas al sismo E53EW89

No. del disipador	Extensiones plásticas acumuladas (cm)		Demandas de ductilidad
	POSITIVAS	NEGATIVAS	
1	0.71	-0.73	1.51
2	8.26	-8.32	2.60
3	12.59	-12.62	3.00
4	11.51	-11.47	2.78
5	14.27	-14.39	3.16
6	18.34	-18.41	3.29
7	18.48	-18.51	3.18
8	12.27	-12.19	2.91
9	13.78	-13.95	3.44
10	19.34	-19.40	3.84
11	18.25	-18.25	3.68
12	9.39	-9.31	2.74
13	9.92	-10.06	3.17
14	15.69	-15.77	3.52
15	14.05	-14.03	3.41
16	5.41	-5.29	2.87
17	7.37	-7.58	3.60
18	11.46	-11.59	3.66
19	7.81	-7.82	3.04
20	0.99	-0.75	2.23
21	0.46	-0.72	2.23
22	2.61	-2.71	2.45
23	11.13	-11.16	3.28
24	2.08	-1.90	2.63
25	0.76	-0.95	2.44
26	0.37	-0.40	1.59
27	0.00	0.00	1.00
28	0.68	-0.76	1.46
29	8.30	-8.35	2.51
30	12.57	-12.62	2.91
31	11.48	-11.50	2.82
32	14.30	-14.38	3.23
33	18.39	-18.44	3.32
34	18.51	-18.53	3.27
35	12.29	-12.26	2.79
36	13.83	-13.95	3.21
37	19.30	-19.38	3.49
38	18.22	-18.25	3.60
39	9.33	-9.20	3.14
40	9.80	-10.02	3.48
41	15.66	-15.76	3.77
42	14.03	-14.05	3.40
43	5.52	-5.36	2.80
44	7.47	-7.69	3.67
45	11.58	-11.63	3.78
46	7.83	-7.78	2.94
47	0.89	-0.75	2.20
48	0.41	-0.63	2.22
49	2.59	-2.67	2.40
50	11.23	-11.12	3.42
51	2.15	-1.88	2.76
52	0.73	-1.05	2.50
53	0.35	-0.48	1.63
54	0.00	0.00	0.97

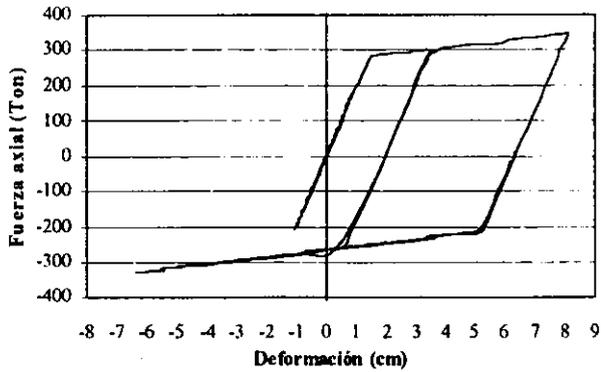


FIGURA 5.8. Ciclos histéricos del contraviento del entrepiso 23.

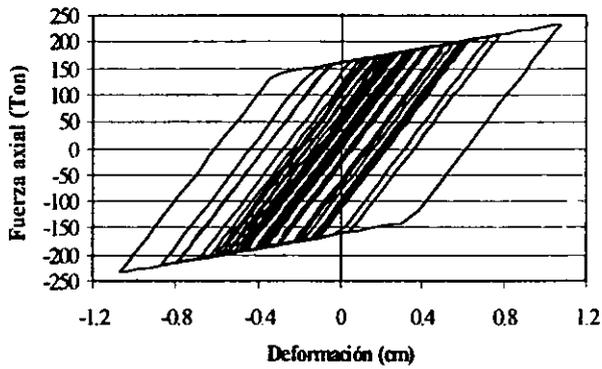


FIGURA 5.9. Ciclos histéricos del sistema diagonal-disipador del entrepiso 23



TABLA 5.2. Extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores debidas al sismo SCTEW85.

No. del disipador	Extensiones plásticas acumuladas (cm)		Demandas de ductilidad
	POSITIVAS	NEGATIVAS	
1	9.82	-9.74	4.63
2	21.64	-21.64	6.56
3	28.17	-28.23	7.92
4	27.64	-27.61	8.27
5	31.01	-31.10	9.19
6	35.38	-35.37	9.86
7	34.54	-34.51	9.58
8	25.97	-25.94	7.74
9	25.36	-25.47	7.40
10	29.32	-29.39	7.52
11	26.67	-26.64	6.95
12	16.05	-15.82	5.34
13	16.36	-16.66	5.75
14	22.27	-22.41	6.44
15	20.59	-20.59	6.01
16	12.42	-12.27	5.44
17	21.88	-22.13	8.40
18	25.01	-25.08	8.08
19	18.85	-18.81	6.33
20	8.45	-8.19	4.68
21	7.28	-7.65	4.64
22	11.41	-11.62	4.85
23	29.73	-29.80	8.75
24	11.89	-11.67	4.95
25	8.31	-8.49	4.60
26	4.58	-4.65	2.89
27	0.98	-0.86	1.87
28	9.70	-9.88	4.90
29	21.53	-21.64	6.86
30	28.16	-28.19	8.14
31	27.63	-27.62	8.17
32	31.01	-31.15	8.57
33	35.30	-35.44	9.49
34	34.48	-34.55	9.45
35	25.99	-25.85	8.18
36	25.26	-25.50	7.89
37	29.30	-29.39	7.90
38	26.63	-26.67	6.98
39	15.95	-15.92	5.10
40	16.45	-16.59	5.59
41	22.35	-22.40	6.40
42	20.61	-20.58	5.91
43	12.52	-12.30	5.09
44	21.93	-22.21	8.25
45	25.00	-25.13	8.05
46	18.82	-18.80	6.23
47	8.39	-8.19	4.45
48	7.30	-7.51	4.39
49	11.50	-11.50	4.76
50	29.90	-29.71	9.08
51	11.99	-11.67	5.41
52	8.26	-8.70	5.16
53	4.59	-4.72	2.93
54	0.95	-0.90	1.83



Existen algunas razones para explicar el comportamiento descrito anteriormente

En los casos de refuerzo con contravientos, los marcos se comportan casi elásticamente ya que pocos elementos trabajan de manera no lineal. Esto provoca que las fuerzas sísmicas no se vean disminuidas por comportamiento inelástico como en el caso de disipadores. En la Figura 5.12 se observa que esta situación es inadecuada cuando se usa el sismo E53EW89E, es decir, el marco con contravientos no es favorable para este sismo, siendo mejor el de disipadores, además conviene observar en la Figura 5.12 que los periodos del marco con contravientos y disipadores se encuentran a la derecha del pico más alto del espectro. Cuando se emplea el sismo SCTEW85, el marco con contravientos es más favorable que el de disipadores y los periodos de los marcos reforzados se encuentran a la izquierda del pico del espectro. El trabajo inelástico de los disipadores ayuda a reducir la respuesta al introducir amortiguamiento histerético, pero la degradación de columnas y trabes, provoca un incremento del periodo de vibrar y por lo tanto de las fuerzas sísmicas a las que se ve sujeto.

