

158



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO** Z E J

FACULTAD DE INGENIERIA

Estudio Comparativo Sobre la
Reestructuración Sísmica de un
Edificio de Acero Utilizando
Macromarcos o Dispositivos
Disipadores ADAS

T E S I S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a

ALEJANDRO VERGARA RODRIGUEZ

MI AJA



FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

MARZO DE 1995



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-146/94

Señor
ALEJANDRO VERGARA RODRIGUEZ-MIAJA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor
DR. ARTURO TENA COLUNGA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como
tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ESTUDIO COMPARATIVO SOBRE LA REESTRUCTURACION SISMICA DE UN EDIFICIO DE
ACERO UTILIZANDO MACROMARCOS O DISPOSITIVOS DISIPADORES ADAS"

- I. INTRODUCCION
- II. SISTEMAS DE REESTRUCTURACION COMUNNENTE UTILIZADOS EN MEXICO
- III. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA EN SUS CONDICIONES ORIGINALES
- IV. DESCRIPCION DEL PROYECTO DE REESTRUCTURACION A BASE DE MACROMARCOS
- V. DISEÑO Y DESCRIPCION DE LA REESTRUCTURACION PROPUESTA A BASE DE DISPOSITIVOS ADAS
- VI. ANALISIS PLASTICO COMPARATIVO
- VII. ANALISIS AL LIMITE COMPARATIVO
- VIII. ANALISIS NO LINEAL COMPARATIVO CON SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD
- IX. ANALISIS NO LINEAL COMPARATIVO CON MODELOS BIDIMENSIONALES EQUIVALENTES
- X. ANALISIS DE COSTOS INICIALES DE REPARACION
- XI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar
en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social
durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universidad, a 23 de noviembre de 1994.
EL DIRECTOR

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS
JMCS/RCR*nlh

A MAMÁ, PAPÁ y EDUARDO-JOSÉ.

A MÓNICA.

A Ita, Elsa, Pepe, Ricardo y Bertha Cristina.

A la memoria de Lelo, Lela y Billy.

A Abis y Tiro.

A Tío FER, Rocío del MAR, MARISOL y Rocío.

A Coqui, Cleo y Tristán.

Al RECUERDO de MUÑECA, Toy y Rolly.

Al Dr. Ricardo Winckelmann.

A mis Amigos.

Al Dr. ARTURO TENA - COLUNGA POR
LA INESTIMABLE AYUDA QUE ME
PRESTÓ AL DIRIGIR ESTA TESIS.

Al CIS y al Ing. Luis VIEITEZ POR
LAS FACILIDADES QUE ME BRINDA-
RON PARA EL DESARROLLO Y
REDACCIÓN DE ESTA TESIS.

Al Colegio Madrid.

**A la FACULTAD DE INGENIERÍA y a MIS
MAESTROS.**

INDICE

Introducción		1
	Análisis clásticos tridimensionales	3
	Análisis al límite	3
	Análisis dinámicos no lineales con sistemas equivalentes de un grado de libertad	4
	Análisis dinámicos no lineales con modelos bidimensionales	4
	Accelerogramas seleccionados	5
	Análisis económico	5
1.	Sistemas de Reestructuración Comúnmente Utilizados en México	9
	1.1. Refuerzo local de elementos	10
	1.1.1. Inyección de grietas	10
	1.1.2. Substitución de material	11
	1.2. Incremento de la capacidad lateral del edificio	11
	1.2.1. Encamisado de traves y columnas	12
	1.2.2. Incremento en la sección de muros y losas	14
	1.2.3. Post-tensado de traves y losas	14
	1.2.4. Muros de concreto	14
	1.2.5. Contraventeos de acero	15
	1.2.6. Contraventeos con cables de presfuerzo	17
	1.2.7. Macromarcos de acero o concreto	18
	1.2.8. Muros diafragma de concreto o mampostería	18
	1.3. Técnicas especiales	19
	1.3.1. Remoción de pisos superiores	19
	1.3.2. Modificación de la cimentación	19
	1.3.3. Dispositivos disipadores de energía	20
	1.3.3.1. Recomendaciones para el uso de dispositivos disipadores de energía	21
	1.3.3.2. Dispositivos viscosos y viscoelásticos	23
	1.3.3.3. Dispositivos de fricción	25
	1.3.3.4. Dispositivos de fluencia metálica (solera y ADAS)	26
2.	Descripción de la Estructura en sus condiciones Originales	35

3.	Descripción del Proyecto de Reestructuración a Base de Macromarcos	43
4.	Diseño y Descripción de la Reestructuración Propuesta a Base de Dispositivos ADAS	55
5.	Análisis Elástico Comparativo	66
5.1.	Análisis elástico de las estructuras original y con apéndice	67
5.2.	Análisis elástico de las estructuras con macromarcos contraventeados y con dispositivos ADAS	70
6.	Análisis al Límite Comparativo	82
6.1.	Análisis al límite de las estructuras original y con apéndice	82
6.2.	Análisis al límite de las estructuras reforzadas con macromarcos contraventeados y con dispositivos ADAS	85
7.	Análisis No Lineal Comparativo con Sistemas Equivalentes de Un Grado de Libertad	97
8.	Análisis No Lineal Comparativo con Modelos Bidimensionales Equivalentes	107
8.1.	Análisis inelástico de las estructuras original y con apéndice	109
8.2.	Análisis inelástico de las estructuras con macromarcos contraventeados y con dispositivos ADAS	111
9.	Análisis de Costos Iniciales de Reparación	145
10.	Conclusiones y Recomendaciones	147
	Referencias	149

Introducción

El jueves 19 de septiembre de 1985, por la mañana, la Ciudad de México fue sacudida por un fuerte sismo que tuvo su origen frente a las costas de Michoacán. La magnitud del temblor fue de 8.1 en escala de Richter, teniendo varias réplicas, siendo la más importante la del 20 de septiembre por la tarde, con magnitud de 7.5.

Este sismo ha sido uno de los más destructores en la historia de la Ciudad de México debido a su intensidad, su duración (aproximadamente un minuto) y a que en una buena parte de la zona de terreno blando de la ciudad, el movimiento del terreno adquirió un carácter prácticamente armónico con un período dominante de dos segundos, haciendo entrar en resonancia a muchos edificios cuyo período natural de vibrar era cercano a ese valor (edificios principalmente entre nueve y doce niveles), produciéndoles daños severos, e incluso, el colapso.

Para la reparación de los edificios dañados que no requiriesen ser demolidos, se emplearon diversas técnicas, incluyendo el encamisado de elementos estructurales, la inyección de grietas con resinas epóxicas, o la adición de muros de rigidez o de contraventeos. Fue necesario estudiar cada caso de manera independiente, analizando las diversas alternativas y considerando sus particularidades. Así surgió la necesidad de emprender investigaciones con objeto de verificar cuales son las técnicas que brindan los mejores resultados y estudiar nuevas técnicas de reparación y construcción de estructuras sismo-resistentes. Es éste último el propósito del presente trabajo.

El inmueble que se estudiará (figuras 1 a 3) es un viejo edificio de acero cuya estructura original constaba de nueve niveles, fue construido en los años cuarenta, y se localiza en Avenida Juárez No. 92, muy próximo a la Alameda Central. En sus orígenes, el edificio albergaba las oficinas de Petróleos Mexicanos, pasando más tarde a pertenecer al Departamento de la Contraloría del Distrito Federal.

Al edificio se le agregaron posteriormente tres niveles, por lo tanto, durante sismo del 19 de septiembre de 1985 contaba con doce niveles. La estructura ha sido recientemente rehabilitada por medio de la reducción de esos tres niveles y la adición de macromarcos contraventados de perfiles estructurales (figuras 1 a 3). La información relevante de este edificio fue difícil de conseguir. La única información referente a la estructura original con que se cuenta son pruebas de radiografía que se hicieron en algunas columnas, vigas y conexiones, con el fin de identificar las secciones existentes (De Buen, 1993). Se cuenta además con los planos del proyecto de reestructuración. La estructura es interesante de estudiar tanto por su ubicación como por el haberse diseñado en una época en la cual los reglamentos de construcción tenían requisitos muy limitados para el diseño sísmico (RCDF-42, 1942). Se pretende determinar el posible beneficio que los dispositivos disipadores de energía tipo ADAS pudieran ofrecer a estructuras de estas características, como una propuesta de refuerzo alterna a la que se seleccionó para rehabilitar al inmueble.

Para determinar la efectividad del uso de los dispositivos disipadores de energía y la reestructuración en base a macromarcos para el refuerzo sísmo-resistente de la estructura bajo estudio, fue necesario realizar distintos análisis que permitieran comparar la respuesta estructural ante sismos del edificio en sus

condiciones originales, con la que se obtendría si éste fuera rehabilitado con dichos sistemas. Estos análisis se describen a continuación.

Análisis elásticos tridimensionales

Este tipo de análisis se llevaron a cabo tanto en la estructura original como en los proyectos de refuerzo con elementos disipadores de energía y el proyecto de refuerzo en base a macromarcos, actualmente construido. Consistió principalmente en idealizar a cada edificio por modelos tridimensionales con el programa de análisis estructural ETABS (Habibullah, 1991). Se consideraron efectos de interacción suelo-estructura conforme al reglamento de construcciones vigente para el Distrito Federal.

Se realizaron análisis modales que fueron de gran utilidad para determinar los modos y períodos dominantes de vibración y el acoplamiento por torsión de cada modelo, que permitieran, por medio de su comparación, evaluar las ventajas que, dinámicamente, proporcionaban los distintos sistemas de refuerzo a la estructura. Asimismo, a partir de esta información, se pudieron definir modelos equivalentes de las estructuras original, con apéndice y reforzadas, para los análisis dinámicos no lineales.

Análisis al límite

Los análisis al límite son de gran utilidad para definir el mecanismo de falla crítico ante carga lateral para cada estructura en sus direcciones principales, así como para comparar sus capacidades con las normas de diseño sísmico en vigor y al tiempo de su construcción. De igual manera, permiten definir de una manera

más realista la capacidad última a considerar en los sistemas equivalentes de un grado de libertad, que se utilizaron en análisis no lineales simplificados.

Se determinó la capacidad nominal sismoresistente de las estructuras original, con apéndice y reparadas, en sus direcciones principales, por medio de estos análisis. Se tomaron en cuenta los efectos de esbeltez en columnas y diagonales, y de pandeo lateral en vigas, así como los criterios de secciones compactas. Se estudiaron distintos mecanismos de falla que se presumían más desfavorables en ambas direcciones para cada edificio, según sus características de estructuración.

Análisis dinámicos no lineales con sistemas equivalentes de un grado de libertad

Se definieron sistemas equivalentes de un grado de libertad que permitieron evaluar de una manera global, aproximada y rápida la respuesta dinámica no lineal de las estructuras bajo estudio en sus direcciones principales. De estos análisis se obtuvieron como resultados las demandas globales de ductilidad, incluyendo las curvas histeréticas globales, correspondientes al comportamiento de la estructura para acelerogramas sintéticos para un sismo de características similares al del 19 de septiembre de 1985.

Análisis dinámicos no lineales con modelos bidimensionales

Se realizaron modelos bidimensionales de las estructuras en estudio (original y rehabilitada) para realizar análisis no lineales paso a paso con el programa Drain-2DX (Prakash et al., 1992). Se seleccionó el marco que se consideró más representativo de la respuesta de la estructura en una dirección dada para realizar este tipo de análisis.

Con estos modelos se pueden determinar demandas de ductilidad locales y globales, características de disipación de energía, esfuerzos y deformaciones máximas (y en el dominio del tiempo), y formaciones de articulaciones plásticas o mecanismos en el dominio del tiempo, que permitirán evaluar la efectividad de los dispositivos disipadores de energía y de los contraventeos de acero estructural al comparar el comportamiento dinámico no lineal de las estructuras bajo estudio.

Acelerogramas seleccionados

Dada la cercanía del edificio en estudio con una estación de registro sísmico localizada en la Alameda Central, instalada en 1988, se generaron acelerogramas sintéticos de sitio para esa estación correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985, utilizando un algoritmo que se basa en la interpolación de las funciones de transferencia de las estaciones de la red acelerométrica del Valle de México (Ordaz et al, 1992). Estos acelerogramas se utilizaron en los análisis dinámicos no lineales de modelos de un grado de libertad y modelos bidimensionales realizados.

Análisis económico

En el presente proyecto, se determinaron los costos iniciales de implementar las reestructuraciones planteadas para el edificio.



Figura 1. Fachadas Avenida Juarez y Humboldt



Figura 2. Fachada Iturbide



Figura 3. Fachada posterior

1. Sistemas de Reestructuración Comúnmente Utilizados en México

Después del sismo de 1985, fue necesario reparar una gran cantidad de estructuras. Las técnicas utilizadas para la rehabilitación de las estructuras dañadas pretendían aumentar tanto la capacidad lateral de la estructura como su rigidez, así como evitar daños severos y prevenir el colapso bajo los movimientos de frecuencias altas y duraciones largas que son característicos de gran parte de los suelos del área metropolitana.

Existen múltiples factores a considerar para cada una de las diferentes técnicas de reestructuración, y aunque generalmente los costos de reparación excedían los costos de reemplazo, en ocasiones factores psicológicos, estéticos, o de regulaciones que reducirían el valor comercial de la estructura, dominaban los proyectos (Jirsa, 1994). En otros casos, en que una estructura requeriría de un refuerzo costoso basado en la deficiente respuesta de edificios similares, los edificios no se rehabilitaron si una revisión apegada a las normas justificaba tal acción.

El sismo de 1985 resultó en el colapso de más de 200 edificios y el deterioro de otros miles (Jirsa, 1994). Las estructuras más afectadas eran de marcos de concreto reforzado, y estructuras con sistemas de piso de losas aligeradas. Los edificios de esquina resultaron más dañados. En general, eran estructuras flexibles que pretendían soportar un sismo mediante la disipación de energía en puntos de momento máximo. Sin embargo, el detallado no era suficiente para permitir grandes deformaciones (baja ductilidad) y, en muchos casos, ocurrían fallas por cortante o de anclaje antes de que se formasen las articulaciones plásticas.

Las técnicas de reestructuración (Jirsa, 1994) consistían generalmente en modificaciones a los elementos de los marcos, principalmente columnas, para incrementar su capacidad a cortante, mejorar anclajes, y rigidizar la estructura para que su período natural de vibrar bajase. Cuando era posible, se evitaban cambios a la cimentación, ya que, dadas las difíciles condiciones del subsuelo de la Ciudad de México, las modificaciones a la cimentación incrementaba mucho los costos. Si la estructura se apoyaba sobre pilotes, era posible hincar pilotes adicionales bajo el edificio ya que el subsuelo era en ocasiones tan suave, que resultaba sencillo hincar pilotes en pequeños tramos desde los sótanos.

Los métodos utilizados pueden agruparse genéricamente en refuerzo local de elementos o incremento de la capacidad lateral del edificio, dependiendo del nivel de reestructuración que se requiera (Breña, 1991).

1.1. Refuerzo local de elementos

En el refuerzo local de elementos, el objetivo principal es el restaurar o incrementar la resistencia de elementos dañados, sin cambiar la forma en que la estructura resiste las cargas. Los métodos más utilizados de este tipo son la inyección de grietas y la sustitución de material.

1.1.1. Inyección de grietas

La inyección de grietas es viable cuando los elementos dañados no presentan una degradación significativa en la matriz del concreto. El uso de este método es efectivo para restaurar la resistencia original del elemento dañado, sin embargo, en cuanto a la rigidez, se alcanzan valores de tan solo 70 a 80% del original (Breña, 1991). Grietas con anchos de hasta 0.5 mm pueden inyectarse

mediante resinas y es recomendable el uso de polvo de cuarzo o arena para grietas más anchas.

1.1.2. Substitución de material

Este método se utiliza cuando una simple inyección de grietas no garantiza una reparación adecuada (Brefia, 1991). Se remueve el material dañado y se substituye por un material que tenga propiedades compatibles con el material original. La preparación de la superficie es primordial para poder garantizar una acción monolítica. Es común el escarificar y limpiar la superficie y añadir una lechada de cemento-arena o resina para incrementar la adherencia con el material nuevo. El uso de aditivos estabilizadores de volumen son recomendables para evitar la pérdida de adherencia por contracción. En el caso de que el acero de refuerzo esté dañado, se debe colocar un nuevo refuerzo traslapándolo o soldándolo con el acero original que se encuentre en buen estado. La cantidad de material a substituir depende de la magnitud y extensión de los daños en el elemento.

1.2. Incremento de la capacidad lateral del edificio

Las técnicas orientadas a incrementar la capacidad lateral de un edificio generalmente modifican la manera en que éste transmite las fuerzas laterales hasta la cimentación. Puede obtenerse un incremento en la resistencia y ductilidad de la estructura dependiendo del objetivo de la rehabilitación. Debe tenerse especial cuidado en que no se creen concentraciones excesivas de esfuerzos en la estructura existente debido al cambio en la transmisión de fuerzas (Brefia, 1991).

El incremento en la capacidad lateral puede obtenerse aumentando la resistencia y ductilidad de los elementos existentes, o bien, mediante la adición de nuevos elementos resistentes a fuerzas laterales.

Los sistemas de reestructuración basados en la adición de nuevos elementos resistentes a fuerzas laterales requieren de un análisis más detallado de las condiciones de la estructura antes y después del refuerzo. Con estos métodos se modifica la transmisión de cargas laterales en la estructura, lo cual provoca una nueva distribución de esfuerzos que debe evaluarse cuidadosamente para evitar daños por concentración de esfuerzos en los elementos estructurales existentes.

El diseño de los elementos resistentes debe considerar las características de deformación de la estructura; éstos deben ser capaces de deformarse sin fallar bajo la aplicación de cargas laterales para que el esquema de rigidización sea efectivo (Brefia, 1991). Las conexiones entre la estructura y los diafragmas de piso con los nuevos sistemas deben diseñarse detalladamente para que exista una adecuada transmisión de fuerzas laterales. Deben también considerarse las fuerzas que los nuevos elementos transmiten a la cimentación, para determinar la necesidad de rigidizar la misma.

Las técnicas más empleadas para reforzar los elementos existentes son el encamisado de traveses y columnas, el incremento en la sección de muros y losas, y el post-tensado de traveses y losas. En cuanto a los sistemas estructurales adicionales, los más comunes son la adición de muros de concreto, contraventeos de acero, contraventeos con cables de presfuerzo, macromarcos de acero o concreto reforzado, y muros diafragma de concreto o mampostería.

1.2.1. Encamisado de traveses y columnas

Mediante el encamisado con concreto o acero estructural de elementos existentes, puede obtenerse un incremento en la capacidad axial y a cortante de los mismos, además de un incremento en ductilidad debido al confinamiento proporcionado por las camisas (Brefia, 1991). Este procedimiento consiste en

recubrir los elementos con concreto reforzado o placas de acero estructural, con el fin de reforzarlos.

En el encamisado con concreto reforzado, debe darse continuidad al refuerzo longitudinal para lograr un incremento también en la capacidad a flexión de los elementos. En columnas, el refuerzo longitudinal debe colocarse en las esquinas para evitar interferencias con las trabes que llegan al nudo. En trabes, puede lograrse que el refuerzo alcance su esfuerzo de fluencia si se ancla adecuadamente en el núcleo de las columnas. Otra técnica que se ha utilizado es el pasar el refuerzo longitudinal alrededor de las columnas.