Debido a que los periodos fundamentales de vibrar del marco con contravientos ($T=1.6$ s.) y el del marco con disipadores ($T=1.8$ s.) son diferentes, se podría pensar que se están considerando dos marcos distintos en circunstancias desiguales. Para comprobar si los resultados son los mismos a los obtenidos anteriormente, se procedió a igualar los periodos de los marcos reforzados, disminuyendo el periodo del marco con disipadores a 1.6seg, para esto, se aumentó el número de disipadores rigidizando más la estructura hasta llegar al periodo buscado, el marco resultante se excitó con el sismo E53EW89E y se observó que el refuerzo con disipadores sigue siendo el más adecuado para este sismo, tal como se observa en las Figuras 5.10a. y 5.11a. Lo mismo se puede concluir para los marcos con periodos iguales a 1.6 segundos excitados con el sismo de SCTEW85, para este caso el marco con contravientos sigue siendo el más adecuado, como se puede ver en las Figuras 5.10b y 5.11b. Obsérvese que no existe diferencia notable entre las Figuras 5.10 y 5.4 y las Figuras 5.11 y 5.5.

Conviene recordar, que se llegó a un marco con contravientos con periodo de 1.6 s., debido a que se escogieron las secciones de los contravientos que fueran capaces de evitar el pandeo inelástico, ya que los desplazamientos del edificio no causaban problemas (el diseño queda regido por el pandeo de las diagonales); en cambio, para el marco con disipadores el diseño quedó regido por desplazamientos, arrojando un periodo de $T=1.8$ segundos

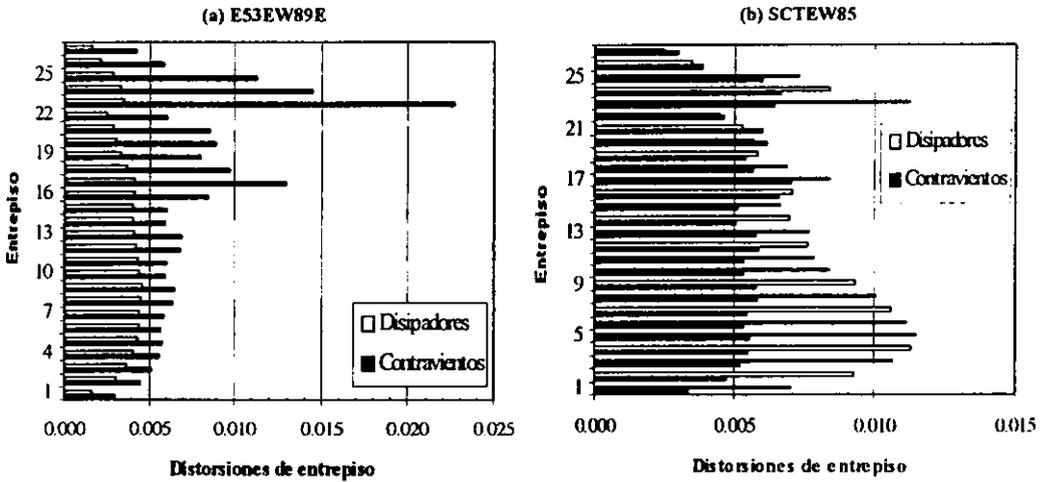


FIGURA 5.10. Distorsiones máximas de entre piso de los marcos reforzados con periodos iguales a 1.6 segundos.

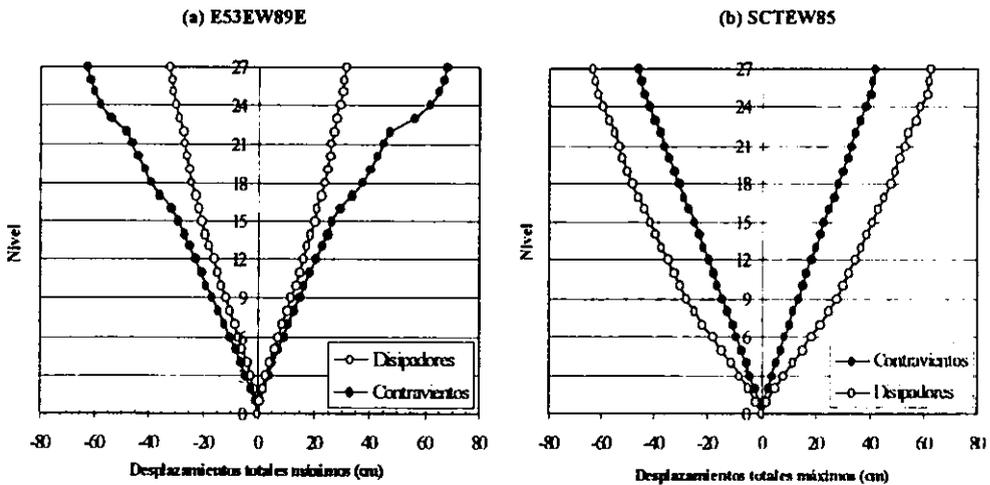


FIGURA 5.11. Desplazamientos laterales máximos de cada nivel de los marcos reforzados con periodos iguales a 1.6 segundos.

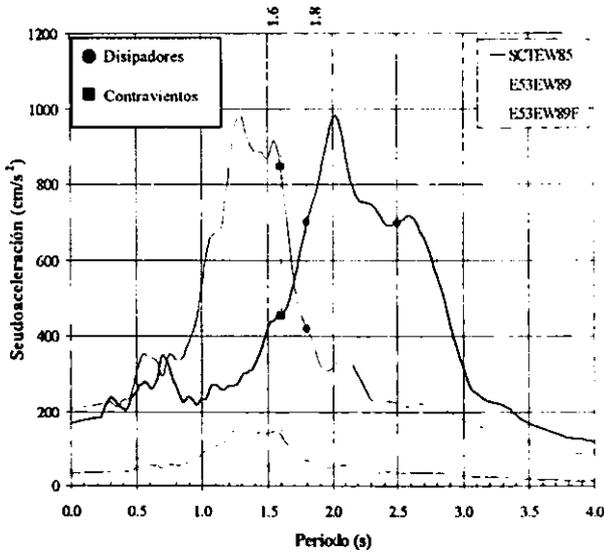


FIGURA 5.12. Espectros de respuesta elástica para 5% del amortiguamiento crítico, de los sismos usados en el análisis dinámico no lineal. Se muestra la ubicación de los periodos de los *marcos reforzados*.