El uso de camisas de acero estructural persigue los mismos objetivos que el encamisado de concreto, pero dada la dificultad de darle continuidad al encamisado de piso a piso, se obtienen resultados limitados, generalmente no lográndose aumentar la capacidad a flexión (Breña, 1991). Es importante garantizar un contacto efectivo entre los elementos estructurales y las camisas metálicas, para este fin se rellenan las holguras con concreto o resinas epóxicas.

En investigaciones experimentales (Alcocer y Martínez, 1989), se observó que el encamisado de columnas cambiaba el concepto estructural del sistema con columna débil-viga fuerte al sistema con columna fuerte-viga débil. Con respecto a las características originales de los modelos, se obtuvieron, en promedio, incrementos del 200% en resistencia y 125% en rigidez para columnas previamente dañadas, y del 320% en resistencia y del 290% al 340% en rigidez dependiendo de la disposición del acero de refuerzo del encamisado. En cuanto a disipación de energía, se observaron disipaciones de más de tres veces que las del modelo original.

1.2.2. Incremento en la sección de muros y losas

Este procedimiento consiste en la adición de material para incrementar el espesor de elementos dañados o con capacidad lateral insuficiente. La adición de una capa de concreto reforzado en una o ambas caras de muros de concreto incrementan su capacidad a cortante. Si se pretende incrementar su capacidad a flexión, el nuevo material debe conectarse en los extremos del muro. En el caso de losas, la capa de concreto puede colocarse en la parte superior incrementando así la capacidad a cortante de la losa. Es necesario garantizar un comportamiento monolítico entre el material nuevo y el original, por lo que la preparación de la superficie de concreto existente es crítica (Breña, 1991).

1.2.3. Post-tensado de trabes y losas

Este procedimiento puede usarse para restaurar elementos con capacidad suficiente o agrietamiento excesivo. Las reacciones que se crean en los elementos de anclaje deben ser evaluadas para evitar daños en el elemento existente. Por otro lado, la posición de los cables de post-tensado debe analizarse para evitar excentricidades y momentos secundarios en el elemento. El efecto de flujo plástico debe considerarse para determinar la pérdida de presfuerzo con el tiempo (Breña, 1991).

1.2.4. Muros de concreto

La adición de muros perimetrales de concreto es una técnica muy efectiva dado que no afectan al funcionamiento del interior del edificio. La conexión con las losas debe hacerse mediante elementos capaces de transmitir las fuerzas a los elementos perimetrales. El refuerzo longitudinal y transversal de los muros debe ser continuo en toda la altura del edificio. En el caso en el que sea necesario

colocar los muros en el interior del edificio, el refuerzo longitudinal debe conducirse a través de perforaciones realizadas en la losa, las cuales deben reforzarse mediante barras diagonales. Las perforaciones facilitan el colado en la superficie de contacto entre muro y losa, pero es recomendable el uso de aditivos estabilizadores de volumen para garantizar una buena adherencia.

Investigaciones experimentales (Ramírez y De la Colina, 1989) han confirmado como la resistencia y rigidez de un marco aumentan de manera considerable, incluso hasta más de diez veces, debido a la adición de muros. Sin embargo, el procedimiento constructivo que implica enganchar las varillas del muro nuevo a las varillas del marco original no permite alcanzar la resistencia que se esperaría en un marco monolítico, por lo cual este procedimiento es recomendable sólo en los casos donde se busque incrementar la rigidez lateral del marco, sin que sea crítica la resistencia. En caso contrario, se deberá buscar una unión que garantice una mayor integridad entre el muro y el marco, como por ejemplo, conectores de cortante anclados con resina epóxica.

1.2.5. Contraventeos de acero

Se suelen utilizar contraventeos metálicos en vez de muros de concreto en los casos en que se tengan problemas de iluminación y espacio. Se han obtenido muy buenos resultados con el uso de elementos diagonales de acero en la reparación y rigidización de edificios de concreto (Brefa, 1991). Además, este tipo de sistemas tiene la ventaja de no incrementar de manera considerable el peso de la estructura original. La configuración y el número de elementos de acero depende de las solicitaciones a que esté expuesta la estructura. La localización en planta de las armaduras debe analizarse cuidadosamente para evitar problemas de torsión.

El principal problema que debe analizarse con el uso de esta técnica es el que se presenta en la conexión de los marcos metálicos a la estructura original, lo cual se complica especialmente si ésta es de concreto. En este caso, las diagonales metálicas podrían soldarse a encamisados metálicos en las columnas, lo que presenta la ventaja de que la componente vertical que se genera en las diagonales puede transmitirse a la cimentación a través de las columnas encamisadas. Otra alternativa que podría utilizarse es el soldar las trabes metálicas a placas que transmiten la fuerza lateral entre la estructura y los marcos por medio de anclas. Estas placas se ubican en el nivel de piso y colocarse en la cara exterior de los elementos estructurales perimetrales.

Resultados de investigaciones experimentales realizadas por Badoux y otros investigadores (1987) indican que para obtener un comportamiento dúctil adecuado de la estructura, debe evitarse el pandeo inelástico de los elementos diagonales (Breña, 1991). Para ello, es recomendable utilizar relaciones de esbeltez bajas para forzar a que los elementos fluyan a compresión en lugar de que ocurra pandeo. Por otro lado, el pandeo inelástico limita la capacidad de disipación de energía del sistema de contraventeo.

Es importante tomar en cuenta las características de deformación de la estructura original y de los elementos del contraventeo de tal forma que la capacidad de ambos sistemas se alcance simultáneamente y se proporcione una adecuada distribución de resistencias. El sistema de contraventeo debe diseñarse para que trabaje en su rango elástico evitando la posibilidad de pandeo y controlando los desplazamientos laterales que pueda sufrir la estructura durante un sismo.

1.2.6. Contraventeos con cables de presfuerzo

La rigidización mediante cables de presfuerzo se ha utilizado para eliminar los problemas asociados con el pandeo inelástico de los elementos. El uso de estos cables presenta diversas ventajas sobre otras técnicas, ya que permite aprovechar la capacidad sísmica de la estructura original incrementando en más del doble su resistencia, prácticamente sin reforzar sus elementos estructurales. Esto se debe a que la transmisión de las cargas, que normalmente se realiza mediante el trabajo de vigas y columnas a flexión, con la adición de cables se lleva a cabo mediante el trabajo axial de todos los elementos estructurales, que en edificios de mediana altura es más eficiente. Con el uso de los cables, es de esperarse además un incremento en la rigidez lateral y un aumento en el rango de comportamiento elástico de la estructura. Estos sistemas se pandean elásticamente bajo la acción de cargas reversibles debido a que sólo resisten fuerzas de tensión, y debe considerarse que la estructura reforzada no es capaz de disipar energía mediante deformación inelástica, por lo que si la estructura entrase en resonancia con el movimiento del suelo sería catastrófico. Deben considerarse también las fuerzas axiales que se generan en las columnas debido a los cables, siendo en ocasiones necesario reforzarlas localmente. También presenta la ventaja de que su construcción se limita, en la mayoría de los casos, a la construcción de las conexiones, lo que abate en gran medida los tiempos de ejecución y además reduce al mínimo la interferencia con el funcionamiento de la estructura. Este esquema de rigidización se ha empleado efectivamente en estructuras de baja a mediana altura, principalmente escuelas (Paniagua et al., 1989 y Breña, 1991).

1.2.7. Macromarcos de acero o concreto

El uso de macromarcos puede ser una alternativa viable para los casos en que el uso de muros de concreto o contraventeos presenten problemas de resistencia en las columnas o problemas de interferencia e iluminación. La construcción de marcos adicionales generalmente se limita al perímetro de la estructura debido a los problemas de conexión con la estructura original, aunque no siempre. Los marcos, ya sean de concreto o de acero, deben conectarse de manera efectiva siguiendo las recomendaciones de conexión y comportamiento mencionadas en los métodos anteriores (Brefa, 1991).

1.2.8. Muros diafragma de concreto o mampostería

Mediante el uso de muros diafragma de concreto o mampostería se pueden controlar los desplazamientos laterales del edificio. Además, su uso puede incrementar considerablemente la capacidad lateral de los marcos existentes. Por otro lado, deben proporcionarse mecanismos efectivos de transmisión de cortante para evitar que se generen fuerzas cortantes en los elementos existentes, lo cual ocasionaría un modo de falla frágil. Los mecanismos más usuales de transferencia de cortante que se han utilizado son varillas ahogadas en perforaciones rellenas con resina epóxica. El uso de encamisados de concreto en combinación con muros de relleno de concreto facilita el anclaje del refuerzo del muro. De otra forma, el uso de conectores de cortante (varillas) es la solución más adecuada si se siguen los procedimientos usuales de preparación de la superficie de concreto existente (Brefa, 1991).

1.3. Técnicas especiales

El uso de estas técnicas implica un costo mucho más grande que las antes mencionadas, debido a varios factores como son la pérdida de valor comercial, la complicación en la construcción, y el uso extenso de piezas y elementos patentados o de fabricación extranjera.

1.3.1. Remoción de pisos superiores

Cuando se requiera una reducción importante de las fuerzas de inercia y el período fundamental en la estructura, es recomendable la remoción de pisos superiores. Sin embargo, el uso de esta técnica debe determinarse mediante un cuidadoso estudio económico, ya que implica una pérdida en el valor comercial de la estructura debido a la considerable disminución del espacio rentable. Una ventaja del uso de esta técnica es que la disminución de las fuerzas de inercia en la superestructura reduce las demandas en la cimentación debido a la disminución del cortante basal. Esto hace atractiva la combinación de esta alternativa con otro tipo de técnicas que de otro modo inducirían esfuerzos excesivos en la cimentación (Breña, 1991).

1.3.2. Modificación de la cimentación

En los casos en que la debilidad del edificio no fuera la superestructura en sí, sino en la cimentación, o que ésta no pudiese soportar las fuerzas adicionales inducidas por los métodos de reestructuración, es necesario corregir la cimentación (Breña, 1991). En el mejor de los casos, en estructuras apoyadas sobre pilotes, era posible hincar nuevos pilotes en el suelo blando desde el sótano, pero en otras ocasiones se requirió incrementar el área de la cimentación en lugares donde el nivel freático estaba considerablemente cerca de la superficie, como fue el

caso del conjunto habitacional Nonoalco-Tlatelolco (Morales, 1989). En cualquier caso, las dificultades inherentes a la modificación de la cimentación de una estructura, aunadas a las difíciles condiciones del subsuelo, elevan los costos de manera muy importante, haciendo de ésta una alternativa generalmente poco atractiva, aunque en muchos casos totalmente necesaria e inevitable.

1.3.3. Dispositivos disipadores de energía

En las últimas tres décadas han surgido numerosas alternativas para mejorar la respuesta ante sismos y controlar el daño de las estructuras. Estas se pueden dividir en dos grupos: a) Sistemas Pasivos, como lo son los aisladores de base y los dispositivos disipadores de energía, cuyo papel es el de incrementar el amortiguamiento histerético en la estructura y, b) Sistemas Activos, que requieren la participación activa de dispositivos mecánicos cuyas características cambian durante a respuesta de una estructura basada en medidas de movimiento (Hanson, 1993).

En general, los sistemas pasivos son a los que más atención se les ha dado en México, es por ello que nos concentraremos específicamente en éstos.

Los dispositivos disipadores de energía han concentrado a la ingeniería estructural más vanguardista. Aiken et al. (1993) mencionan que la práctica convencional de diseño sísmico permite la reducción de fuerzas de diseño sobre el nivel elástico, bajo la consideración de que la actividad inelástica (conforme al reglamento) le permitirá sobrevivir un sismo severo respondiendo inelásticamente. Normalmente, se espera que las regiones críticas de la estructura, se localicen en las vigas, cerca o junto a los nudos con las columnas, y por ello, estas zonas se detallan de manera especial. El comportamiento inelástico en estas regiones será capaz de disipar una cantidad substancial de energía, pero muchas veces también

resulta en un importante daño al miembro estructural, y aunque las regiones estén bien detalladas, éstas se degradarán con los repetidos ciclos inelásticos. Las distorsiones de entrepiso requeridas para lograr una disipación de energía histerética significativa en estas zonas generalmente son grandes y, normalmente, redundan en daños substanciales a elementos no estructurales.

Como respuesta a las deficiencias de diseño sísmico convencional surgieron, entre otras técnicas, la de agregar a la estructura dispositivos que disipen energía. El objetivo de estos dispositivos es el concentrar el comportamiento histerético en regiones especialmente detalladas y diseñadas de la estructura, evitando el comportamiento inelástico de elementos estructurales primarios que resisten cargas gravitacionales (Aiken et al., 1993).

Se han propuesto diferentes tipos de dispositivos para este fin. Se han desarrollado y estudiado dispositivos basados en la deformación plástica del acero de manera extensa desde hace varios años. Dispositivos de fricción de diversos tipos han sido objeto de muchos programas de investigación, y se han utilizado en varios edificios altos para control de vibraciones producidas por viento. Estos amortiguadores utilizan un polímero altamente disipante con propiedades y comportamientos bien definidos (Aiken et al., 1993).

1.3.3.1. Recomendaciones para el uso de dispositivos disipadores de energía

Cuando las demandas excedan la capacidad de los elementos, una de las opciones que se le presente a los diseñadores para reducir las demandas sísmicas es el incrementar el amortiguamiento en las estructuras a través de dispositivos disipadores de energía. La incorporación de disipadores en el diseño o la reconstrucción de una estructura tiene el propósito de reducir su respuesta ante un sismo.

En general, el incremento de amortiguamiento en una estructura reduce las demandas sísmicas de fuerzas y deformaciones (Scholl, 1993). La magnitud de la reducción varía, dependiendo de la masa, rigidez, y amortiguamiento de la estructura básica; de la amplitud, contenido de frecuencias y duración del movimiento sísmico que se espera resista la estructura; y de la cantidad de amortiguamiento equivalente agregado.

Según Scholl (1993), para poder evaluar la efectividad del uso de disipadores en una estructura, determinar que tanto amortiguamiento suministrar, y decidir cómo distribuir los dispositivos, es conveniente seguir una serie de recomendaciones generales:

1. Los disipadores son ideales para estructuras con marcos flexibles que puedan tolerar distorsiones de entrepiso de aproximadamente 0.01 sin daño significativo. El uso de disipadores en conjunto con muros de concreto puede ser benéfico, pero dado que daños severos ocurran con pequeñas distorsiones de entrepiso, se requeriría medidas adicionales para evitar daños durante un sismo intenso. La misma limitación es aplicable para estructuras con muros de cortante en general, y particularmente para edificios de mediana altura con muros de cortante monolíticos. El amortiguamiento agregado no es benéfico para estructuras con períodos fundamentales para los cuales el movimiento del suelo no provoca amplificación dinámica, como por ejemplo, un período en el rango de 0 a 0.8 segundos en el suelo blando de la Ciudad de México, y el sismo de Septiembre de 1985.
2. Para edificios típicos con amortiguamiento viscoso equivalente de un 5%, el proporcionarles un amortiguamiento adicional del 10% a 20 es efectivo y

económico para reducir su respuesta sísmica. La respuesta no suele disminuir apreciablemente al agregar más de 20% de amortiguamiento. Para estructuras con tan solo 1% o 2% de amortiguamiento viscoso, el proporcionarle un 10% de amortiguamiento adicional reduce la respuesta sísmica de manera significativa.

3. Para la mayoría de las estructuras con respuesta correspondiente al modo fundamental, la distribución de dispositivos disipadores de energía se determina al diseñar las fuerzas en los dispositivos. Si se agrega un 20% de amortiguamiento equivalente, las fuerzas laterales desarrolladas en los dispositivos en estructuras típicas pueden ser bastante significativas y una parte importante de la fuerza lateral total en la estructura.
4. Las capacidades de columnas y cimentación determinan el número de disipadores requeridos y su distribución en un nivel dado. Las fuerzas en los disipadores son de mayor importancia para dispositivos de fricción o fluencia que para dispositivos viscosos, ya que las fuerzas en los primeros están desfasadas 90° con respecto a las fuerzas de los miembros estructurales. Las bases del diseño estructural convencional para regularidad de rigidez en el plano, regularidad de rigidez en elevación, y redundancia, pueden ser utilizadas para establecer la disposición final de los dispositivos disipadores de energía en un edificio.

1.3.3.2. Dispositivos viscosos y viscoelásticos

Los dispositivos viscosos tienen propiedades lineales de amortiguamiento viscoso. Las propiedades de este tipo de dispositivos pueden utilizarse directamente para establecer un amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema estructural usando los valores originales de rigidez. Las fuerzas máximas desarrolladas en

estos dispositivos pueden ser determinadas a partir del coeficiente de amortiguamiento y la velocidad relativa máxima en el dispositivo (Hanson, 1993).

Los dispositivos viscoelásticos proporcionan tanto rigidez adicional como disipación de energía cíclica. Para sistemas con estos dispositivos, la rigidez adicional debe sumarse a la rigidez de la estructura básica para determinar la rigidez total del sistema. Entonces, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema puede definirse. Las fuerzas máximas desarrolladas en estos dispositivos deben calcularse a partir del amortiguamiento efectivo del dispositivo, su rigidez, y su velocidad y desplazamiento máximo relativo (Hanson, 1993).

En la figura 1.1 se presenta un dispositivo viscoelástico y su instalación típica en un marco de acero. El dispositivo comprende dos capas de material viscoelástico, que suele ser un copolímero acrílico como los desarrollados por 3M. El comportamiento del material depende en parte de su módulo de almacenamiento de cortante, y la relación de éstos que resulta en el factor de pérdida de material (Aiken et al, 1993). Estas propiedades dependen de la frecuencia, temperatura, y nivel de cortante por deformación, y la relación general es la misma para todos los materiales. Estas son las bases de las tablas de propiedades desarrolladas por los fabricantes.

Resultados de investigaciones experimentales realizadas por Chang y otros investigadores (1992) muestran que los dispositivos amortiguadores viscoelásticos son muy efectivos para reducir la respuesta sísmica estructural a todos los niveles de movimientos sísmicos, y que su capacidad de disipación de energía disminuye al aumentar la temperatura. Sin embargo, fueron reduciendo de manera efectiva las vibraciones de la estructura en estudio a todas las temperaturas probadas (Aiken et al., 1993). De los estudios, se indujo que las características de estructuras

amortiguadas viscoelásticamente pueden predecirse de manera simple y precisa usando el método de la energía de cortante modal desarrollado por Soong y otros investigadores (1991), y que la respuesta sísmica para todas las temperaturas ambientales y movimientos sísmicos puede predecirse con análisis dinámicos lineales convencionales.

1.3.3.3. Dispositivos de fricción

Entre los sistemas que se han desarrollado para aumentar el amortiguamiento en las estructuras, los dispositivos de fricción han dado buenos resultados. Estos dispositivos se diseñan de tal manera que al colocarse en una estructura, deslicen a una carga óptima predeterminada durante una excitación sísmica severa, antes de que fluya algún miembro de la estructura. El deslizamiento en los dispositivos permite que la estructura disipe la energía sísmica mediante fricción en vez de por deformación inelástica de los elementos estructurales.

El sistema estructural básico y este sistema de disipación de energía actúan en forma paralela y se pueden describir como un sistema dual en la mayoría de las configuraciones estructurales (Hanson, 1993). Este sistema aparentemente se puede diseñar siguiendo técnicas casi tradicionales, pero actualmente se recomienda que el comportamiento del diseño final con el sistema de disipación de energía se verifique por medio de análisis no lineales en el dominio del tiempo, ante las sollicitaciones sísmicas máximas.

Entre los dispositivos de fricción que se han desarrollado se encuentran los que se describen en seguida. En la figura 1.2 se presenta un dispositivo de fricción diseñado por Sumitomo Metal Industries, Ltd. Es un dispositivo cilíndrico con cojinetes de fricción que se deslizan directamente sobre la superficie interior de la

coraza del dispositivo. El dispositivo de fricción Pall (figura 1.3), consiste en un mecanismo especial que contiene cojinetes de frenos ranurados introducidos en la intersección de dos diagonales. Las diagonales están conectadas entre sí por elementos verticales y horizontales que aseguren que cuando la carga aplicada a través de las diagonales sea suficiente para provocar el deslizamiento en la diagonal a tensión, entonces la diagonal a compresión también se deslizará la misma magnitud, pero en sentido opuesto (figura 1.4). La figura 1.5 muestra el llamado dispositivo de fricción-deslizamiento el cual consiste en dos corazas de acero en forma de U, y una pieza deslizante entre las dos corazas, recubierta de material de cojinete de freno, y la fuerza normal a la superficie de fricción la proporcionan tornillos preesforzados.

En varias investigaciones experimentales se han obtenido resultados muy satisfactorios que demuestran que las características de disipación de los dispositivos son muy confiables, y que los dispositivos no se deterioran aún con cargas grandes (Aiken et al, 1993).

1.3.3.4. Dispositivos de fluencia metálica (solera y ADAS)

Estos dispositivos disipan la energía sísmica a través de la deformación plástica del acero. Los dispositivos que principalmente se han estudiado en México han sido los tipos solera y los tipo ADAS.

Los dispositivos tipo solera consisten en soleras de acero suave dobladas en U instaladas en una diagonal (figura 1.6). Estos dispositivos, desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, disipan energía a través de un movimiento de rodamiento similar al de las orugas de un bulldozer. En distintos estudios (Aguirre y Sánchez, 1989 y 1992; González et al., 1993 y Tena y Pérez, 1994) se ha observado que estos dispositivos proporcionan una disipación adecuada con un

comportamiento muy estable y sin siquiera alcanzar la mitad de su desplazamiento máximo teórico.

Los dispositivos ADAS consisten en una serie de placas de acero suave en forma de X, colocadas en paralelo, con elementos de empotramiento en los extremos superior e inferior (figura 1.7). Estas placas se flexionan en doble curvatura al ser sometidas a cargas laterales, como se muestra en la figura 1.8.

Este tipo de dispositivos disipa energía a través de la fluencia por flexión de las placas. La ventaja de la forma en X de las placas, es que al asemejarse al diagrama de momentos en las mismas. Cuando se deforman en doble curvatura, la deformación es uniforme en toda la longitud, y al alcanzarse el régimen plástico, toda la placa alcanzará la fluencia. Las placas rectangulares, en cambio, al deformarse en doble curvatura sólo fluirían en sus extremos. Esta concentración es particularmente indeseable tanto en términos de la energía que se puede absorber por tal tipo de deformación, como su carencia inherente de estabilidad y ciclicidad en el rango inelástico.

Perry et al. (1993) mencionan que los primeros estudios que pretendían demostrar las ventajas de la disipación de energía a través de la fluencia a flexión de placas de acero, fueron realizadas en Nueva Zelanda por Tyler (1978). Trabajos subsecuentes en relación a placas triangulares y placas en forma de X utilizadas para la disipación de energía sísmica en plantas nucleares fueron realizados por Steimer y Godden (1980), y Khalafallah y Lee (1985). Los primeros estudios sobre la efectividad de la fluencia de placas de acero para la disipación de energía sísmica en estructuras flexibles, y para usos de aislamiento de base, fueron presentados por Steimer y Chow (1986). Boardman, et al. (1986) describen lo que

aparentemente es la primera aplicación práctica de placas triangulares de acero como disipadores de energía en una estructura con aislamiento de base.

Bergman y Goel (1987) realizaron ensayos cíclicos para determinar la confiabilidad de los dispositivos ADAS (Perry, et al., 1993). Estos ensayos demostraron que los dispositivos mantienen sus propiedades histeréticas estables, disipando una significativa cantidad de energía sin zonas de perforación o deslizamiento en los empotramientos, hasta la fractura de las placas a altos cortantes o alto número de ciclos. Estos resultados también demostraron que los dispositivos ADAS tienen una resistencia adecuada a la fatiga, de tal manera que son efectivos durante movimientos cíclicos de amplitudes grandes.

Aiken et al. (1993) condujeron pruebas dinámicas de elementos ADAS individuales. En estas pruebas se observó que los principales factores que afectan el comportamiento de los elementos ADAS son la rigidez elástica del dispositivo, su cortante de fluencia, y su desplazamiento de fluencia, y se llegó a la conclusión de que los ADAS pueden diseñarse para desplazamientos de hasta diez veces el de fluencia (ductilidad de diez), y será de esperarse un comportamiento durante un sismo largo e intenso, ya que, en las pruebas, la falla del elemento ADAS se produjo con quince ciclos de carga a una amplitud de catorce veces el desplazamiento de fluencia. Estas pruebas también indicaron la importancia del adecuado empotramiento de los elementos para que éstos mantengan un comportamiento adecuado.

Whittaker y otros investigadores (1989) realizaron pruebas en mesa vibratoria para determinar la efectividad de éstos dispositivos para el refuerzo de marcos flexibles. Los resultados obtenidos mostraron que los dispositivos eran capaces de sobrevivir un número extenso de severos ciclos de carga, y que los

dispositivos mejoraron la respuesta del marco incrementando su rigidez, su resistencia, y sobretodo, incrementando de manera muy significativa su capacidad de disipación de energía.

Normalmente, con técnicas de refuerzo convencionales, el aumento de resistencia y rigidez de una estructura se dan típicamente juntos, pero dado que los elementos ADAS fluyen, es posible incrementar la rigidez inicial de la estructura sin incrementar su resistencia en la misma magnitud (Martínez-Romero, 1993). Así, en una estructura reforzada con dispositivos ADAS, al disipar energía a través de éstos, se disminuyen los desplazamientos de entrepiso, pero sin incrementar el cortante basal. Esto es otra gran ventaja del uso de los dispositivos ADAS, especialmente en la Ciudad de México, donde dadas las dificultades del suelo, el modificar la cimentación es muy costoso y extremadamente difícil.

Una configuración práctica para la instalación de los dispositivos ADAS en un edificio es en conjunto con un sistema de diagonales chevrón (figura 1.8). El sistema chevrón debe diseñarse usando principios de capacidad, basándose en una resistencia de al menos dos veces la fuerza de fluencia del dispositivo ADAS (Aiken et al., 1993). El comportamiento del dispositivo ADAS se encuentra directamente influenciado por el grado de empotramiento, y el diseño detallado de las conexiones debe tomarse en consideración.

En resumen, los dispositivos ADAS presentan muchas aplicaciones potenciales tanto para construcciones nuevas, como para proyectos de reestructuración, tanto de estructuras de acero como de concreto. Dado que la mayor parte de las deformaciones plásticas ocurridas durante un sismo se concentran en estos dispositivos, el daño a otros elementos estructurales se limita, y en el caso de que los dispositivos ADAS resultaran dañados en un sismo severo, éstos pueden ser fácilmente sustituidos.

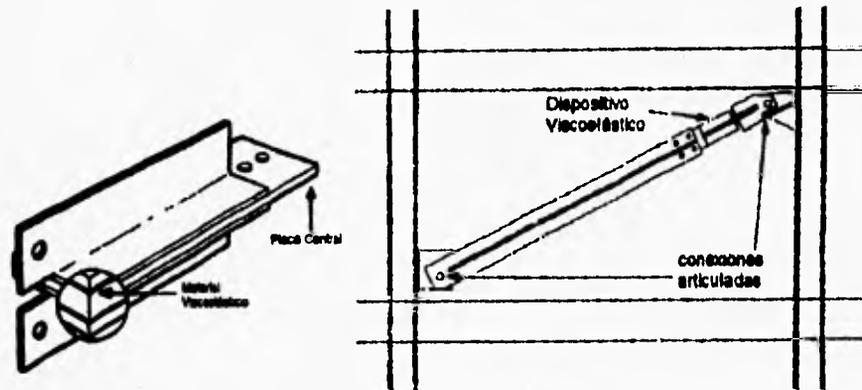


Figura 1.1. Dispositivo viscoelástico y su instalación típica

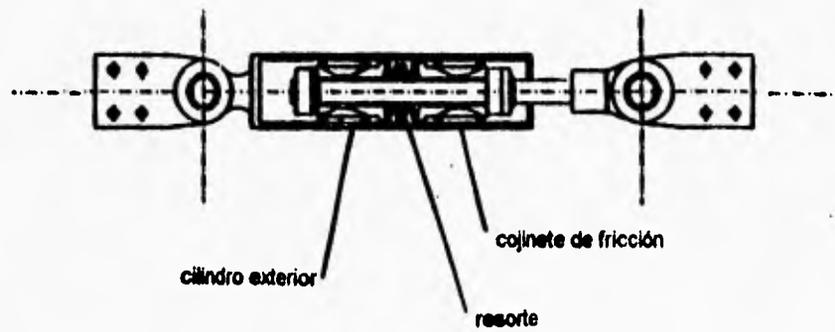


Figura 1.2. Sección de un dispositivo de fricción

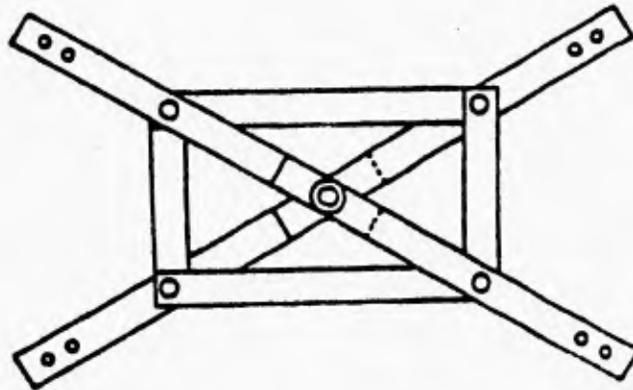


Figura 1.3. Dispositivo de fricción Pall

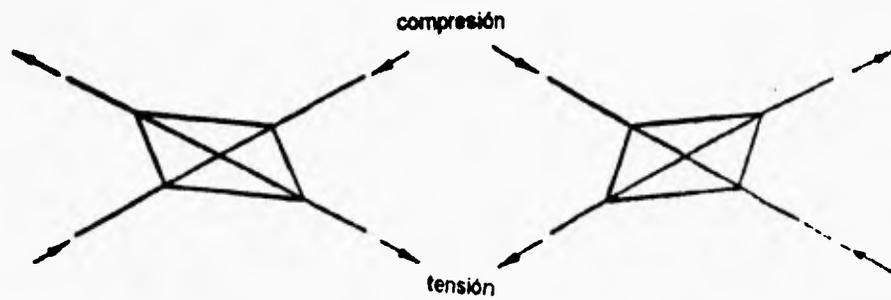


Figura 1.4. Configuraciones deformadas de un dispositivo Pall

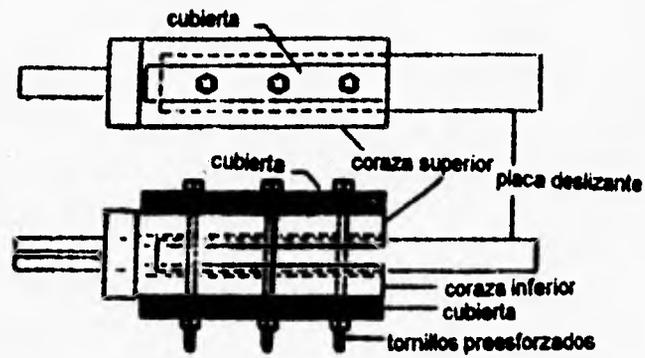


Figura 1.5. Dispositivo de fricción-deslizamiento

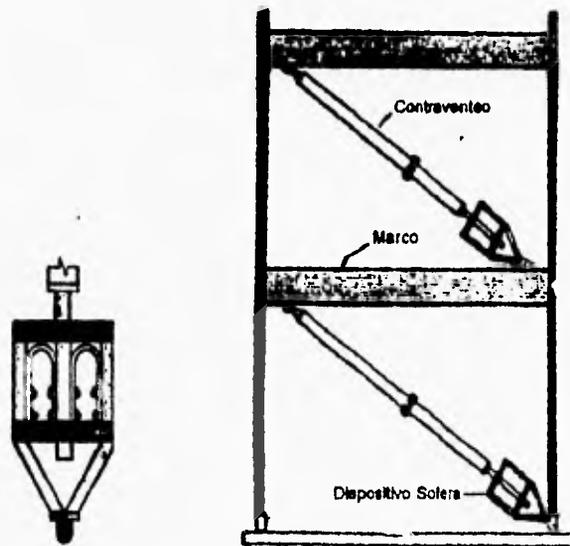


Figura 1.6. Dispositivo tipo solera y su instalación típica

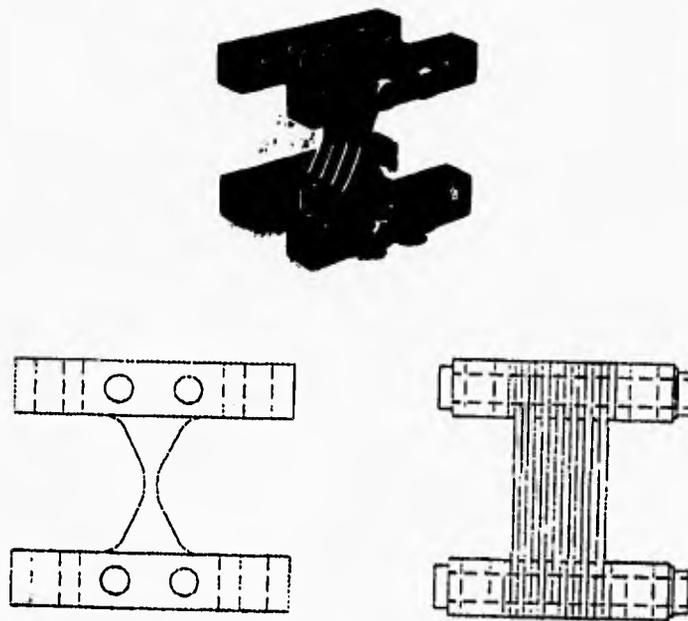


Figura 1.7. Dispositivo tipo ADAS

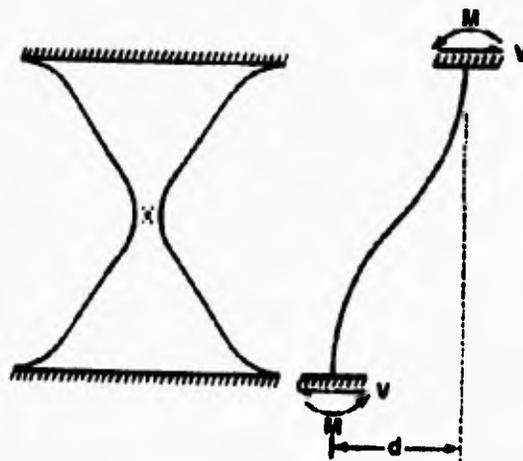


Figura 1.8. Modelo de deformación de los elementos ADAS

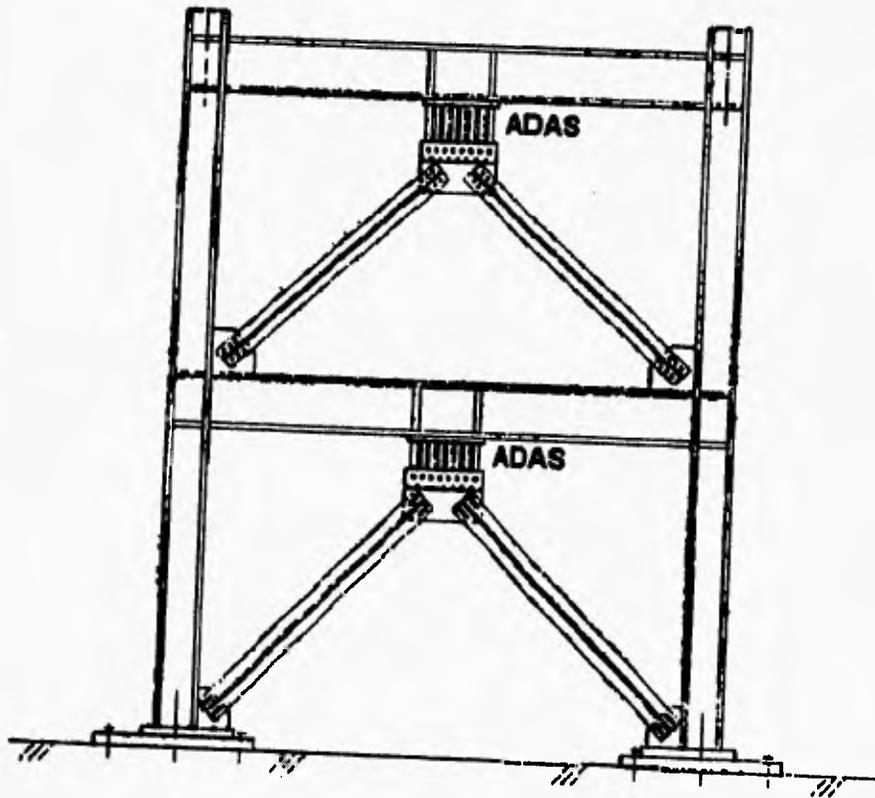


Figura 1.9. Sistema chevrón-ADAS

2. Descripción de la Estructura en sus Condiciones Originales

El edificio en cuestión es de una estructura tipo B (según el RCDF-87), construida con perfiles de acero estructural a mediados de los años cuarenta. La planta tipo de la estructura original se presenta en la figura 2.1. Las dimensiones en planta son aproximadamente 61.0 x 18.2 m (área en planta de 1,101.2 m²), estando la dimensión menor orientada en dirección N-S. La edificación original tiene una altura total de 33.5 m, con un sótano de 4.8 m de altura, un primer entrespacio de 5.5 m y alturas de entrespacio típicas de 3.5 m del segundo al noveno entrespacios. El inmueble cuenta con cuatro marcos para resistir fuerzas laterales en la dirección E-W (figura 2.2) y doce marcos para la dirección E-W (figura 2.3). Las dimensiones y características de los perfiles de acero de la estructura original se obtuvieron mediante pruebas de radiografía (De Buen, 1993). Las columnas típicas son secciones cajón formadas por cuatro placas de 1/2" remachadas a ángulos de patines iguales (6"x6"x3/8") y secciones cajón formadas con dos canales remachados en sus patines a dos placas de 3/8" (figura 2.4). Las dimensiones de las columnas de secciones cajón varían de 65 x 50 cm en la planta baja a 35 x 32.5 cm en los pisos superiores, con una gran variedad de secciones intermedias. Las vigas de la estructura original son perfiles I cuyas secciones, son, a grosso modo, S15x50 en los niveles inferiores, S12x35 en pisos intermedios y S12x31.8 en los pisos superiores. La estructura está desplantada sobre un cajón de cimentación y pilotes de fricción.