Ya que se ha planteado un aspecto general sobre los problemas que involucran el refuerzo de estructuras, mencionaremos las conclusiones obtenidas para nuestro caso

En el refuerzo de la estructura convencional se estudiaron dos casos

- ◆ disipadores tipo solera y
 - ◆ contravientos.
- La selección de la mejor alternativa de refuerzo estuvo en función de la magnitud de desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, rotaciones de articulaciones plásticas, extensiones plásticas acumuladas y demandas de ductilidad de los disipadores obtenidas a partir de un análisis dinámico no lineal de los marcos reforzados correspondientes a un marco exterior de la estructura. Es importante mencionar, que la elección del tipo de refuerzo también debe basarse en un análisis de costos, como se señala más adelante.
- Cuando el edificio se supuso excitado con el acelerograma SCTEW85, donde el periodo dominante del suelo (T_s) es igual a 2 segundos, resultó mejor opción el marco con contravientos, cuyo periodo es de 1.6 segundos; sin embargo, cuando la excitación fue el registro E53EW89E, donde el periodo dominante del suelo de esta estación es de 1.5 segundos, la mejor solución resultó ser el marco con disipadores de energía, cuyo periodo es de 1.8 segundos.
- Con base a los resultados descritos, se concluye que la mejor elección depende además de la respuesta estructural de los marcos, de las características de la excitación del sitio donde se consideró ubicado el edificio, tal como se demostró en el capítulo V.
- Estas conclusiones permiten inferir que en términos de la respuesta estudiada, el refuerzo con disipadores de energía es conveniente cuando el periodo del edificio reforzado es mayor que el periodo dominante del terreno (Figura 5.12). En el caso contrario el refuerzo con diagonales resulta ser más adecuado. Así, la elección del tipo de refuerzo queda en función de las características dinámicas tanto de la estructura como del suelo en donde esté ubicada
- Debido a que las articulaciones plásticas de los elementos estructurales se presentan más en las columnas que en las trabes (Figuras 5.6 y 5.7), es necesario encamisar las columnas, para obtener un comportamiento más adecuado; es decir, diseñar con el criterio de viga-débil, columna-fuerte, tal como lo recomienda el reglamento.



□ Además, existe la necesidad de realizar estudios sobre los siguientes puntos:

◆ costo-beneficio,

Es necesario realizar un estudio relativo al comportamiento estructural del edificio y al costo total del mismo, para saber si es recomendable reforzar la estructura, económicamente hablando, poniendo en una balanza los costos que ocasionaría el refuerzo contra los beneficios a corto y largo plazo.

◆ análisis de vibración aleatoria,

Debido a que existe incertidumbre en el conocimiento de las características de un sismo, deben usarse métodos de vibración aleatoria en los análisis dinámicos no lineales, (los cuales son necesarios para determinar el desempeño de los disipadores). Por ejemplo, puede usarse simulación de Monte Carlo, para estimar el valor esperado de la respuesta de un sistema. (Soong y Grigoriu, 1993; Silva F., 1998).

◆ interacción suelo-estructura.

Como se está suponiendo empotramiento perfecto en la base de la estructura en el análisis del edificio, es necesario considerar la interacción suelo-estructura para obtener una respuesta más cercana a la realidad.

◆ estudio de las fuerzas inducidas a la cimentación.

En ciertas ocasiones se inducen concentraciones de fuerzas en la cimentación debidas al refuerzo, por lo que se hace necesario su refuerzo, haciéndolo incosteable para fines prácticos.

BIBLIOGRAFÍA

- **Aguirre, M.** (1992), "Manual de Disipadores de Energía Tipo Solera", *Instituto de Ingeniería de la UNAM*.
- **Aguirre, M. y Sánchez, A. R.** (1989), "Pruebas de Elementos Disipadores de Energía Sísmica", revista construcción y tecnología, *IMCYC*, Vol 1, No. 10., México D.F., pp 178.
- **Aguirre, M. y Sánchez, A. R.** (1992), "Structural Seismic Damper", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 5, Mayo 1992, ASCE.
- **Arnal Simón, L. y Betancourt Suárez, M.** (1994), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Ilustrado y comentado, Editorial Trillas S.A. de C.V.
- **Badillo, H., Silva, F. L. y Ruiz, S. E.** (1998), "Sistemas de un Grado de Libertad Equivalentes a Marcos Estructurales con Disipadores de Energía", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, Nuevo León.
- **Bazán, E. y Meli, R.** (1989), "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa S.A. de C.V.
- **Chopra, K. A.** (1995), "Dynamics of Structures", Theory and Applications to Earthquake Engineering, Editorial Prentice Hall.
- **Engineering Solutions and Services, Inc** (1996), "RC Buildings, Interactive Graphical Environment for 3D Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, versión 4, Manual de Usuario".
- **Foutch, D. A., Gambill J. B., Garza T. F.,** (1993), "Investigation of a Seismic Base Isolation System Based on Pendular Action", *Reporte UNLU-ENG-95-100 de la Universidad de Illinois en Urbana Champaign, Department of Civil Engineering*, (August 1993).
- **González Cuevas, O. M. y Robles Fernández-Villegas, F.** (1997), "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, 3ª Edición.
- **González Flores, M.** (1964), "Experiencias Realizadas para llevar a la Práctica el Sistema de Eliminar los Esfuerzos Peligrosos de Temblores", *V Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción*, Tijuana, BC.



- **Guzmán Escudero, M. A.** (1997). "Refuerzo de Estructuras de Concreto". *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, Curso Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- **Jara, J.** (1994), "Estado del Arte sobre Dispositivos para Reducir Daños Provocados por Temblores", *Revista de Ingeniería Sísmica, No. 47, 35-79.*
- **Kannan, A. y Powell, G.** (1973). "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures". *Reporte No. UCB/ERC 73-6. Earthquake Engineering Research Center.* Universidad de California en Berkeley C.A.
- **Limón, L. A.** (1997), "Análisis y Diseño de Marcos Estructurales con Disipadores de Energía Sísmica y con Contravientos", *Trabajo de Tesis presentado en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN*, para obtener el Título de Maestro en Ciencias.
- **Loera, S. y Mendoza, C. J.** (1991), "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto, DDF", Series del Instituto de Ingeniería, de la UNAM, N° ES2, noviembre de 1991.
- "Manual de Análisis Sísmico de Edificios" (1988), *Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras*, abril de 1988.
- "Manual de Construcción en Acero", Volumen 1, *Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.*, Editorial Limusa, 2ª edición.
- **Martínez Romero, E.** (1994), "La Disipación Pasiva de Energía y su Aplicación a las Estructuras", *Revista Ingeniería Civil, Organó Oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C.*, junio de 1994.
- **Martínez Romero, E.** (1990), "Mejoramiento de la Respuesta Sísmica de Edificios Diseñados, mediante la adición de disipadores de energía.", *Seismic Instrumentation and use of energy dissipating elements in the structural behavior*, International Seminar organized by the Mexican Society seismic Engineering, México D.F., octubre 11,12, 1990.
- **Mejía Rosales, R.** (1995), "Análisis Estructural y de Costos de un Edificio de 10 Niveles Diseñado Convencionalmente y Otro con Disipadores de Energía Sísmica", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el Título de Ingeniero Civil.
- **Meli Piralla, R.** (1995), "Diseño Estructural", Editorial Limusa, S.A. de C.V.
- **Mendoza et al** (1991), "Mapa de Periodos Dominantes de la Vibración Ambiental de los Suelos Blandos del Valle de México". (*Ingeniería Sísmica Dic 1991*)