A la estructura original se le agregaron posteriormente tres niveles (Colinas, 1993), con secciones muy similares a las originales, ignorándose la fecha en que se construyó este apéndice. Las elevaciones de los marcos de la estructura

con apéndices se presentan en las figuras 2.5 y 2.6. Por lo tanto, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el edificio contaba con doce niveles y una elevación de 44 m. Al parecer, la estructura sufrió daños medianos durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y por ello se decidió reforzarla.

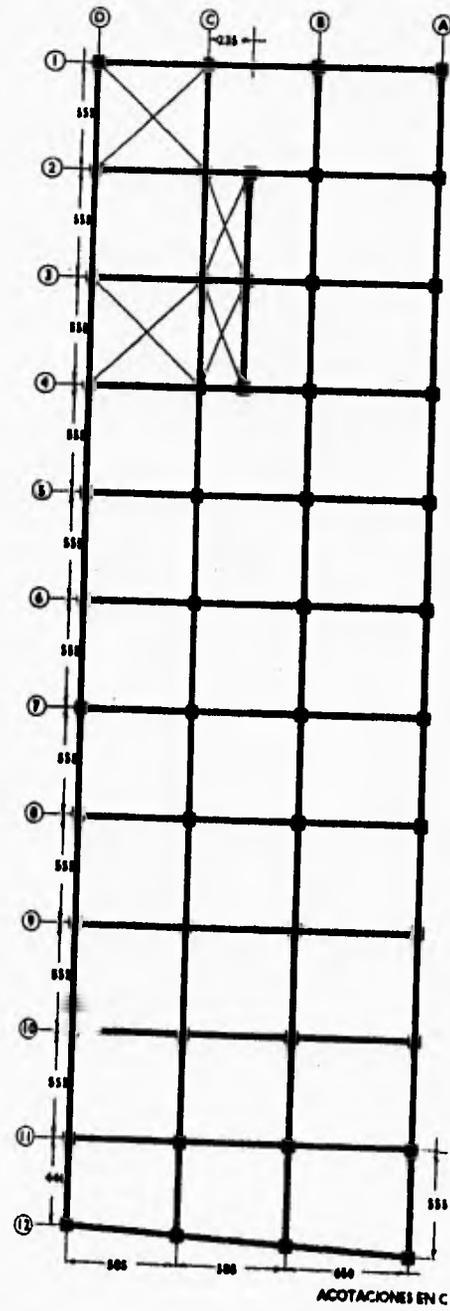
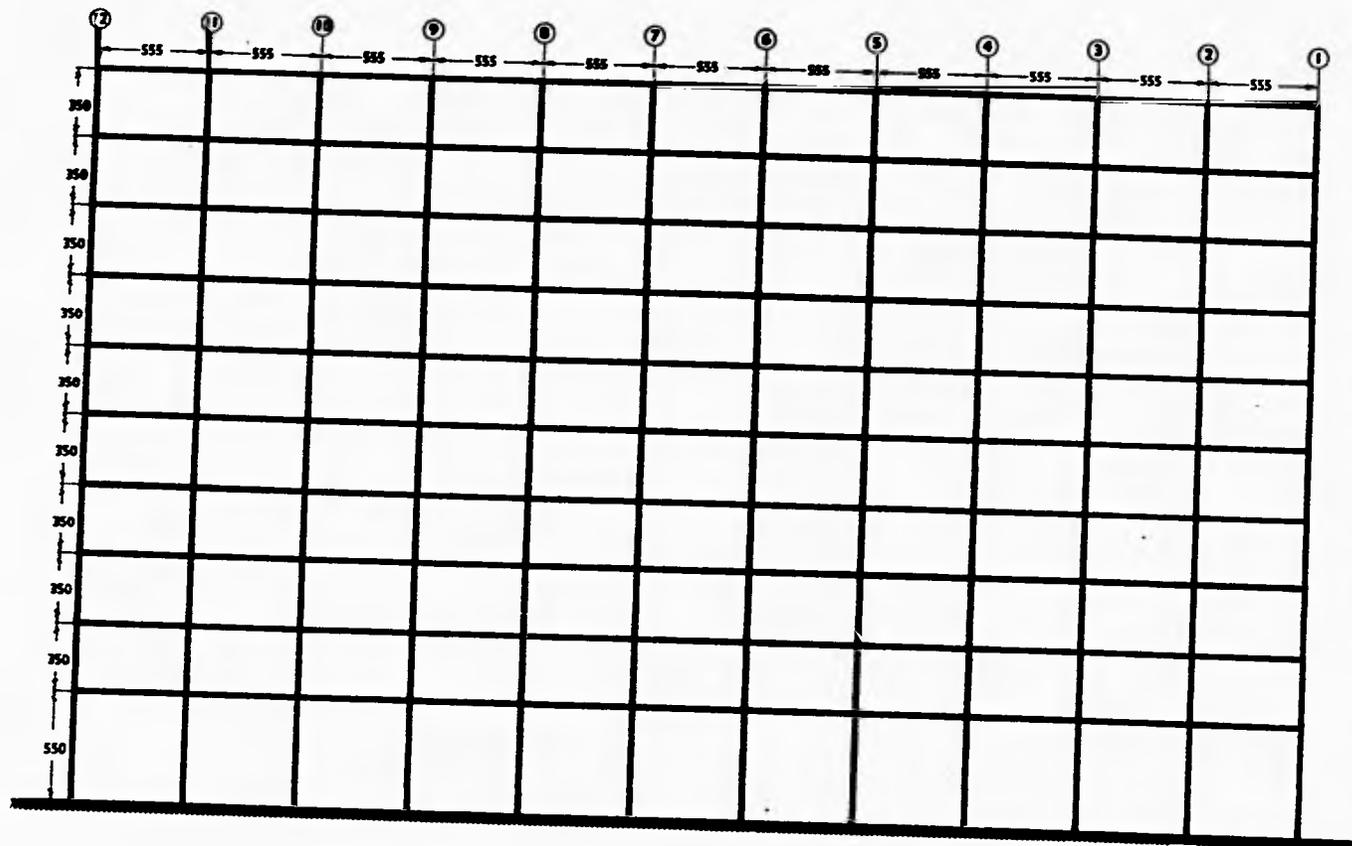


Figura 2.1. Planta de la estructura original



ACOTACIONES EN CM.

Figura 2.2. Ejes A a D de la estructura original

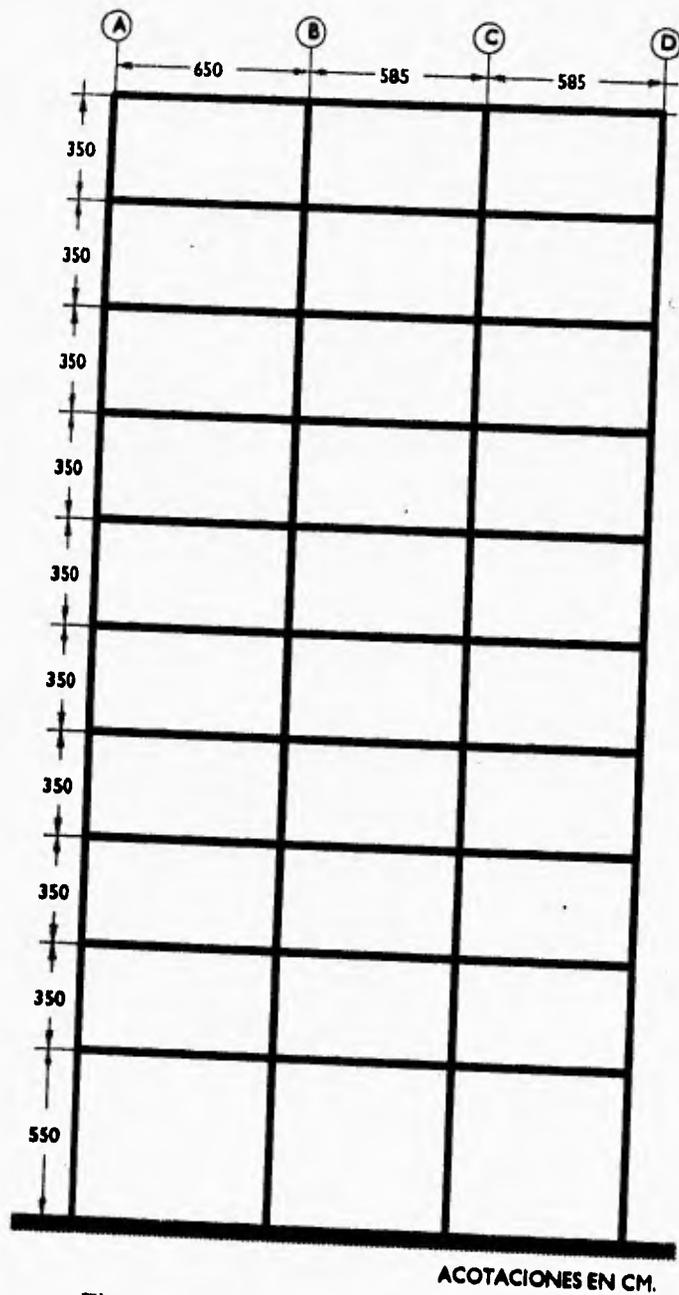


Figura 2.3. Ejes 1 a 12 de la estructura original

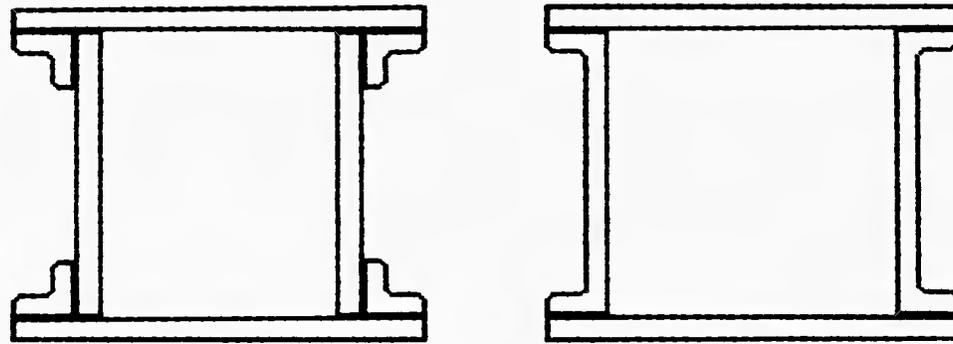


Figura 2.4. Cortes de las columnas típicas

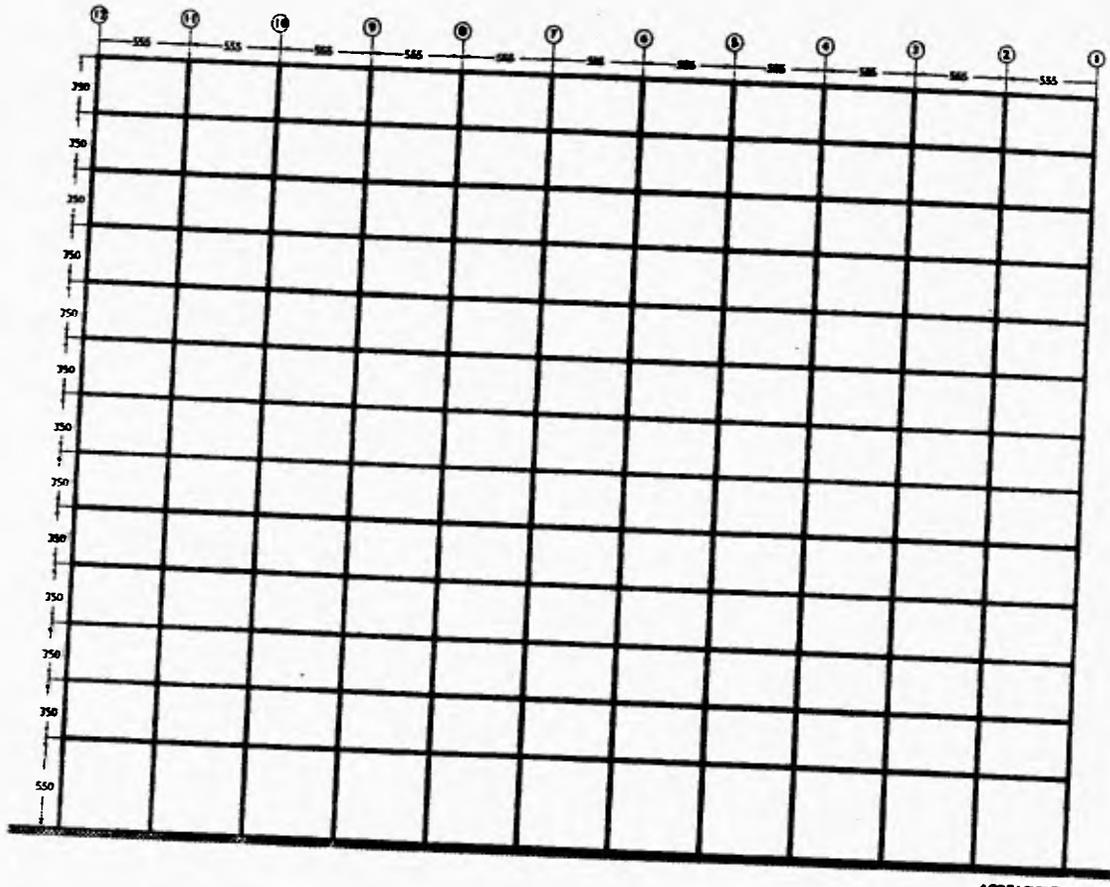


Figura 2.5. Ejes A a D de la estructura con apéndice

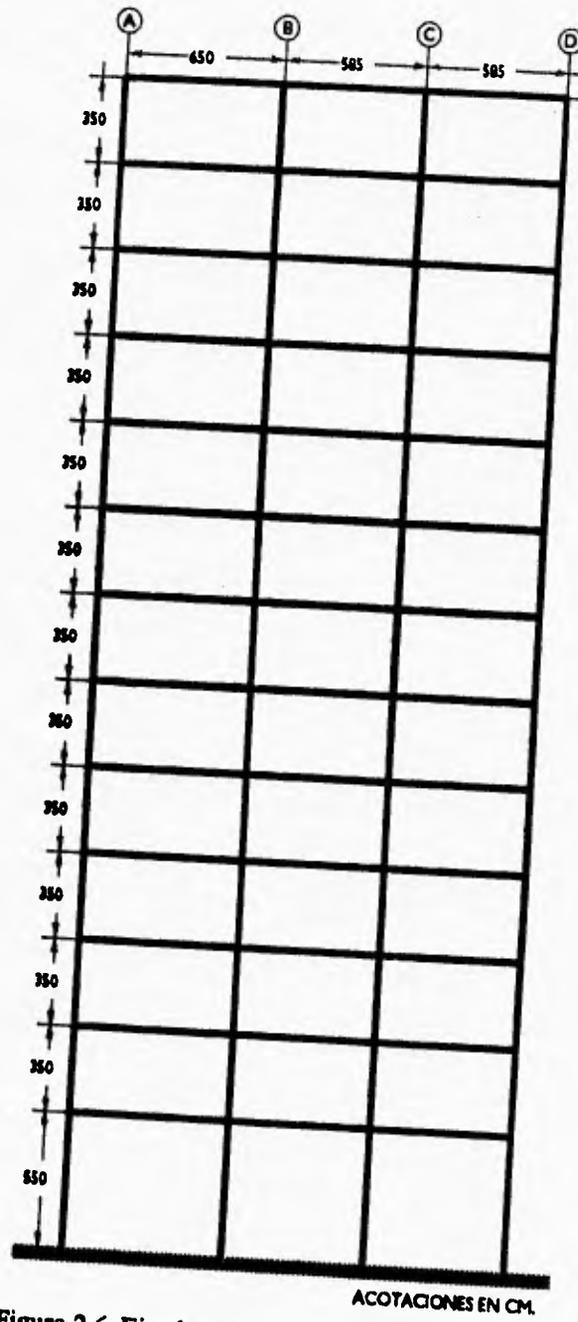


Figura 2.6. Ejes 1 a 12 de la estructura con apéndice

3. Descripción del Proyecto de Reestructuración a Base de Macromarcos

La estructura fue recientemente rehabilitada, por la empresa Colinas De Buen, con la reducción de los tres niveles que se adicionaron en alguna época como apéndice y la adición de macromarcos contraventados contruidos con perfiles de acero estructural. La disposición de los macromarcos adicionales en planta se presenta en la figura 3.1. Se utilizaron dos macromarcos exteriores en la dirección E-W (marcos A' y D'), cuya elevación se presenta en la figura 3.2, y cuatro macromarcos en la dirección N-S (1',5',8' y 12'), cuya elevación se presenta en las figuras 3.3 y 3.4. Se aprecia que los macromarcos tienen un entrepiso equivalente a cuatro entresijos del marco original, exceptuando el último que abarca un solo entresijo de la estructura original, y se dejó el último entresijo de ésta (nivel N8) sin reforzar. Las crujiás de los macromarcos comprenden de tres a cuatro crujiás de los marcos de la estructura original.

Los perfiles utilizados en los macromarcos son los siguientes. Las columnas exteriores del macromarco tridimensional (A'1', A'5', A'8', A'12', D'1', D'5', D'8' y D'12', figura 3.5) son secciones cajón contruidas con cuatro placas soldadas de acero A-36, cuyas dimensiones se presentan en la tabla 3.1 bajo la nomenclatura K-1. Las columnas exteriores B1', B12', C1' y C12' (figura 3.6), denominadas K-2, son igualmente de sección cajón. Las columnas interiores B5', B8', C5' y C8' (figura 3.7) fueron contruidas con dos secciones I ($h = 30 \text{ cm}$, $b = 15 \text{ cm}$, $t = 1.3 \text{ cm}$, $t = 1 \text{ cm}$) conectadas con celosía de solera para formar secciones cajón de alma abierta.

Tabla 3.1. Dimensiones de las columnas en cajón de los marcos adicionales					
Entrepiso	Columna Tipo	b_f (cm)	b_w (cm)	t_f (cm)	t_w (cm)
PB-N2	K-1	35	35	1.9	1.9
	K-2	30	30	1.0	1.0
N2-N6 y N7	K-1	35	35	1.0	1.0
	K-2	30	30	1.0	1.0

Las vigas de los macromarcos corriendo en la dirección corta son secciones I construidas con tres placas soldadas, con un peralte de 40 cm, ancho de patín de 25 cm, y espesores de 1.6 cm en los patines y de 1.0 cm en el alma. Las vigas en la dirección larga son secciones IPR de 25.4 cm x 14.6 cm x 37.3 kg/m.

Las diagonales en los macromarcos A' y D' están formadas por secciones cajón de 35 x 35 cm, construidas con placas de 1.0 cm de espesor, mientras que las diagonales de los marcos 1', 5', 8' y 12' son cajones de 35 x 35 cm con espesores de placa de 1.6 cm.

El edificio fue reforzado para cumplir con los requisitos del reglamento de 1987 (RCDF-87), y se procedió diseñando los macromarcos para tomar la totalidad de las acciones por sismo, despreciando la contribución de la estructura original por este concepto. Las conexiones existentes entre la estructura original y los macromarcos (figuras 3.8 a 3.10) son muy complejas, lo que dificulta el análisis de la estructura como se encuentra construida actualmente con programas de análisis, como el ETABS (Habbibulah, 1991).

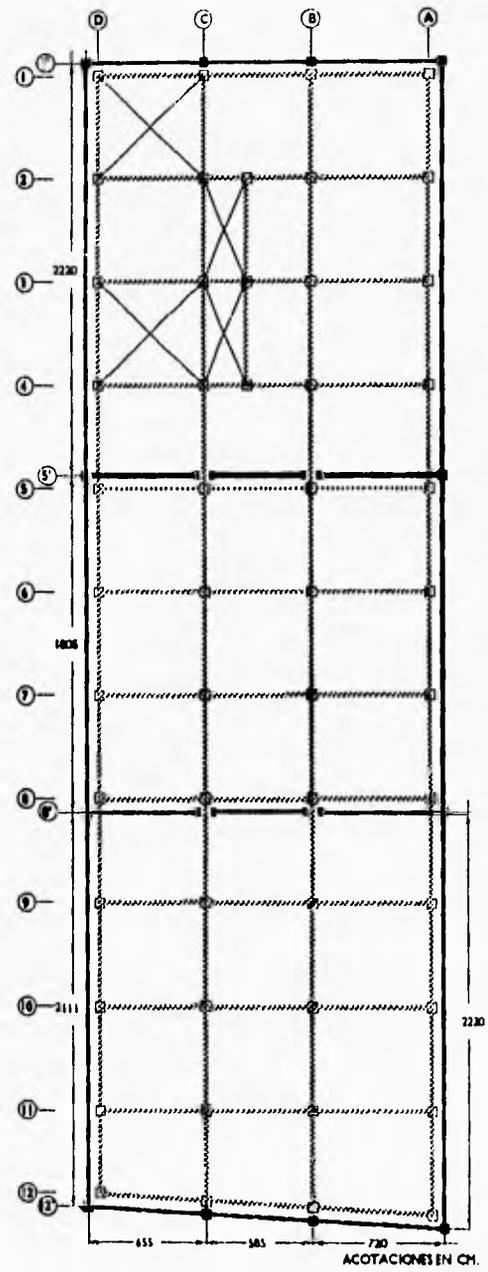
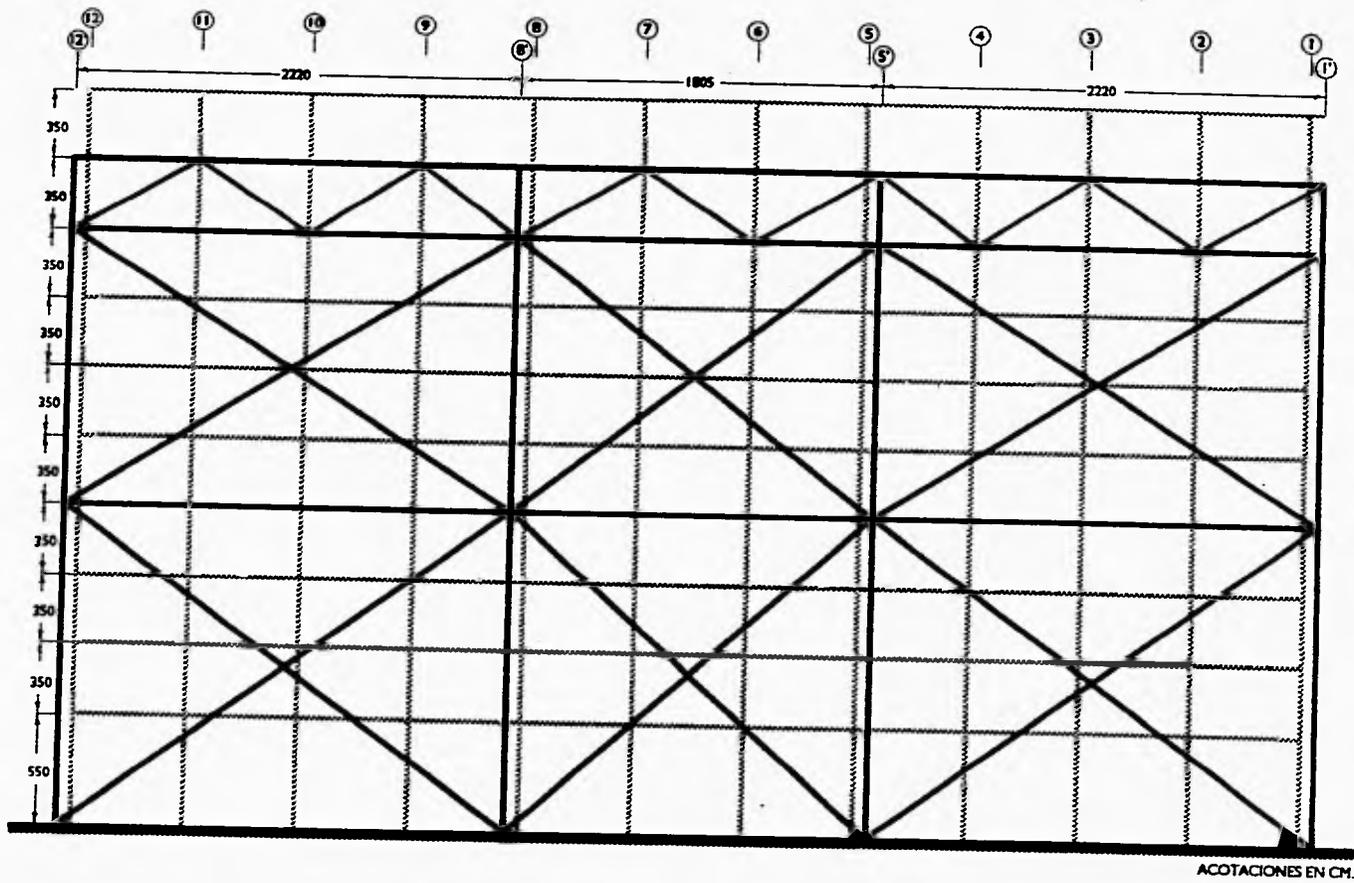


Figura 3.1. Planta de la estructura reforzada



ACOTACIONES EN CM.

Figura 3.2. Ejes A' a D' de la estructura reforzada

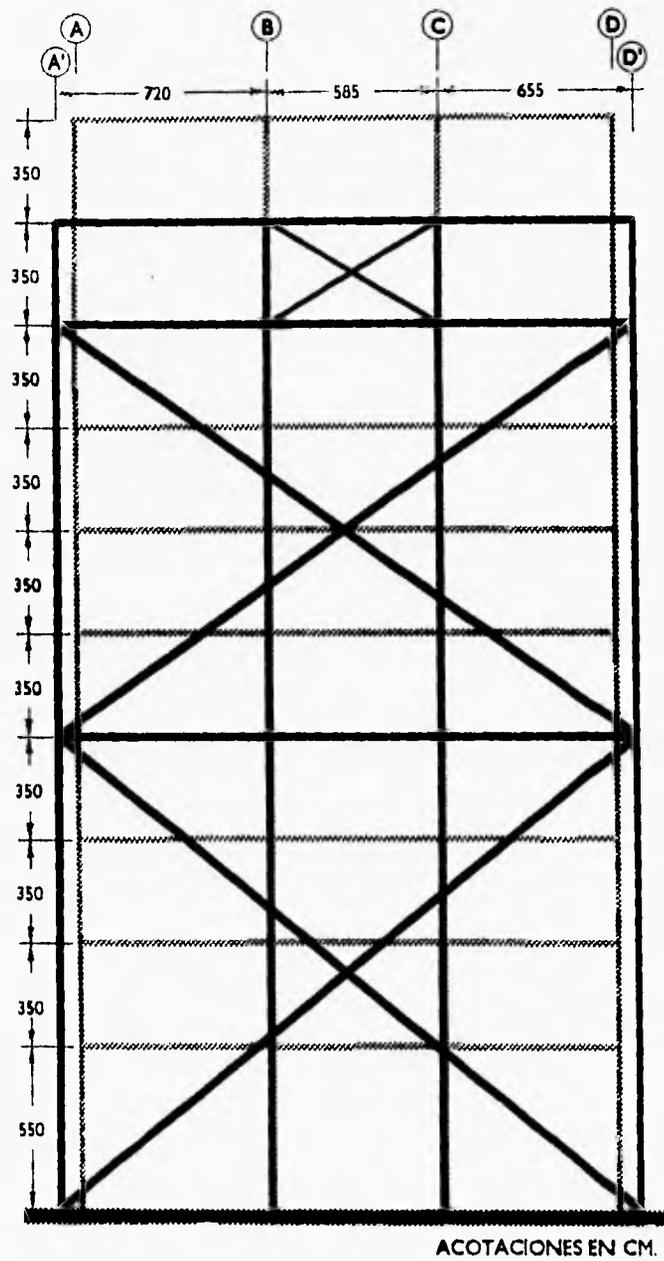


Figura 3.3. Ejes 1' y 12' de la estructura reforzada

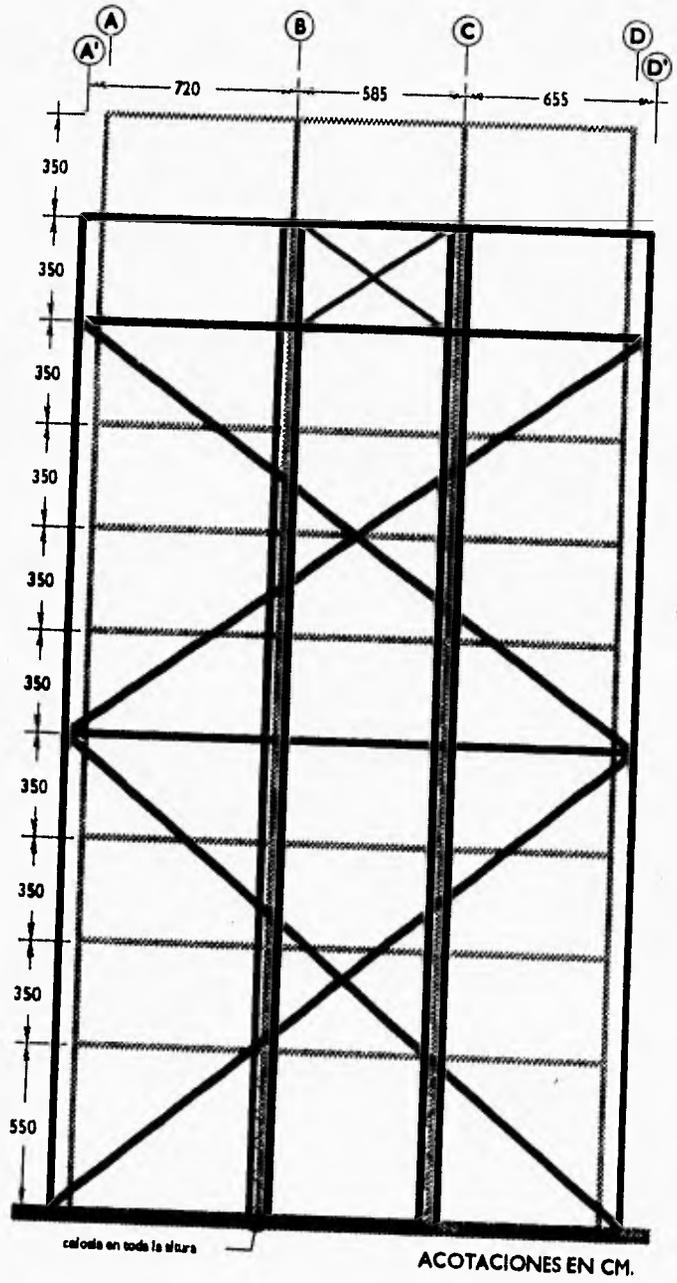


Figura 3.4. Ejes 5' y 8' de la estructura reforzada



Figura 3.5. Columna exterior tipo K-1

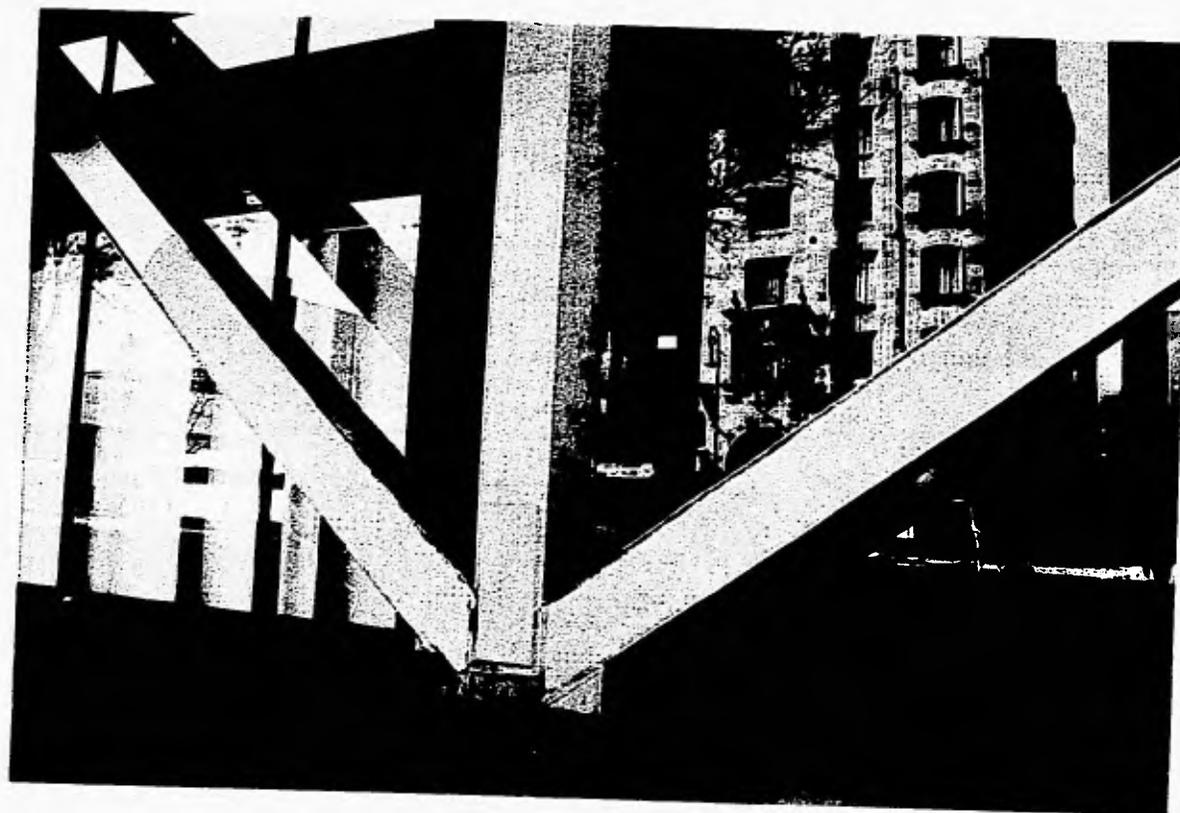


Figura 3.6. Columna exterior tipo K-2



Figura 3.7. Columna interior en celosía



Figura 3.8. Detalle de una conexión del macromarco y la estructura original



Figura 3.9. Detalle de una conexión del macromarco y la estructura original

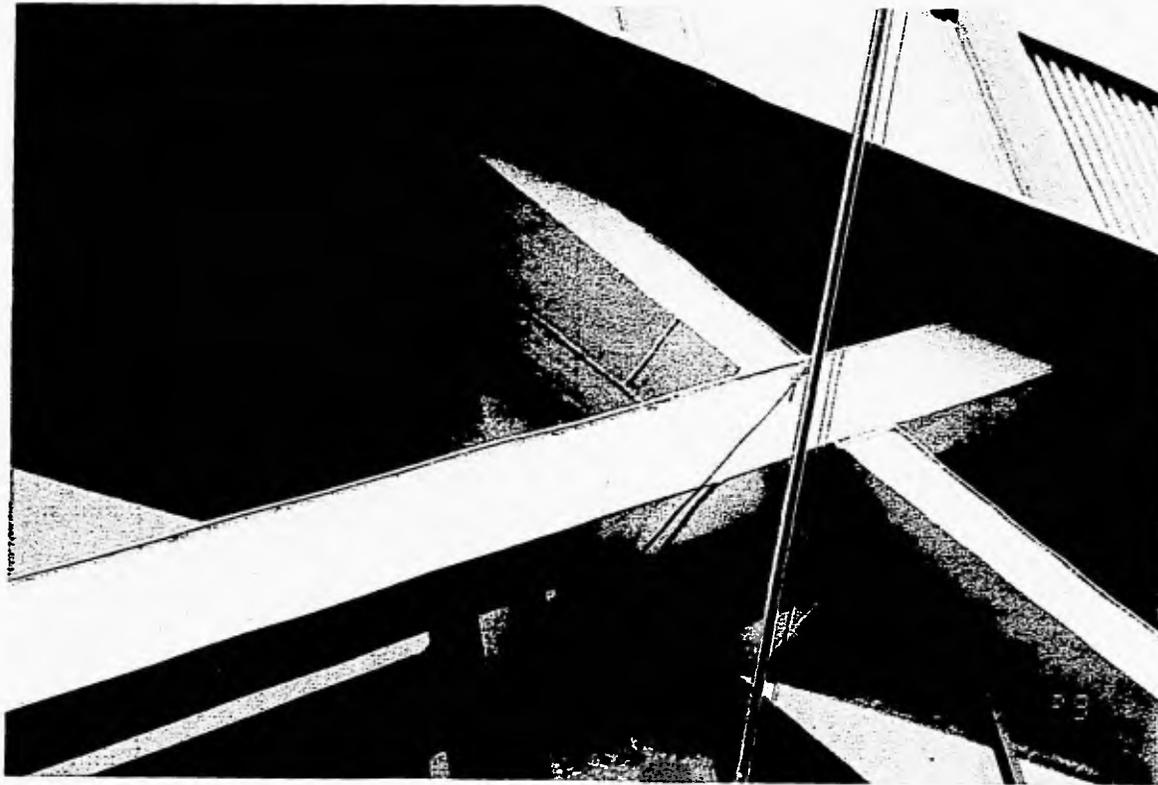


Figura 3.10. Detalle de una conexión del macromarco y la estructura original

4. Diseño y Descripción de la Reestructuración Propuesta a Base de Dispositivos ADAS.

La reestructuración alterna a la existente consiste en la reducción de los tres niveles y la adición de dispositivos disipadores de energía tipo ADAS en algunas crujiás de los marcos originales, como se ilustra en planta en la figura 4.1. En la dirección N-S se dispusieron elementos ADAS en las crujiás extremas de los marcos 1, 5, 8 y 12 (figura 4.2), mientras que en la dirección E-W se reforzaron con elementos ADAS los marcos extremos A y D en cinco crujiás como se muestra en la figura 4.1 en planta.