- **Montaño, A.** (1999), "Diseño de un Marco de Acero con Disipadores de Energía Sísmica", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el Título de Ingeniero Civil.
- **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"** (1996), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero de 1996, México D.F.
- **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"** (1995), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero de 1995, México D.F.
- **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"** (1995), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero de 1995, México D.F.
- **Pall, A. S. y Marsh, C.** (1982), "Response of Friction Damped Braced Frames", *J. Struct. Div. ASCE*, Vol 108, No ST6, PP 1313-1323.
- **Pantoja Morales, L. E.** (1998), "Últimos Avances Sobre Estudios Referentes a Dispositivos Disipadores de Energía Sísmica.", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla*, para obtener el Título de Ingeniero Civil.
- **Paz, M.** (1992), "Dinámica Estructural", Teoría y Cálculo, Traducido de la tercera edición en lengua inglesa por el propio autor. Editorial Reverté, S. A.
- **Pérez Rocha, E., Vieitez Utesa, L., Flores Cruz, F. y Zárate Vázquez, M.** (1996), "Predicción de Intensidades Sísmicas para el Área Metropolitana del Valle de México", No 13 Cuadernos Fundación ICA, 1996.
- **Prakash, V., Powell, G. H., y Campbell, S.** (1993), "Drain-2DX Base Program Description and User Guide", *Department of Civil Engineering, Universidad de California en Berkeley, C.A.*
- **Ramírez, O.**, (1992), "Respuesta Experimental Inelástica de una Estructura Metálica Provista de Elementos Disipadores de Energía", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.
- **"Refuerzo de Estructuras de Concreto"** (1997), Edificio en Dr. Jiménez y Dr. Bernard, Edificio Industrial en Cuautitlán Izcalli, Edificio en Guadalajara, Jal., *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, Curso Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- **Sánchez Martínez, J. L., Alcocer Serrato, F.** (1993), "Un Sistema para Incrementar la Capacidad Sísmica de Edificios Existentes", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jal., México, 1993.



- **Sánchez Martínez, J. L.** (1997), "Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, Curso Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- **Sánchez Martínez, J. L.** (1997), "Restauración del Hospital 20 de Noviembre de la Ciudad de México", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, Curso Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- **Silva González, F. L.** (1993), "Criterios para Diseño Sísmico de Estructuras con Dispositivos Disipadores de Energía", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el Título de Ingeniero Civil.
- **Silva González, F. L.** (1998), "Calibración del Método de Linealización Equivalente Estocástica para Sistemas Histeréticos Simples", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.
- **Soong, T.T. y Grigoriu, M.** (1993), "Random Vibration of Mechanical and Structural Systems. PTR Prentice Hall.
- **Soto Brito, R.** (1998), "Uso de Osciladores de Masa Resonante en Estructuras No Lineales Sujetas a Sismos Internos y Moderados", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.
- **Terán Gilmore, A.** (1997), "Refuerzo Estructural de Edificios de Concreto", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, *Curso Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo*, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- **Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal** (1977), "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras", *Serie No. 400 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, julio de 1977.*
- **Tsai, Chen, Hong y Su** (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", *Earthquake Spectra, Vol 9, No. 3505-527.*
- **Urrego, O.** (1994), "Elección del Mejor Arreglo de Disipadores en un Marco Estructural Plano", *Trabajo de Tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.
- **Whittaker, A. V. V., Bertero, J. A., y Thompsom, C.** (1989), "Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements", *Report No. UBC/EERC 89/02 89/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely.*

APÉNDICE

A continuación se presentan los archivos de datos utilizados para realizar el análisis dinámico no lineal del marco con contravientos y del marco con disipadores, para el programa DRAIN 2DX y DRAIN 2D.

1. ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2DX, DEL MARCO CON CONTRAVIENTOS:

```

*STARTXX
DIAGONAL      0      0 1 1 1  F
*NODECORDS
C      1      0.      0.
C      2      800.     0.
C      3      1600.    0.
C      4      2400.    0.
C      5      3200.    0.
C      136     0.      8100.
C      137     800.     8100.
C      138     1600.    8100.
C      139     2400.    8100.
C      140     3200.    8100.
L      1      136     5 26 300.
L      2      137     5 26 300.
L      3      138     5 26 300.
L      4      139     5 26 300.
L      5      140     5 26 300.
*RESTRAINTS
S 111      1      5      1
*SLAVING
S 100     138     139     140     1
S 100     138     136     137     1
S 100     133     134     135     1
S 100     133     131     132     1
S 100     128     129     130     1
S 100     128     126     127     1
S 100     123     124     125     1
S 100     123     121     122     1
S 100     118     119     120     1
S 100     118     116     117     1
S 100     113     114     115     1
S 100     113     111     112     1
S 100     108     109     110     1
S 100     102     106     107     1
S 100     103     104     105     1
S 100     103     101     102     1
S 100     98      99     100     1
S 100     98      96     97     1
S 100     93      94     95     1
S 100     93      91     92     1
S 100     88      89     90     1
S 100     88      86     87     1
S 100     83      84     85     1
S 100     83      81     82     1
S 100     78      79     80     1
S 100     78      76     77     1

```



S 100	74	74	75	1
S 100	73	71	72	1
S 100	68	69	70	1
S 100	68	66	67	1
S 100	63	64	65	1
S 100	63	61	62	1
S 100	58	59	60	1
S 100	58	56	57	1
S 100	53	54	55	1
S 100	53	51	52	1
S 100	48	49	50	1
S 100	48	46	47	1
S 100	43	44	45	1
S 100	43	41	42	1
S 100	38	39	40	1
S 100	38	36	37	1
S 100	33	34	35	1
S 100	33	31	32	1
S 100	28	29	30	1
S 100	28	26	27	1
S 100	23	24	25	1
S 100	23	21	22	1
S 100	18	19	20	1
S 100	18	16	17	1
S 100	13	14	15	1
S 100	13	11	12	1
S 100	8	9	10	1
S 100	8	6	7	1

*MASSES

S 100	267.20	138			891.6	.1893
S 100	313.28	133				
S 100	313.28	128				
S 100	317.06	123				
S 100	317.06	118				
S 100	317.06	113				
S 100	317.06	108				
S 100	321.33	103				
S 100	321.33	98				
S 100	321.33	93				
S 100	321.33	88				
S 100	326.13	83				
S 100	326.13	78				
S 100	326.13	73				
S 100	326.13	68				
S 100	331.41	63				
S 100	331.41	58				
S 100	331.41	53				
S 100	331.41	48				
S 100	337.21	43				
S 100	337.21	38				
S 100	337.21	33				
S 100	337.21	28				
S 100	343.51	23				
S 100	343.51	18				
S 100	343.51	13				
S 100	352.63	8				

*ELEMENTGROUP

!DIAGONALES

01	1	1					
			.01				
				DIAGONALES PARA REFUERZO			
3							
1	2100.	0.05	38.66	2.53	-2.53	1	1.
2	2100.	0.05	96.94	2.53	-2.53	1	1.
3	2100.	0.05	154.63	2.53	-2.53	1	1.
1	1	7	0	3			
2	7	13	0	3			
3	13	19	0	3			
4	19	25	0	3			
5	25	29	0	3			
6	29	33	0	3			



ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

7	33	37	0	3
8	37	41	0	3
9	41	47	0	3
10	47	53	0	3
11	53	59	0	3
12	59	65	0	3
13	65	69	0	3
14	69	73	0	3
15	73	77	0	3
16	77	81	0	2
17	81	87	0	2
18	87	93	0	2
19	93	99	0	2
20	99	105	0	2
21	105	109	0	2
22	109	113	0	2
23	113	117	0	1
24	117	121	0	1
25	121	127	0	1
26	127	133	0	1
27	133	139	0	1
28	5	9	0	3
29	9	13	0	3
30	13	17	0	3
31	17	21	0	3
32	21	27	0	3
33	27	33	0	3
34	33	39	0	3
35	39	45	0	3
36	45	49	0	3
37	49	53	0	3
38	53	57	0	3
39	57	61	0	3
40	61	67	0	3
41	67	73	0	3
42	73	79	0	3
43	79	85	0	2
44	85	89	0	2
45	89	93	0	2
46	93	97	0	2
47	97	101	0	2
48	101	107	0	2
49	107	113	0	2
50	113	119	0	1
51	119	125	0	1
52	125	129	0	1
53	129	133	0	1
54	133	137	0	1

*ELEMENTGROUP

!TRABES

! COL.10 = Calcular factores de evento para estos elementos.

	0.01		PROPIEDADES DE LAS TRABES						
02	1	1							
1	7	3							
1	188.4	0.05	5850.	3950000.	4.	4.	2.	4875	0.2 1.
1	65.	-65.	0.	0.					
2	60.	-60.	0.	0.					
3	55.	-55.	0.	0.					
4	50.	-50.	0.	0.					
5	45.	-45.	0.	0.					
6	40.	-40.	0.	0.					
7	35.	-35.	0.	0.					
1	1 439.68E2	-433.28E2							
2	1 296.57E2	-346.04E2							
3	1 107.51E2	-172.34E2							
1	6	7	1	1	1	1	1		
5	11	12	1	1	1	1	1		
9	16	17	1	1	1	1	1		
13	21	22	1	1	1	1	1		
17	26	27	1	1	2	1	1		

NIVEL	RESULT	INGRESO	001
700. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
800. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
900. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1000. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1100. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1200. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1300. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1400. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1500. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1600. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1700. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1800. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
1900. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2000. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2100. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2200. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2300. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2400. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2500. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2600. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001
2700. NIVEL	1 - 3.333E-3	1	001





```

*ELEMLOAD
CMVI
G 2 1
1 0 1.0 0.0 21.616 2882.0 0.0 21.616 2882.0
1 134 1 1 1.0

*ELEMLOAD
CM12
G 2 1
1 0 1.0 0.0 18.74 2498.13 0.0 18.74 2498.13
105 106 1 1 1.0

*NODALOAD
FZ1
S 0.0 -16.0 0.0 6 131 5
*ELEMLOAD
FZ2
S 0.0 -16.0 0.0 10 135 5
*NODALOAD
FZ3
S 0.0 -32.0 0.0 7 132 5
*ELEMLOAD
FZ4
S 0.0 -32.0 0.0 8 133 5
*NODALOAD
FZ5
S 0.0 -32.0 0.0 9 134 5
*ELEMLOAD
FZ6
S 0.0 -13.12 0.0 136
*ELEMLOAD
FZ7
S 0.0 -13.12 0.0 140
*NODALOAD
FZ8
S 0.0 -26.24 0.0 137 139 1
*ELEMLOAD
WCOL
S 0.0 -12.168 0.0 6 25 1
S 0.0 -10.368 0.0 26 45 1
S 0.0 - 8.712 0.0 46 65 1
S 0.0 - 7.200 0.0 66 85 1
S 0.0 - 5.832 0.0 86 105 1
S 0.0 - 4.608 0.0 106 125 1
S 0.0 - 3.528 0.0 126 140 1
*ACCNREC
SCTR SCTENRE * REGISTRO SCT E-W. RECORTADO, 90% DE ARIAS
2649 1 1 2 1.0
*PARAMETERS
C 97.2
!Factores de sobre-escala
F 1E-15 1E-15
! Salida para el análisis estático.
IOS 0 0 1 0 1000
OD 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 52.96
! COL. 5 = Considerar eventos dentro del paso del tiempo (1=si,0=no).
! COL. 10 = modif. vel.
! COL 15 = modif. accel.
! COL.20= max. no. de eventos, si excede para [n]
DC 1 1 1 200
! COL10=paso del tiempo para paso cte.
! COL20=paso del tiempo inicial para paso var.
! COL.30=max.paso permisible para paso var.
! COL40=min. paso permisible para paso var.
DT 0.02 0.02 0.02 0.0025
! COL 15=error de tolerancia superior (fza. estat.)
! COL25=error de toler. sup.(fza impulso)default=sin lim.
! COL35=factor de disminución del paso del tiempo = .0025

```



```
DA          0.10          0.5
*MODE
          2      0      1
-GRAV
E      CTR1      1.1
E      MCL      1.1
N      F01      1.1
N      F02      1.1
N      F03      1.1
N      F04      1.1
N      F05      1.1
N      F06      1.1
N      F07      1.1
N      F08      1.1
N      WCOL      1.1

!*STAT
IN      NORM      1.0
!D      138          3      1      0.2      200.0
*ACCN
          Col 15= Máximo número de pasos, si excede sale.
          Col 20 = Paso del tiempo (1=cte. y 2=variable)
          52.9e15000      0.02
! Col 1= direc. de la acelerac.
1      SCTR      1.      1.
*REST
*STOP

FORMAS MODALES Y CALCULO DE PERIODO
ANALISIS GRAVITACIONAL
ANALISIS ESTADICO LINEAL
REGISTRO RECORTADO DE SCT-85
RESTAURAR AL ESTADO ESTADICO
```



2. ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2D, DEL MARCO CON CONTRAVIENTOS:

START MARCO DE 27 NIV. CON ACELEROGRAMA

140	1	5	1	27	27	3	0
1							0.
2		800.					0.
3		1600.					0.
4		2400.					0.
5		3200.					0.
146				8100.			
147		800.		8100.			
148		1600.		8100.			
149		2400.		8100.			
140		3200.		8100.			
1	136	26	5			300.	
2	137	26	5			300.	
3	138	26	5			300.	
4	139	26	5			300.	
5	140	26	5			300.	
1	1	1	1	5	1		
1	5	136	137	138	139	140	
1	5	131	132	133	134	135	
1	5	126	127	128	129	130	
1	5	121	122	123	124	125	
1	5	116	117	118	119	120	
1	5	111	112	113	114	115	
1	5	106	107	108	109	110	
1	5	101	102	103	104	105	
1	5	96	97	98	99	100	
1	5	91	92	93	94	95	
1	5	86	87	88	89	90	
1	5	81	82	83	84	85	
1	5	76	77	78	79	80	
1	5	71	72	73	74	75	
1	5	66	67	68	69	70	
1	5	61	62	63	64	65	
1	5	56	57	58	59	60	
1	5	51	52	53	54	55	
1	5	46	47	48	49	50	
1	5	41	42	43	44	45	
1	5	36	37	38	39	40	
1	5	31	32	33	34	35	
1	5	26	27	28	29	30	
1	5	21	22	23	24	25	
1	5	16	17	18	19	20	
1	5	11	12	13	14	15	
1	5	6	7	8	9	10	
138		267.20					
133		313.28					
128		313.28					
123		317.06					
118		317.06					
113		317.06					
108		317.06					
103		321.33					
98		321.33					
93		321.33					
88		321.33					
83		326.13					
78		326.13					
73		326.13					
68		326.13					
63		331.41					
58		331.41					
53		331.41					
48		331.41					
43		337.21					
38		337.21					
33		347.21					