El diseño de esta propuesta de reestructuración se llevó a cabo utilizando el programa ETABS y diseñando, para fuerzas sísmicas reducidas por un factor de ductilidad de cuatro, sobre un modelo tridimensional de la estructura reparada.

La rigidez y capacidad de los dispositivos ADAS bajo disco se calcularon conforme al procedimiento propuesto por Tena (1993), que se presenta a continuación, siguiendo la nomenclatura para la geometría de los ADAS establecida en la figura 4.3.

La matriz de rigidez de un elemento de sección variable, como lo son las placas que forman parte de los dispositivos ADAS, se puede definir por medio del método de las flexibilidades. La forma de reloj de arena de cada una de las placas de los ADAS (figura 4.3a) puede aproximarse por medio de funciones exponenciales de la siguiente manera :

$$b(x) = b_1 e^{-\alpha x} \quad 0 \leq x \leq l/2 \quad (4.1)$$

$$b(x) = b_2 e^{\alpha(x-l/2)} \quad l/2 \leq x \leq l \quad (4.2)$$

$$\alpha = \frac{2}{l} \ln\left(\frac{b_1}{b_2}\right) \quad (4.3)$$

La matriz de flexibilidad básica de un elemento bidimensional se escribe como :

$$[f] = \begin{bmatrix} f_{11} & 0 & 0 \\ 0 & f_{22} & f_{23} \\ 0 & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

en donde:

$$f_{11} = \int_0^l \frac{dx}{EA(x)} \quad (4.5)$$

$$f_{22} = \int_0^l \frac{x^2 dx}{EI(x)} + \int_0^l \frac{dx}{GA_c(x)} \quad (4.6)$$

$$f_{23} = f_{32} = \int_0^l \frac{x dx}{EI(x)} \quad (4.7)$$

$$f_{33} = \int_0^l \frac{dx}{EI(x)} \quad (4.8)$$

Para fines prácticos, el término relacionado con las deformaciones axiales (f_{11}) será despreciado. Los demás miembros de la matriz de flexibilidad relacionan a los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes con las rotaciones y los desplazamientos perpendiculares al eje neutro del elemento. Por tanto, para obtener estos términos de la matriz de flexibilidad, y despreciando las deformaciones por

cortante, se tiene, al substituir las ecuaciones 4.1 y 4.2 en las ecuaciones 4.6 a 4.8, que las integrales a resolverse son de la siguiente forma :

$$f_{22} = \frac{12}{Et^3} \left[\int_0^{l/2} \frac{x^2 dx}{b_1 e^{-\alpha x}} + \int_{l/2}^l \frac{x^2 dx}{b_2 e^{\alpha(x-l/2)}} \right] \quad (4.9)$$

$$f_{23} = \frac{12}{Et^3} \left[\int_0^{l/2} \frac{x dx}{b_1 e^{-\alpha x}} + \int_{l/2}^l \frac{x dx}{b_2 e^{\alpha(x-l/2)}} \right] \quad (4.10)$$

$$f_{33} = \frac{12}{Et^3} \left[\int_0^{l/2} \frac{dx}{b_1 e^{-\alpha x}} + \int_{l/2}^l \frac{dx}{b_2 e^{\alpha(x-l/2)}} \right] \quad (4.11)$$

Integrando las ecuaciones 4.9 a 4.11, se obtienen las siguientes expresiones:

$$f_{22} = \frac{12}{Et^3} \left\{ \frac{l^3}{2b_1 \ln(b_1/b_2)} \left[\frac{b_1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{[\ln(b_1/b_2)]^2} \right) - l - \frac{1}{\ln(b_1/b_2)} - \frac{1}{[\ln(b_1/b_2)]^2} \right] \right\} \quad (4.12)$$

$$f_{23} = \frac{12}{Et^3} \left\{ \frac{l^2}{2b_1 \ln(b_1/b_2)} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \right\} \quad (4.13)$$

$$f_{33} = \frac{12}{Et^3} \left\{ \frac{l}{b_1 \ln(b_1/b_2)} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \right\} \quad (4.14)$$

Las expresiones 4.12 a 4.14 constituyen soluciones exactas a las ecuaciones 4.9 a 4.11 respectivamente. La matriz de rigidez de un elemento elástico tipo viga-columna de dos nodos y dos grados de libertad por nodo en coordenadas locales, se expresa como :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad (4.15)$$

en donde :

$$[k_{11}] = \begin{bmatrix} r_{aa} & r_{ab} \\ r_{ab} & r_{11} \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

$$[k_{12}] = \begin{bmatrix} -r_{aa} & r_{ba} \\ -r_{ab} & r_{12} \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

$$[k_{22}] = \begin{bmatrix} r_{aa} & -r_{ab} \\ -r_{ab} & r_{22} \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

$$[k_{21}] = [k_{12}]^T \quad (4.19)$$

Cada término de las matrices de rigidez elásticas se puede calcular explícitamente a partir de las ecuaciones 4.12 a 4.14, de la siguiente manera :

$$Det = f_{22}f_{33} - f_{23}^2 \quad (4.20)$$

$$r_{11} = \frac{f_{22}}{Det} \quad (4.21)$$

$$r_{12} = \frac{f_{23} l - f_{22}}{Det} \quad (4.22)$$

$$r_{22} = \frac{f_{33} l^2 - 2f_{23} l + f_{22}}{Det} \quad (4.23)$$

$$r_{aa} = \frac{r_{11} + r_{22} + 2r_{12}}{l^2} = \frac{f_{33}}{Det} \quad (4.24)$$

$$r_{ab} = \frac{r_{11} + r_{12}}{l} \quad (4.25)$$

$$r_{ba} = \frac{r_{22} + r_{12}}{l} \quad (4.26)$$

Con esto se define la matriz de rigidez elástica de un elemento ADAS sin considerar deformaciones axiales. La matriz de rigidez no lineal de un elemento ADAS se puede obtener de diversas maneras, ya sea modificando esta formulación elástica adicionándole flexibilidad al elemento definido anteriormente por medio de la inclusión de resortes no lineales en sus extremos para los cuales se definan las relaciones momento-curvatura y carga deformación del elemento ADAS (Powell y Chen, 1986), o utilizando algún procedimiento más refinado.

Los análisis no lineales de la estructura con dispositivos ADAS se realizaron en el Drain-2DX (Prakash et al, 1992), en donde se modelan, de manera aproximada, como un elemento viga-columna de sección prismática, por lo cual la definición de la curva carga-deformación de los ADAS (figura 4.4) es de primordial importancia.

Tomando esto en cuenta, se presenta a continuación la manera de definir la curva carga-deformación de cada placa que forma el dispositivo ADAS, conforme al método propuesto. La rigidez elástica a cortante de cada placa ADAS está dada por la ecuación 4.24, por tanto :

$$K_E^{PL} = r_{aa} = \frac{f_{33}}{Det} \quad (4.27)$$

El momento y cortante plásticos promedio de una placa ADAS se calcula como :

$$\overline{M}_y^{PL} = \frac{\sigma_y t^2}{4l} \left\{ \int_0^{l/2} b_1 e^{-\alpha x} dx + \int_{l/2}^l b_2 e^{\alpha(x-l/2)} dx \right\} \quad (4.28)$$

$$\bar{V}_y^{PL} = \frac{\sigma_y t^2}{4l} \left\{ -\alpha \int_0^{l/2} b_1 e^{-\alpha x} dx + \alpha \int_{l/2}^l b_2 e^{\alpha(x-l/2)} dx \right\} \quad (4.29)$$

Integrando las ecuaciones 4.28 y 4.29 se obtiene que el momento y cortante plásticos promedio de una placa ADAS, tomando en cuenta su forma:

$$\bar{M}_y^{PL} = \frac{\sigma_y t^2}{2 \ln\left(\frac{b_1}{b_2}\right)} (b_1 - b_2) \quad (4.30)$$

$$\bar{V}_y^{PL} = V_y^{PL} = \frac{\sigma_y t^2}{2l} (b_1 - b_2) \quad (4.31)$$

El desplazamiento de fluencia del dispositivos ADAS se calcula como :

$$\Delta_y^{PL} = \frac{V_y^{PL}}{K_E^{PL}} \quad (4.32)$$

Por lo tanto, las curvas carga-deformación mostradas en la figura 4.4 se definen con el método propuesto en función de las ecuaciones 4.27, 4.31 y 4.32. Este método es teóricamente más riguroso y más preciso que el utilizado por Whittaker et al (1989), y aunque parece más complejo, las expresiones a las que se llega se pueden calcular o programar fácilmente.

Los elementos ADAS se consideraron montados en contraventeo chevrón construidos con dos canales en cajón, cuyas dimensiones son 2CPS 305x44.64 del sótano al nivel N1, 2CPS 305x37.20 del tercer al quinto piso y 2CPS 254x22.76 del sexto al octavo piso. En el sótano y el nivel N8 se dispusieron exclusivamente diagonales sin amortiguadores ADAS, pues en el proceso iterativo de diseño se observó que era ventajoso desde el punto de vista de rigidez el no utilizar

dispositivos ADAS en estos niveles. En el nivel N8 las diagonales se especificaron como 2CPS 203x20,46.

El sistema contraventeo chevrón-ADAS se modeló en el ETABS, en cuanto a rigidez, por medio de diagonales equivalentes, cuya rigidez equivalente es determinada por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{2}{K_{ADAS}} \quad (4.33)$$

en donde:

K_{eq} = rigidez de la diagonal equivalente.

K_{diag} = rigidez del elemento diagonal.

K_{ADAS} = rigidez del dispositivo ADAS.

La fuerza cortante de diseño en el dispositivo se obtuvo mediante las componentes horizontales de las cargas axiales actuantes en las diagonales equivalentes, sumándolas con su signo respectivo. El diseño involucró un proceso iterativo en el cual se proponían las secciones de los ADAS, y después de determinar las características de rigidez del sistema con el contraventeo, se realizaban los análisis sísmicos tridimensionales y se determinaban las fuerzas elásticas reducidas actuantes en los dispositivos y en los contraventeos, y se revisaban éstos. Los dispositivos ADAS se diseñaron lo más justo posible para garantizar que trabajen inelásticamente durante un sismo. Los contraventeos chevrón se revisaron de acuerdo con los criterios recomendados para el diseño de este tipo de estructuras (Martínez Romero, 1993). Se utilizaron las mismas secciones de ADAS en todos los marcos reforzados de una misma dirección. Los

dispositivos ADAS diseñados para el edificio, en ambas direcciones, se presentan en la tabla 4.1, en donde la primera dimensión se refiere al peralte de las placas del dispositivo ADAS y la segunda es el espesor de la placa, que es como se denominan los dispositivos comercialmente. En total se requieren de 162 dispositivos ADAS para el proyecto de refuerzo con esta modalidad.

Tabla 4.1. Dispositivos ADAS diseñados para la propuesta de reestructuración		
Nivel	Marcos 1, 5, 8 y 12 (N-S)	Marcos A y D (E-W)
PB	AD2 = 7 placas de 12"x1¼"	AD2 = 6 placas de 12"x1¼"
MZ	AD1 = 9 placas de 12"x1¼"	AD2 = 6 placas de 12"x1¼"
N1	AD2 = 7 placas de 12"x1¼"	AD2 = 6 placas de 12"x1¼"
N2	AD3 = 6 placas de 12"x1¼"	AD5 = 7 placas de 9½"x1½"
N3	AD3 = 6 placas de 12"x1¼"	AD5 = 7 placas de 9½"x1½"
N4	AD4 = 5 placas de 12"x1¼"	AD6 = 4 placas de 9½"x1½"
N5	AD6 = 4 placas de 9½"x1½"	AD8 = 6 placas de 7"x1¼"
N6	AD6 = 4 placas de 9½"x1½"	AD9 = 5 placas de 7"x1¼"
N7	AD7 = 3 placas de 9½"x1½"	AD10 = 4 placas de 6"x1"

Cabe mencionar que no es posible construir un dispositivo ADAS de más de siete placas (Martínez-Romero, 1994), por lo tanto el dispositivo AD1 estará compuesto básicamente por dos dispositivos ADAS en paralelo, uno de cinco placas, y otro de cuatro, pero para fines prácticos, se manejará como un solo dispositivo.

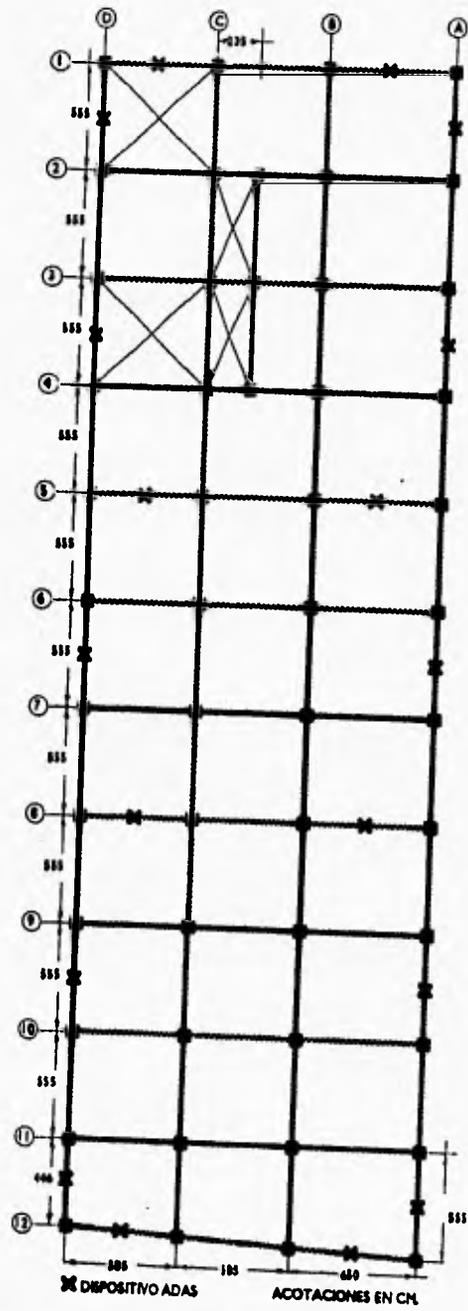


Figura 4.1. Planta de la estructura con ADAS

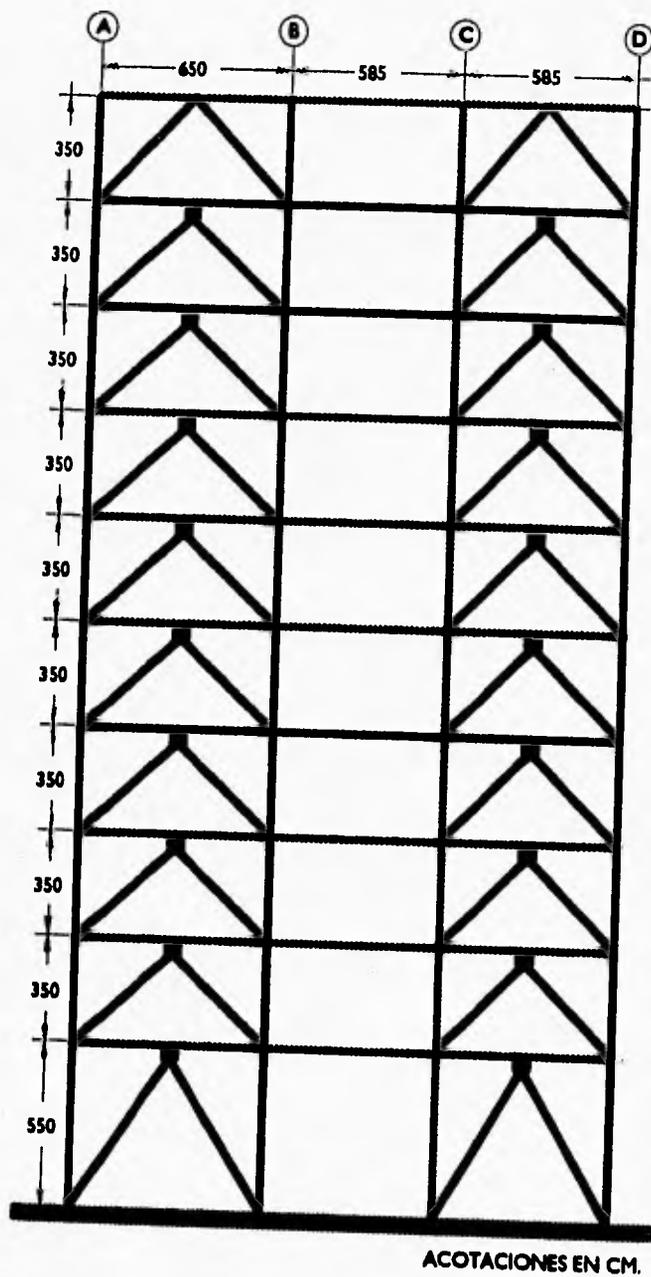


Figura 4.2. Elevación estructura con ADAS

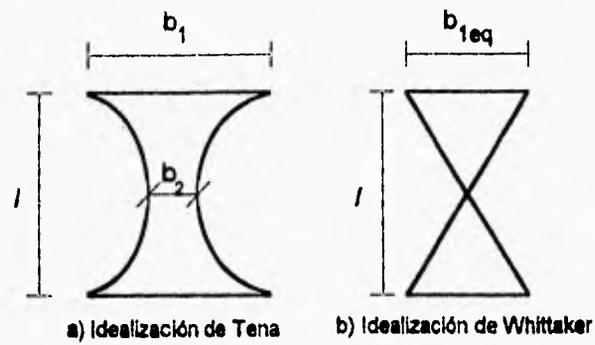


Figura 4.3 Geometría de los dispositivos ADAS

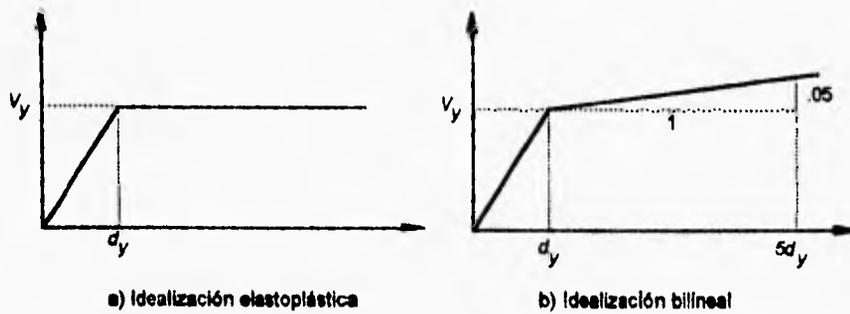


Figura 4.4. Curvas Carga-Deformación utilizadas para modelar a los dispositivos ADAS

5. Análisis Elástico Comparativo

El análisis elástico se realizó mediante el modelado de las estructuras en estudio con el programa de análisis tridimensional ETABS (Habibullah, 1991), de donde se obtuvieron los períodos fundamentales de vibración de los edificios y los modos de vibración asociados.

En los modelos tridimensionales en el ETABS se consideraron las siguientes hipótesis: a) El módulo de elasticidad del acero se tomó como 2.0139×10^6 kg/cm², y b) Se tomó en cuenta la rigidez adicional que proporcionan a las vigas unas calzas muy profundas construidas con placas de acero que se encuentran en la zona de la conexión. La longitud promedio de esta zona rígida adicional debido a las calzas es de 50 cm por lo cual fue necesario definir zonas infinitamente rígidas que se extendieran más allá de la zona del nudo.

El programa ETABS únicamente permite modelar la zona del nudo como infinitamente rígida, por lo tanto, para modelar la rigidez adicional que proporcionan las calzas, se recurrió a modificar el módulo de elasticidad de la viga, amplificando éste por un factor que toma en cuenta la rigidez relativa a la rotación de una barra con zonas rígidas definidas hasta el nudo con respecto a una barra donde la zona rígida se extiende más allá del nudo. Este factor de amplificación está dado, de acuerdo con la teoría clásica de barras por :

$$E_{eq} = E \frac{L_1(1 + 3\alpha + 3\alpha^2)}{L_2(1 + 3\gamma + 3\gamma^2)} \quad (5.1)$$

en donde E_{eq} es el módulo de elasticidad equivalente a considerar en los análisis del ETABS, E es el módulo de elasticidad de la viga, L_1 es la longitud de la viga a paños de la columna, γ es la distancia existente entre el centroide de la columna y el paño de la viga expresada como fracción de L_1 , L_2 es la longitud de la viga comprendida entre los extremos interiores de las calzas y α es la distancia existente entre el centroide de la columna y la fibra extrema de la calza a partir del centroide de la columna, expresada como fracción de L_2 , como se presenta esquemáticamente en la figura 5.1.

En los modelos estudiados se incluyeron solamente los efectos de interacción suelo-estructura por desplazamientos horizontales, dado que al estar desplantada la estructura sobre pilotes de punta, los efectos verticales se consideraron despreciables. La interacción suelo-estructura se modeló por medio de resortes cuyas rigideces se obtuvieron de acuerdo a las recomendaciones de la Normas Técnicas Complementarias por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCS-87, 1987).

A continuación se presenta de manera resumida las características de masa y peso de los distintos casos analizados, así como los resultados obtenidos al realizar los análisis con el programa ETABS y los comentarios y observaciones pertinentes a cada caso.

5.1. Análisis elástico de las estructuras original y con apéndice

Se elaboraron modelos analíticos de la estructura original (figura 5.2) y la estructura con el apéndice de tres pisos (figura 5.6) en el ETABS. Las masas calculadas para cada modelo se presentan en la tabla 5.1. El apéndice incrementó el peso de la estructura original en un 28%.

Tabla 5.1. Masas y pesos de las estructuras original y con apéndice				
Nivel	Edificio original		Edificio con apéndice	
	Peso (ton)	Masa (ton-s²/cm)	Peso (ton)	Masa (ton-s²/cm)
AZ	-	-	603.5	0.6152
N11	-	-	802.0	0.8175
N10	-	-	803.9	0.8195
N9(AZ)	603.5	0.6152	805.9	0.8215
N8	803.9	0.8195	805.9	0.8215
N7	805.9	0.8215	805.9	0.8215
N6	812.0	0.8277	812.0	0.8277
N5	812.7	0.8285	812.7	0.8285
N4	814.8	0.8306	814.8	0.8306
N3	817.6	0.8334	817.6	0.8334
N2	818.4	0.8343	818.4	0.8343
N1	817.5	0.8334	817.5	0.8333
MZ	832.6	0.8488	832.6	0.8488
PB	844.9	0.8613	844.9	0.8613
Σ	8784.0	8.9540	11197.8	11.4146

Los resultados de los modelos así elaborados se presentan en la tabla 5.2. Los modos de vibrar para la estructura original se presentan en las figuras 5.3 a 5.5 y para la estructura con apéndices en las figuras 5.7 a 5.9.

Tabla 5.2. Características dinámicas de las estructuras original y con apéndice					
Estructura	Dirección	Período(s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
Original	1Acoplado	1.96	26.19	37.82	13.73
	2Acoplado	1.83	25.00	71.37	0.12
	3Acoplado	1.17	26.95	0.03	47.89
Con apéndice de tres pisos	1Acoplado	2.64	37.97	17.09	19.55
	2Acoplado	2.43	11.26	62.36	4.78
	3Acoplado	1.61	25.67	0.02	47.08

Se aprecia en la tabla 5.2 que la estructura original tiene sus primeros tres modos de vibrar muy acoplados, sobretodo el primero en donde no se puede definir con certeza una dirección dominante. Los dos primeros modos se encuentran muy próximos entre sí y al parecer domina ligeramente la dirección E-W en la respuesta de la estructura original. Dado que en planta la geometría es bastante regular, este acoplamiento se debe probablemente a la falta de uniformidad en las secciones de columnas y vigas, las cuales en realidad no siguen un patrón lógico.

De haberse encontrado el edificio en sus condiciones originales durante el sismo de septiembre de 1985, se hubiera visto sujeto a grandes sollicitaciones ya que el período dominante del terreno es de dos segundos, muy próximo a los dos períodos fundamentales del edificio, es decir, el edificio podría haber sufrido daños severos, o incluso llegar al colapso, ya que tendría que soportar respuestas amplificadas por efectos de resonancia con el terreno, en adición a los efectos dinámicos por torsión.

El haber construido un apéndice de tres pisos pudo haber ayudado a la estructura durante el sismo, ya que alargó los períodos fundamentales de vibración a un rango de respuesta inferior para el sitio donde se ubica y contribuyó a reducir el grado de acoplamiento. Sin embargo, al tratarse de una estructura muy flexible, ésta no se vió exenta de experimentar grandes deformaciones que han de haber sido las responsables del daño sufrido durante el sismo.

Los análisis de los modelos tridimensionales en el ETABS sugieren que la estructura con los apéndices necesitaba en realidad ser modificada atendiendo a su comportamiento dinámico. En la siguiente sección se presentan los estudios analíticos de las características de las estructuras con respecto a las dos propuestas diferentes de refuerzo.

5.2. Análisis elástico de las estructuras con macromarcos y con dispositivos ADAS

Se elaboraron modelos analíticos de la estructura reforzada con macromarcos contraventeados de acero (figura 5.10) y la estructura con la propuesta de refuerzo con ADAS, (figura 5.14) en el ETABS. Las masas calculadas para cada modelo se presentan en la tabla 5.3. El peso del edificio en ambas alternativas es prácticamente el mismo, pesando el edificio reforzado con macromarcos aproximadamente 80% del peso de la estructura con apéndice, mientras que el peso que tendría la estructura con el refuerzo de los elementos ADAS sería del 79%.

Tabla 5.3. Masas y pesos de las estructuras reforzada con macromarcos contraventeados y con elementos ADAS				
Nivel	Edificio con macromarcos		Edificio con ADAS	
	Peso (ton)	Masa (ton-s²/cm)	Peso (ton)	Masa (ton-s²/cm)
AZ	603.5	0.6152	606.8	0.6186
N8	817.7	0.8335	810.9	0.8266
N7	829.0	0.8451	813.3	0.8290
N6	830.8	0.8469	819.4	0.8352
N5	831.5	0.8477	822.4	0.8384
N4	833.6	0.8498	826.9	0.8429
N3	856.3	0.8729	829.7	0.8457
N2	841.4	0.8577	831.7	0.8478
N1	840.0	0.8568	832.0	0.8481
MZ	862.2	0.8789	849.8	0.8663
PB	868.6	0.8854	863.8	0.8805
E	9015.2	9.1898	8906.8	9.0793

En los modelos tridimensionales de las estructuras reforzadas se hicieron las mismas hipótesis para su modelado que para los casos original y con apéndice en lo referente a las calzas. En adición, en el edificio reforzado con ADAS se modeló la rigidez del sistema chevrón-ADAS por medio de diagonales equivalentes, como ya se explicó en el capítulo IV (ecuación 4.33).

Los resultados de los modelos elaborados se presentan en la tabla 5.4, los modos de vibrar de la estructura reforzada con macromarcos contraventeados se presentan en las figuras 5.11 a 5.13 y los del proyecto de refuerzo de la estructura con dispositivos ADAS en las figuras 5.15 a 5.17.

Tabla 5.4. Características dinámicas de la estructuras reforzadas con macromarcos contraventados y con dispositivos ADAS					
Estructura	Dirección	Período(s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
Reforzada con macromarcos	N-S	0.90	78.12	0.44	0.65
	E-W	0.81	0.42	89.21	0.02
	Torsión	0.54	0.92	0.05	72.00
Reforzada con elementos ADAS	N-S	1.19	55.16	13.49	7.19
	E-W	1.24	10.85	64.44	2.03
	Torsión	0.86	10.11	0.05	63.01

De la comparación de las tablas 5.2 y 5.4, se aprecia que ambos planteamientos de reestructuración mejoran substancialmente las características dinámicas de la estructura, ya que no únicamente reducen los períodos fundamentales de vibración a valores muy por debajo de la zona de resonancia con el terreno, sino que también logran desacoplar estos modos, reduciendo los efectos por torsión. Tomando en cuenta las características dinámicas de la estructura exclusivamente, el refuerzo con macromarcos resulta, aparentemente, más apropiado que el refuerzo propuesto con ADAS, puesto que rigidiza aún más a la estructura y sus modos de vibración son más puros. Por lo tanto, se puede concluir que desde el punto de vista estructural, el refuerzo con macromarcos contraventados constituye una solución adecuada, sin embargo, un refuerzo con elementos ADAS resultaría también una alternativa muy aceptable, es por esto que es necesario analizar otros aspectos para poder evaluar los pros y los contras de cada alternativa.

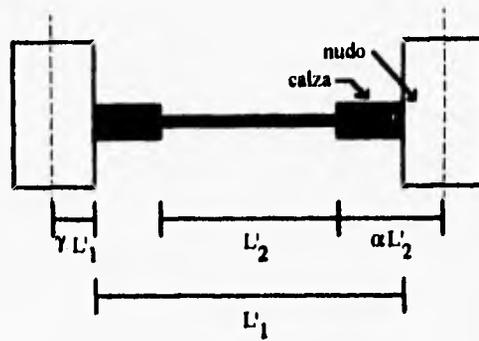


Figura 5.1. Nudos rígidos debidos a las calzas.