891.8



28	343.51							
29	343.51							
18	343.51							
13	343.51							
8	352.63							
1	1512094	0.02	632.0			1.0		
6	0.0	-16.0	0.0	131		5		
10	0.0	-16.0	0.0	135		5		
7	0.0	-32.0	0.0	132		5		
8	0.0	-32.0	0.0	133		5		
9	0.0	-32.0	0.0	134		5		
136	0.0	-13.12	0.0					
140	0.0	-13.12	0.0					
137	0.0	-16.24	0.0	139		1		
6	0.0	-11.168	0.0	25		1		
26	0.0	-10.368	0.0	45		1		
46	0.0	-8.712	0.0	65		1		
66	0.0	-7.200	0.0	85		1		
86	0.0	-5.832	0.0	105		1		
106	0.0	-4.608	0.0	125		1		
126	0.0	-3.528	0.0	140		1		

SEPTEMBRE 1985

12096	0	0								
	0.1892	0.02								
50			0	0	0	0	2			1
10	5	15	10	20	15	25	20	30	25	
35	30	40	35	45	40	50	45	55	50	
60	55	65	60	70	65	75	70	80	75	
85	80	90	85	95	90	100	95	105	100	
110	105	115	110	120	115	125	120	130	125	
135	130	140	135							
1	54	3								
1		100.	0.05	79.81		3.515		-3.515		1
2		100.	0.05	238.30		3.515		-3.515		1
3		100.	0.05	372.23		3.515		-3.515		1
1	1	7	0	3						
2	5	9	0	3						
3	7	13	0	3						
4	9	13	0	3						
5	13	19	0	3						
6	13	17	0	3						
7	19	25	0	3						
8	17	21	0	3						
9	25	29	0	3						
10	21	27	0	3						
11	29	33	0	3						
12	27	33	0	3						
13	33	37	0	3						
14	33	39	0	3						
15	37	41	0	3						
16	39	45	0	3						
17	41	47	0	3						
18	45	49	0	3						
19	47	53	0	3						
20	49	53	0	3						
21	53	59	0	3						
22	53	57	0	3						
23	59	65	0	3						
24	57	61	0	3						
25	65	69	0	3						
26	61	67	0	3						
27	69	73	0	3						
28	67	71	0	3						
29	73	77	0	3						
30	73	79	0	3						
31	77	81	0	2						
32	79	85	0	2						
33	81	87	0	2						
34	85	89	0	2						



3	1198480000		2279640	949850	4	4	2	0.01	0.01
3	0	0	0.1	0.1				0.4	1
4	1569372000		1884000	785000	4	4	2	0.03	0.03
4	0	0	0.1	0.1				0.4	1
5	1330548000		1526040	635850	4	4	2	0.03	0.03
5	0	0	0.1	0.1				0.4	1
6	642444000		1205760	502400	4	4	2	0.03	0.03
6	0	0	0.1	0.1				0.4	1
7	376800000		923160	384650	4	4	2	0.01	0.01
7	0	0	0.1	0.1				0.4	1
1	0.	0.	0.	-90.					
1	3	987.90E2	-987.90E2	5745.88	-1723.68	1.40	0.31	1.40	0.31
2	3	679.20E2	-679.20E2	4694.42	-1267.22	1.49	0.32	1.49	0.32
3	3	458.85E2	-458.85E2	3813.54	-933.74	1.58	0.37	1.58	0.37
4	3	272.58E2	-272.58E2	2976.23	-596.23	1.80	0.39	1.80	0.39
5	3	142.63E2	-142.63E2	2268.50	-340.70	2.22	0.41	2.22	0.41
6	3	106.37E2	-106.37E2	1812.50	-289.30	2.12	0.40	2.12	0.40
7	3	69.74E2	-69.74E2	1383.17	-216.97	2.18	0.40	2.18	0.40
1	1	6	1	1	1	1	1	0	
21	21	26	1	2	1	2	2	1	0
41	41	46	1	3	1	3	3	1	0
61	61	66	1	4	1	4	4	1	0
81	81	86	1	5	1	5	5	1	0
101	101	106	1	6	1	6	6	1	0
121	121	126	1	7	1	7	7	1	0
135	135	140	0	7	1	7	7	1	0

STOP



3. ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2DX, DEL MARCO CON DISIPADORES:

```

*STARTX
DISIFADO 0 0 0 1 1 F MARCO DE 27 NIV. CON DISIPADORES
*MODEOSRDE
1 0. 0.
2 800. 0.
3 1600. 0.
4 2400. 0.
5 3200. 0.
136 0. 8100.
137 800. 9100.
138 1600. 8100.
139 2400. 8100.
140 3200. 8100.
L 1 136 5 26 300.
L 2 137 5 26 300.
L 3 138 5 26 300.
L 4 139 5 26 300.
L 5 140 5 26 300.
*RESTRAINTS
S 111 1 5 1
*SLAVIN:
S 100 138 139 140 1
S 100 138 136 137 1
S 100 133 134 135 1
S 100 133 131 132 1
S 100 128 129 130 1
S 100 128 126 127 1
S 100 123 124 125 1
S 100 123 121 122 1
S 100 118 119 120 1
S 100 118 116 117 1
S 100 113 114 115 1
S 100 113 111 112 1
S 100 108 109 110 1
S 100 108 106 107 1
S 100 103 104 105 1
S 100 103 101 102 1
S 100 98 99 100 1
S 100 98 96 97 1
S 100 93 94 95 1
S 100 93 91 92 1
S 100 88 89 90 1
S 100 88 86 87 1
S 100 83 84 85 1
S 100 83 81 82 1
S 100 78 79 80 1
S 100 78 76 77 1
S 100 73 74 75 1
S 100 73 71 72 1
S 100 68 69 70 1
S 100 68 66 67 1
S 100 63 64 65 1
S 100 63 61 62 1
S 100 58 59 60 1
S 100 58 56 57 1
S 100 53 54 55 1
S 100 53 51 52 1
S 100 48 49 50 1
S 100 48 46 47 1
S 100 43 44 45 1
S 100 43 41 42 1
S 100 38 39 40 1
S 100 38 36 37 1
S 100 33 34 35 1
S 100 33 31 32 1
S 100 28 29 30 1

```



S 100	28	26	17	1
S 100	28	24	25	1
S 100	28	21	22	1
S 100	18	19	20	1
S 100	18	16	17	1
S 100	13	14	15	1
S 100	14	11	12	1
S 100	8	9	10	1
S 100	8	6	7	1

*MASSES

S 100	287.20	148			891.8	1189
S 100	313.28	133				
S 100	313.28	128				
S 100	317.06	127				
S 100	317.06	118				
S 100	317.06	113				
S 100	317.06	108				
S 100	321.33	103				
S 100	321.33	98				
S 100	321.33	93				
S 100	321.33	88				
S 100	326.13	83				
S 100	326.13	78				
S 100	326.13	73				
S 100	326.13	68				
S 100	331.41	63				
S 100	331.41	58				
S 100	331.41	53				
S 100	331.41	48				
S 100	337.21	43				
S 100	337.21	38				
S 100	337.21	33				
S 100	337.21	28				
S 100	343.51	23				
S 100	343.51	18				
S 100	343.51	13				
S 100	352.63	8				

*ELEMENTGROUP

01 1 1

!DISIPADORES

.01

DIAGONALES EQUIVALETES

5							
1	2100.	0.134	36.63	0.901	-0.901	0	1.
2	2100.	0.134	96.15	0.901	-0.901	0	1.
3	2100.	0.134	155.68	0.901	-0.901	0	1.
4	2100.	0.134	194.60	0.901	-0.901	0	1.
5	2100.	0.134	153.39	0.901	-0.901	0	1.
1	1	7	0	5			
2	7	13	0	5			
3	13	19	0	5			
4	19	25	0	4			
5	25	29	0	4			
6	29	33	0	4			
7	33	37	0	4			
8	37	41	0	4			
9	41	47	0	4			
10	47	53	0	3			
11	53	59	0	3			
12	59	65	0	3			
13	65	69	0	3			
14	69	73	0	3			
15	73	77	0	3			
16	77	81	0	2			
17	81	87	0	2			
18	87	93	0	2			
19	93	99	0	2			
20	99	105	0	2			
21	105	109	0	2			
22	109	113	0	2			
23	113	117	0	1			



24	117	121	0	1
25	121	127	0	1
26	127	133	0	1
27	133	139	0	1
28	9	9	0	5
29	9	13	0	5
30	13	17	0	5
31	17	21	0	4
32	21	27	0	4
33	27	33	0	4
34	33	39	0	4
35	39	45	0	4
36	45	49	0	4
37	49	53	0	3
38	53	57	0	3
39	57	61	0	3
40	61	67	0	3
41	67	73	0	3
42	73	79	0	3
43	79	85	0	2
44	85	89	0	2
45	89	93	0	2
46	93	97	0	2
47	97	101	0	2
48	101	107	0	2
49	107	113	0	2
50	113	119	0	1
51	119	125	0	1
52	125	129	0	1
53	129	133	0	1
54	133	137	0	1

*ELEMENTGROUP !TRABES

! COL.10 = Calcular factores de evento para estos elementos.

02	1	3	0.01	PROPIEDADES DE LAS TRABES						
1	188.4	0.05	5850.	3950000.	4.	4.	2.	4875	0.2	1.
1	65.	-65.	0.	0.						
2	60.	-60.	0.	0.						
3	55.	-55.	0.	0.						
4	50.	-50.	0.	0.						
5	45.	-45.	0.	0.						
6	40.	-40.	0.	0.						
7	35.	-35.	0.	0.						
1	439.68E2	-433.28E2								
2	296.57E2	-346.04E2								
3	107.51E2	-172.34E2								
1	6	7	1	1	1	1	1			
5	11	12	1	1	1	1	1			
9	16	17	1	1	1	1	1			
13	21	22	1	1	1	1	1			
17	26	27	1	1	2	1	1			
21	31	32	1	1	2	1	1			
25	36	37	1	1	2	1	1			
29	41	42	1	1	2	1	1			
33	46	47	1	1	3	1	1			
37	51	52	1	1	3	1	1			
41	56	57	1	1	3	1	1			
45	61	62	1	1	3	1	1			
49	66	67	1	1	4	1	1			
53	71	72	1	1	4	1	1			
57	76	77	1	1	4	1	1			
61	81	82	1	1	4	2	2			
65	86	87	1	1	5	2	2			
69	91	92	1	1	5	2	2			
73	96	97	1	1	5	2	2			
77	101	102	1	1	5	2	2			
81	106	107	1	1	6	2	2			
85	111	112	1	1	6	2	2			



```
!D      138      3      1      0.2      200.0
*ACON          REGISTRO REPORTADO DE SCT-85
!          Col 15= Máximo número de pasos, si excede sale.
!          Col 20 = Paso del tiempo (1=cte. y 2=variable)
!          5.9615000      2      0.02
! Col 1= direc. de la acelerac.
!      SCTR      1.      1.
*REST          RESTAURAR AL ESTADO ESTADICO
*STOE
```



4. ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2D, DEL MARCO CON DISIPADORES:

START MARCO DE 27 NIV. CON ACELEROGRAMA

140	1	27	27	3	0	
1	2	0.	0.			
2	3	800.	0.			
3	4	1600.	0.			
4	5	400.	0.			
5	6	800.	0.			
146	7	0.	8100.			
147	8	800.	8100.			
138	9	1600.	8100.			
139	10	400.	8100.			
140	11	800.	8100.			
1	12	26	5	300.		
2	13	26	5	300.		
3	138	26	5	300.		
4	139	26	5	300.		
5	140	26	5	300.		
1	1	1	1	5	1	
1	5	136	137	138	139	140
1	5	131	132	133	134	135
1	5	126	127	128	129	130
1	5	121	122	123	124	125
1	5	116	117	118	119	120
1	5	111	112	113	114	115
1	5	106	107	108	109	110
1	5	101	102	103	104	105
1	5	96	97	98	99	100
1	5	91	92	93	94	95
1	5	86	87	88	89	90
1	5	81	82	83	84	85
1	5	76	77	78	79	80
1	5	71	72	73	74	75
1	5	66	67	68	69	70
1	5	61	62	63	64	65
1	5	56	57	58	59	60
1	5	51	52	53	54	55
1	5	46	47	48	49	50
1	5	41	42	43	44	45
1	5	36	37	38	39	40
1	5	31	32	33	34	35
1	5	26	27	28	29	30
1	5	21	22	23	24	25
1	5	16	17	18	19	20
1	5	11	12	13	14	15
1	5	6	7	8	9	10
138		267.20				
133		313.28				
128		313.28				
123		317.06				
118		317.06				
113		317.06				
108		317.06				
103		321.33				
98		321.33				
93		321.33				
88		321.33				
83		326.13				
78		326.13				
73		326.13				
68		326.13				
63		331.41				
58		331.41				
53		331.41				
48		331.41				
43		337.21				
38		347.21				

891.8



13	343.51							
18	343.51							
13	343.51							
8	352.63							
1	15120.94	0.02	632.10	1.00				
6	0.0	-16.0	0.0	131	5			
10	0.0	-16.0	0.0	135	5			
7	0.0	-32.0	0.0	132	5			
8	0.0	-32.0	0.0	133	5			
9	0.0	-32.0	0.0	134	5			
136	0.0	-13.12	0.0					
140	0.0	-13.12	0.0					
137	0.0	-26.24	0.0	139	1			
6	0.0	-12.168	0.0	25	1			
16	0.0	-10.368	0.0	45	1			
46	0.0	-8.712	0.0	65	1			
66	0.0	-7.200	0.0	85	1			
86	0.0	-5.832	0.0	105	1			
106	0.0	-4.608	0.0	125	1			
126	0.0	-3.528	0.0	140	1			

A5325 1989

12096	0	0						
	0.1893	0.01						
50	0	0	0	27	0	2	1	
10	5	15	10	20	15	25	20	25
35	30	40	35	45	40	50	45	55
60	55	65	60	70	65	75	70	80
85	80	90	85	95	90	100	95	105
110	105	115	110	120	115	125	120	130
135	130	140	135					
1	54	5						
1	2100.	0.134	41.21	0.901	-0.901	0		
2	2100.	0.134	206.04	0.901	-0.901	0		
3	2100.	0.134	228.94	0.901	-0.901	0		
4	2100.	0.134	228.94	0.901	-0.901	0		
5	2100.	0.134	228.94	0.901	-0.901	0		
1	1	7	0	5				
2	7	13	0	5				
3	13	19	0	5				
4	19	25	0	4				
5	25	29	0	4				
6	29	33	0	4				
7	33	37	0	4				
8	37	41	0	4				
9	41	47	0	4				
10	47	53	0	3				
11	53	59	0	3				
12	59	65	0	3				
13	65	69	0	3				
14	69	73	0	3				
15	73	77	0	3				
16	77	81	0	2				
17	81	87	0	2				
18	87	93	0	2				
19	93	99	0	2				
20	99	105	0	2				
21	105	109	0	2				
22	109	113	0	2				
23	113	117	0	1				
24	117	121	0	1				
25	121	127	0	1				
26	127	133	0	1				
27	133	139	0	1				
28	139	145	0	5				
29	145	151	0	5				
30	151	157	0	5				
31	157	163	0	4				



1	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
2	3259320000		2712960	1130400	4. 4. 2.	0.03	0.03
3	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
3	2298480000		2279640	949850	4. 4. 2.	0.03	0.03
3	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
4	1569372000		1884000	785000	4. 4. 2.	0.03	0.03
4	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
5	1030548000		1526040	635850	4. 4. 2.	0.03	0.03
5	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
6	642444000		1205760	502400	4. 4. 2.	0.03	0.03
6	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
7	376800000		923160	384650	4. 4. 2.	0.03	0.03
7	0	0	0.1	0.1	0.4	0.4	1
1	0.	0.	0.	-90.			
1	3 987.90E2	-987.90E2	5745.88	-1723.68	1.40 0.31 1.40 0.31		
2	3 679.20E2	-679.20E2	4694.42	-1267.22	1.49 0.32 1.49 0.32		
3	3 458.85E2	-458.85E2	3813.54	-933.74	1.58 0.37 1.58 0.37		
4	3 272.58E2	-272.58E2	2976.23	-596.23	1.80 0.39 1.80 0.39		
5	3 142.63E2	-142.63E2	2268.50	-340.70	2.22 0.41 2.22 0.41		
6	3 106.37E2	-106.37E2	1812.50	-289.30	2.12 0.40 2.12 0.40		
7	3 69.74E2	-69.74E2	1383.17	-216.97	2.18 0.40 2.18 0.40		
1	1 6	1 1	1 1	1 1	1 0		
21	21 26	1 2	1 2	2 2	1 0		
41	41 46	1 3	1 3	3 3	1 0		
61	61 66	1 4	1 4	4 4	1 0		
81	81 86	1 5	1 5	5 5	1 0		
101	101 106	1 6	1 6	6 6	1 0		
121	121 126	1 7	1 7	7 7	1 0		
135	135 140	0 7	1 7	7 7	1 0		

STOP

AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

"Por guiar cada momento de mi vida por el camino del bien estar, habiendo obstáculos que vencer, momentos que superar y oportunidad que aprovechar, con la confianza siempre a mi lado estar."

Agradezco profundamente el apoyo recibido en sus respectivos momentos a las siguientes instituciones:

- **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, Campus "Acatlán".**

Por brindarme la oportunidad de formarme en sus aulas, por sus profesores, instalaciones y amigos.

- **INTITUTO DE INGENIERÍA, U.N.A.M.**

Por permitirme utilizar sus instalaciones y equipo, base fundamental para el desarrollo de esta tesis y tener la oportunidad de trabajar en éste lugar, que a través del tiempo ha logrado ser el semillero de grandes investigadores.

- **PENTATLÓN DEPORTIVO MILITARIZADO UNIVERSITARIO, Internado Sección "A".**

Por haberme abierto sus puertas para formar parte de sus filas como Interno durante la mayor parte de mi carrera, siendo este lugar mi segunda casa, en donde mi vida tomara una nueva perspectiva de formación y maduración. Interactuar con un grupo de jóvenes con culturas e ideas distintas, pero cuyo único fin es superarse con las limitaciones que cada uno tiene, es un grupo que lo hace diferente a muchos.

- **FUNDACIÓN LORENA ALEJANDRA GALLARDO (FLAG).**

Por el apoyo recibido económicamente, pero sobre todo, por la oportunidad de conocer a gente capaz y dispuesta a trabajar para lograr sus objetivos en la vida. Otro enfoque de ver la vida y enfrentar los problemas, con el conocimiento y la razón de ser, con las armas de la inteligencia y del saber.



- **INTITUTO DE COLABORACIÓN UNIVERSITARIA A.C.**

Por darme la confianza para permanecer en sus instalaciones, seguro de encontrar un hogar.

Así mismo, expreso mi más sincero agradecimiento a las siguientes personas:

- **Dra. Sonia E. Ruiz Gómez.**

Por esa labor fructífera en la formación del grupo de becarios y darme la oportunidad de ser uno de ellos, además de darnos siempre la confianza para salir adelante.

- **M.I. Francisco L. Silva González.**

Por sus valiosos comentarios como director de esta tesis, estando siempre disponible para tratar cualquier duda relacionada con la misma, además de brindarme su apoyo cuando lo requeri.

- **A los del cubículo 213, del Instituto de Ingeniería.**

Por las largas horas de trabajo juntos, siempre tratando de buscarle solución a los problemas.

Este lugar ha sido y será para muchos el área de aprendizaje en nuestro inicio como profesionales, en donde las horas de trabajo fueron clave para la finalización de muchas tesis.

- **Ing. Agustín Valera Negrete.**

Además de ser un gran profesor, un gran amigo, con el cual siempre intercambios y discutimos puntos de vista.

- **L.A.E. Rubén Taba Mora.**

Nuestra amistad inicio por algo muy simple, conocernos en el día y lugar menos planeado, sabremos que siempre tendremos una mano amiga en quien confiar.

Esta tesis se realizó con el apoyo del proyecto DGAPA-UNAM IN107695.

*"Discutirás lo que sabes, nunca lo que ignores.
Ser obcecado, necio o testarudo, cuando sabes
que estás equivocado, es vergonzoso. Te mostrarás
agradecido con aquél que te saque del error.
Pero cuando estés seguro de tener la razón,
defiéndela con vigor y valentía y no te dejes
vencer ni por amenazas ni por halagos."*