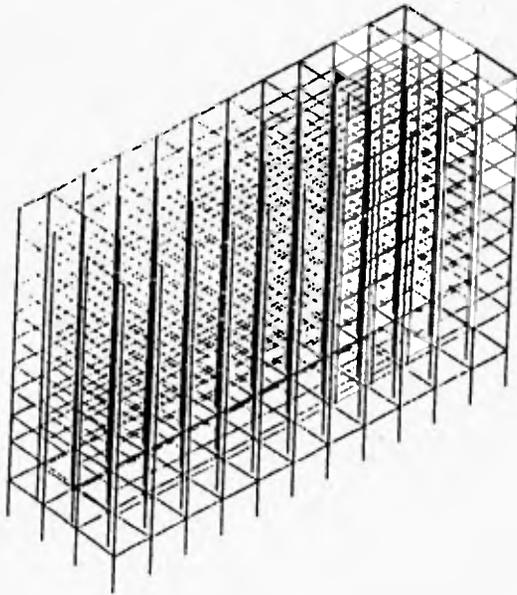


Figura 5.2. Modelo ETABS de la estructura original

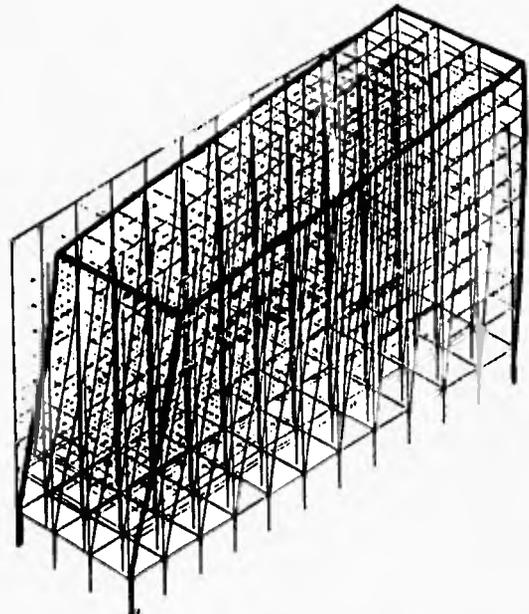


Figura 5.3. Primer modo de vibrar de la estructura original

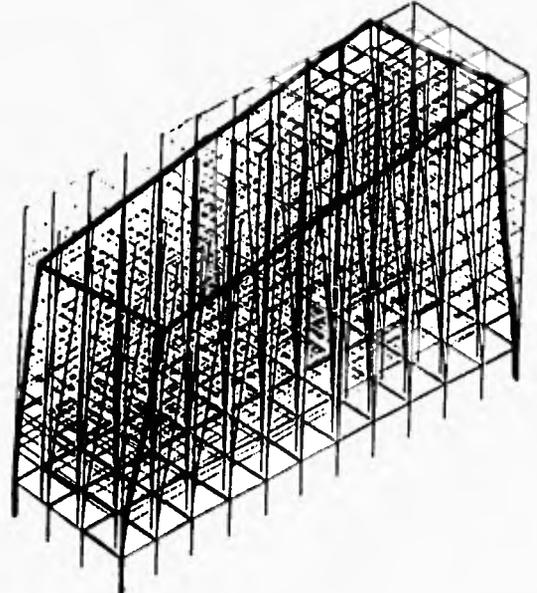


Figura 5.4. Segundo modo de vibrar de la estructura original

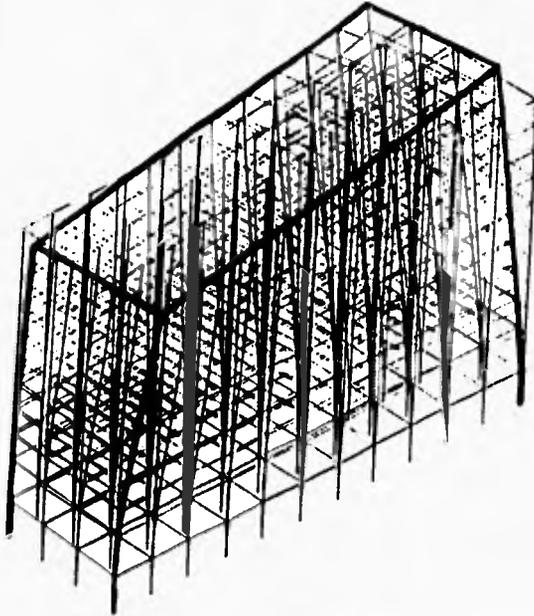


Figura. 5.5. Tercer modo de vibrar de la estructura original

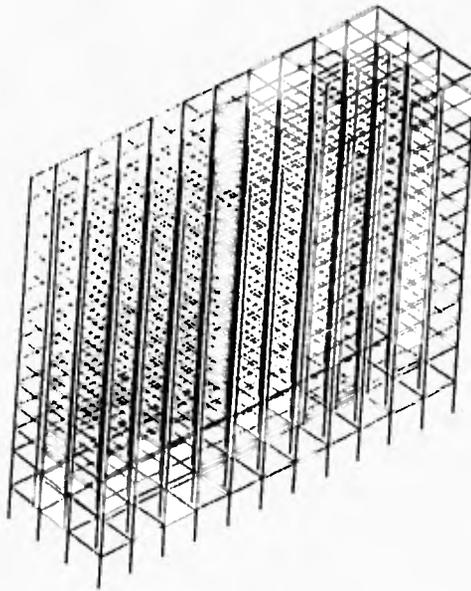


Figura 5.6. Modelo ETABS de la estructura con apéndice

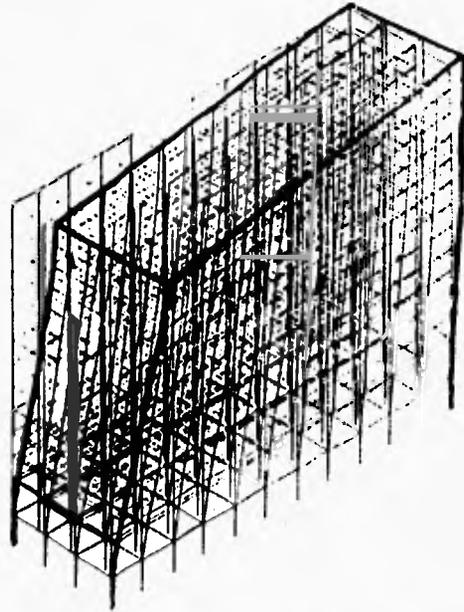


Figura 5.7. Primer modo de vibrar de la estructura con apéndice

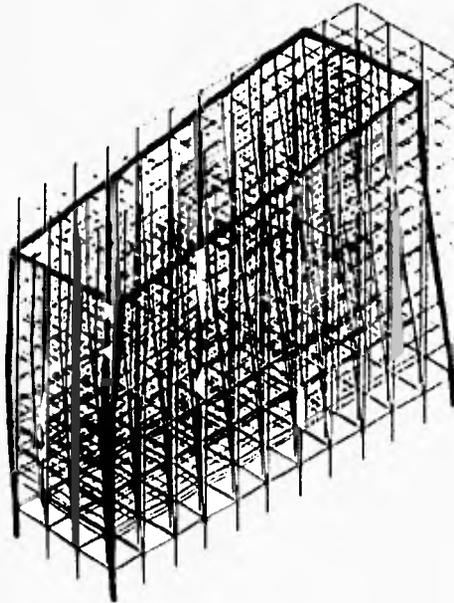


Figura 5.8. Segundo modo de vibrar de la estructura con apéndice

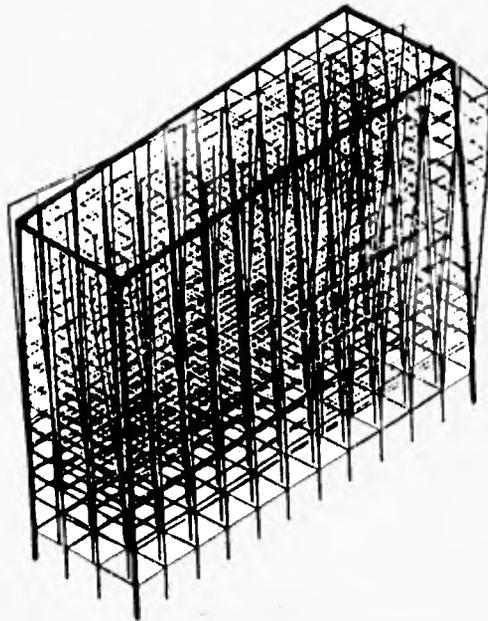


Figura 5.9. Tercer modo de vibrar de la estructura con apéndice

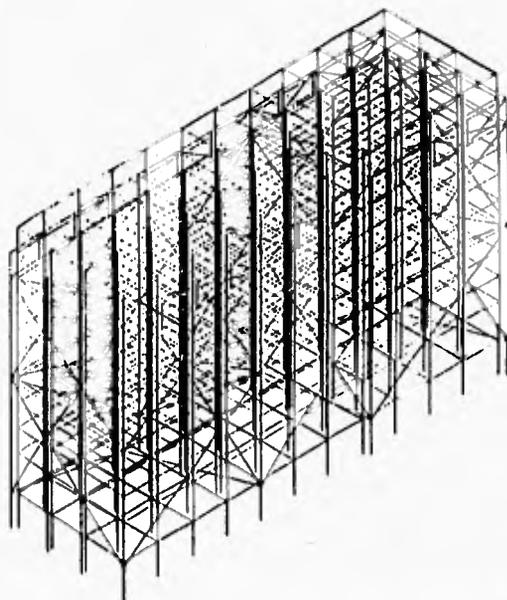


Figura 5.10. Modelo ETABS de la estructura reforzada

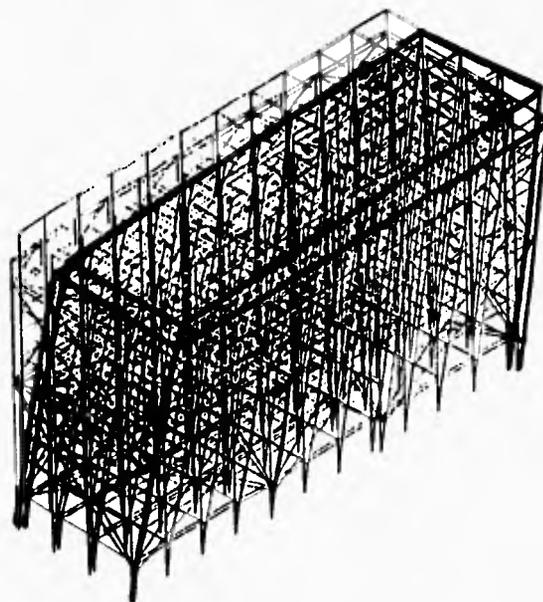


Figura 5.11. Modo de vibrar N-S de la estructura reforzada

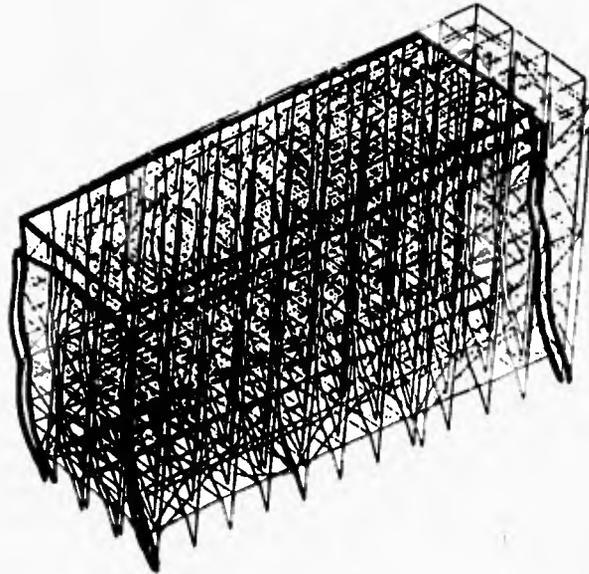


Figura 5.12. Modo de vibrar E-W de la estructura reforzada

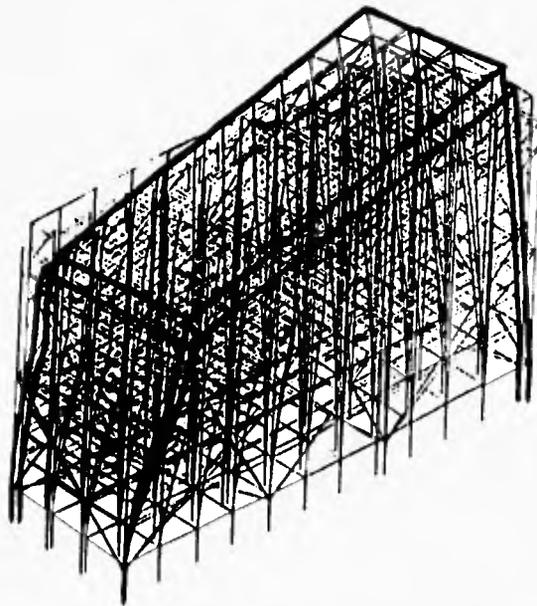


Figura 5.13. Modo de vibrar de torsión de la estructura original

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

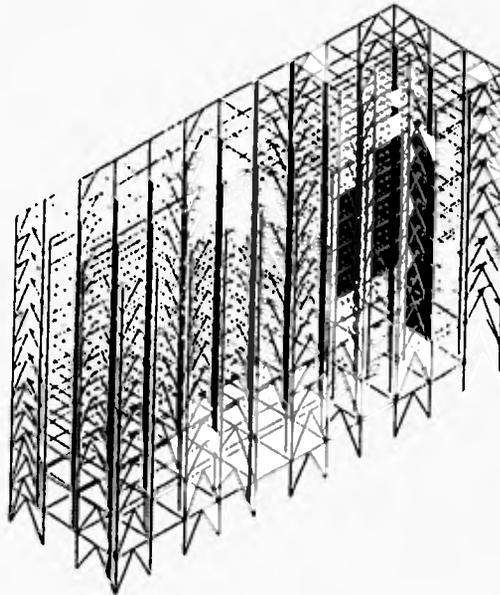


Figura 5.14. Modelo ETABS de la estructura con ADAS

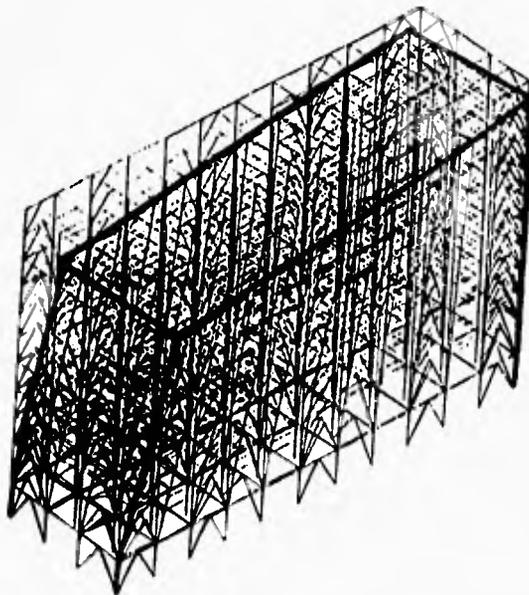


Figura 5.15. Modo de vibrar N-S de la estructura con ADAS

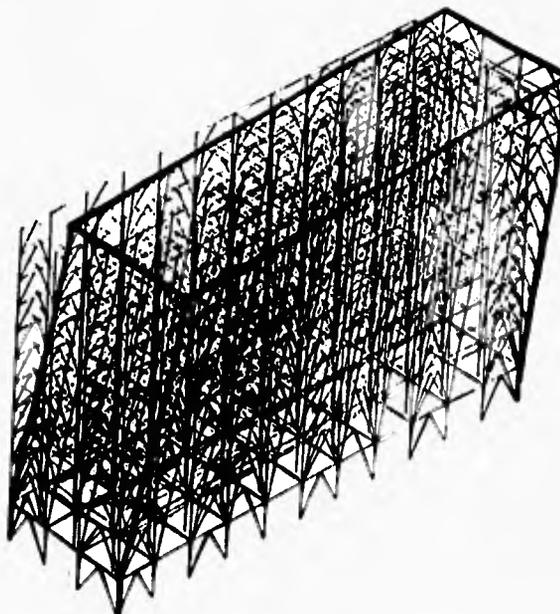


Figura 5.16. Modo de vibrar E-W estructura con ADAS

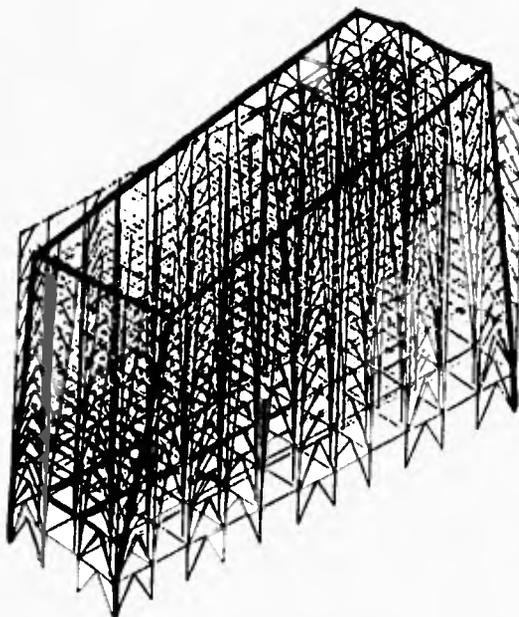


Figura 5.17. Modo de vibrar de torsión estructura con ADAS

6. Análisis al Límite Comparativo

6.1. Análisis al límite de las estructuras original y con apéndice

Se realizaron análisis al límite de la estructura en cuestión para determinar su capacidad sísmo-resistente en ambas direcciones, en su condición original y con el apéndice de tres pisos. En los análisis se asumió una distribución de fuerzas laterales de acuerdo con el modo fundamental de vibración de la dirección bajo estudio. Las capacidades nominales de las vigas se calcularon suponiendo que éstas podían desarrollar su capacidad plástica en su totalidad, tomando en cuenta que son perfiles S que cumplen con los requisitos de las secciones compactas, es decir, su capacidad a momento es simplemente su módulo de sección por el esfuerzo de fluencia del acero.

Para las columnas, se calculó el esfuerzo último de la sección tomando en cuenta el factor de esbeltez y las condiciones de apoyo y arriostamiento. Dado que las columnas de las estructuras original y con apéndice no cuentan con contraventeos, se tomaron los coeficientes de restricción de columnas para marcos no arriostados. En la determinación de los coeficientes de restricción de columnas se consideró que las losas restringen su deformación, por lo que esto se modeló por medio de transformar un ancho efectivo de la losa de concreto a acero para incluirlo como parte del patín superior de las secciones S. Una vez determinado el esfuerzo último de la columnas (σ_u), corregido por efectos de esbeltez, la capacidad última a compresión axial se tomó simplemente como el producto de este esfuerzo por su área transversal. Para el momento plástico, se utilizó también σ_u en el cálculo por corresponder a un criterio más conservador de la capacidad de las columnas.

Se estudiaron cuatro modos de falla en el edificio original en ambas direcciones. El primer modo de falla es el correspondiente al mecanismo de viga débil-columna fuerte (mecanismo 1, tabla 6.1), generalmente asociado con los reglamentos de diseño. El segundo mecanismo corresponde a la falla generalizada de las columnas de PB, el cual se seleccionó tomando en cuenta que las columnas de este nivel son muy esbeltas y de doble altura (mecanismo 2, tabla 6.1). El tercer mecanismo corresponde a la falla generalizada de las columnas del sexto piso, considerado debido al cambio brusco de secciones en este nivel (mecanismo 3, tabla 6.1). El cuarto modo de falla corresponde a un mecanismo combinado en el cual se articulan las columnas de PB en su base y las del sexto piso en su parte superior, así como todas las vigas intermedias, es decir, las vigas de PB al quinto piso (mecanismo 4, tabla 6.1).

Tabla 6.1. Mecanismos de falla asociados a la estructura original		
Dirección	Mecanismo de falla	Cortante basal
N-S	1. viga débil-columna fuerte	0.108W
	2. columnas de PB	0.131W
	3. columnas del sexto piso	0.447W
	4. combinado	0.108W
E-W	1. viga débil-columna fuerte	0.097W
	2. columnas de PB	0.130W
	3. columnas del sexto piso	0.487W
	4. combinado	0.092W

Se aprecia en la tabla 6.1 que el mecanismo de falla que rige en la dirección N-S es el de viga débil-columna fuerte (figura 6.1) y que su capacidad límite a cortante basal ante carga sísmica es 0.108W, mientras que en la dirección E-W el mecanismo de falla combinado es el que rige (figura 6.2), con una capacidad límite a cortante basal de 0.092W, donde W es el peso total del edificio original. La

estructura original fue diseñada conforme al reglamento de construcciones del Distrito Federal de 1942, con el cual cumple, ya que la capacidad a cortante basal conforme a este reglamento debía de ser $0.025W$. De hecho, el edificio cumple con las normas del reglamento de construcciones de 1976, en el cual para una estructura ubicada en la zona III y con un periodo fundamental de vibración entre 0.8s y 3.3s, el cortante basal de diseño tomando en cuenta un factor de ductilidad de cuatro, que era permitido por ese reglamento para este tipo de estructuración, es de $0.06W$. Sin embargo, la estructura original no cumpliría con los requisitos de las normas de emergencia del reglamento posteriores al sismo de 1985 ni al RCDF-87, conforme a los cuales debería de tener una capacidad a cortante basal mínima de $0.10W$, tomando un factor de ductilidad de cuatro como el que especifican dichas normas.

Se estudiaron los mismos cuatro modos de falla en ambas direcciones del edificio con el apéndice de tres pisos. Los resultados de los análisis al límite para esta condición se presentan en la tabla 6.2.

Tabla 6.2. Mecanismos de falla asociados a la estructura con apéndice		
Dirección	Mecanismo de falla	Cortante basal
N-S	1. viga débil-columna fuerte	0.075W
	2. columnas de PB	0.100W
	3. columnas del sexto piso	0.218W
	4. combinado	0.074W
E-W	1. viga débil-columna fuerte	0.072W
	2. columnas de PB	0.100W
	3. columnas del sexto piso	0.238W
	4. combinado	0.063W

El mecanismo de falla que rige en ambas direcciones para la estructura con el apéndice es el mecanismo combinado cuya capacidad límite a cortante basal ante carga sísmica es $0.074W$ en la dirección E-W (figura 6.3) y $0.063W$ en la dirección N-S (figura 6.4). El edificio con apéndice apenas cumple con las normas del reglamento de construcciones de 1976, y tampoco cumpliría con los requisitos de las normas de emergencia del reglamento posteriores al sismo de 1985 ni los reglamentos RCDF-87 y RCDF-93. Es claro que la adición de tres pisos a la estructura redujo notablemente su capacidad sismo-resistente. Esta reducción fue aproximadamente del 32% en ambas direcciones, lo cual indica que la adición del apéndice tuvo un efecto negativo en cuanto resistencia, aunque haya resultado benéfica desde el punto de vista de comportamiento dinámico.

6.2. Análisis al límite de las estructuras reforzadas con macromarcos contraventeados y con dispositivos ADAS

Se analizaron también dos casos de reestructuración: la existente a base de macromarcos contraventeados, y la reestructuración propuesta en base a dispositivos ADAS, para determinar sus respectivas capacidades sismoresistentes en ambas direcciones. Se realizaron las mismas hipótesis que para el caso de la estructura original, con la salvedad de que para los contraventeos se determinó su carga última tomando en cuenta la esbeltez de los mismos y que la contribución de los ADAS, trabajando a cortante, también se incluyó en la determinación del cortante basal último de la estructura. En ambos casos, para las columnas en los marcos con contravientos, se tomaron los coeficientes de restricción de columnas para marcos arriostrados.

Para el edificio reforzado con los macromarcos contraventeados se estudiaron tres modos de falla en el edificio original en ambas direcciones. El primer mecanismo corresponde a la falla generalizada de las columnas de PB. El

segundo mecanismo corresponde a la falla generalizada de las columnas del tercer piso, el cual se seleccionó tomando en cuenta la geometría de los macromarcos. El tercer modo de falla corresponde a un mecanismo combinado en el cual se articulan las columnas de PB en su base y las del sexto piso en su parte superior, así como todas las vigas intermedias, los contravientos de los macromarcos, etc. Los resultados se resumen en la tabla 6.3.

Dirección	Mecanismo de falla	Cortante basal
N-S	1. columnas de PB débiles	0.517W
	2. columnas N3 débiles	0.671W
	3. combinado	0.527W
E-W	1. columnas de PB débiles	0.299W
	2. columnas N3 débiles	0.456W
	3. combinado	0.346W

Se aprecia que con la reestructuración a base de macromarcos se incrementa substancialmente la capacidad sismo-resistente de la estructura, aunque los mecanismos de falla críticos no son de naturaleza dúctil. Los mecanismos de falla para estos casos corresponden a columnas débiles de PB tanto en la dirección E-W, con capacidad límite a cortante basal ante carga sísmica de 0.30W (figura 6.5), como en la N-S, con 0.517W (figura 6.6). La capacidad de la estructura reforzada con macromarcos cumple con los requisitos del RCDF-87 y del RCDF-93, conforme a los cuales debería de tener una capacidad a cortante basal mínima de 0.20W, tomando un factor de ductilidad de dos como el que especifican dichas normas para este tipo de estructuración. Otro aspecto importante en resaltar es la participación de los macromarcos en la resistencia global de la estructura. En dirección E-W, los macromarcos adicionales A' y D' (figura 4.1) contribuyen en un 71% a la resistencia global en esa dirección, mientras que en dirección N-S, los

macromarcos 1', 5', 8' y 12' (figura 4.1) contribuyen en un 48% a la resistencia global en esa dirección.

Para el edificio reforzado con dispositivos ADAS, se estudiaron los mismos cuatro mecanismos de falla que para los casos de las estructuras original y con el apéndice de tres pisos. Los resultados de los análisis al límite para esta condición se presentan en la tabla 6.4. Se observa que los dispositivos ADAS incrementan muy razonablemente la capacidad sismoresistente de la estructura en ambas direcciones, y que el mecanismo de falla combinado es de naturaleza más dúctil que el obtenido para el refuerzo a base de macromarcos, aunque no el ideal.

Dirección	Mecanismo de falla	Cortante basal
N-S	1. viga débil-columna fuerte	0.412W
	2. columnas de PB	0.786W
	3. columnas del sexto piso	0.970W
	4. combinado	0.182W
E-W	1. viga débil-columna fuerte	0.489W
	2. columnas de PB	0.952W
	3. columnas del sexto piso	1.263W
	4. combinado	0.472W

La capacidad a cortante basal de la estructura reforzada con ADAS es 0.472W en la dirección E-W (figura 6.7) y de 0.182W en la dirección N-S (figura 6.8) para los casos del mecanismo de falla combinado. El refuerzo con ADAS cumple con las exigencias del RCDF-87, para el cual la estructura debería de tener una capacidad a cortante basal de 0.10W, tomando un factor de comportamiento sísmico de cuatro que permitiría el reglamento. Por otra parte, es importante resaltar la participación de los marcos reforzados con ADAS en la resistencia global de la estructura. En dirección E-W, los marcos A y D contribuyen en un

90% a la resistencia global en esa dirección, mientras que en dirección N-S, los marcos 1, 5, 8 y 12 contribuyen en un 74% a la resistencia global en esa dirección.

Por lo tanto, se considera que desde el punto de vista de distribución de resistencia y ductilidad, la reestructuración con dispositivos ADAS es superior a la actualmente construida con macromarcos contraventeados, utilizando como criterio únicamente los análisis al límite.

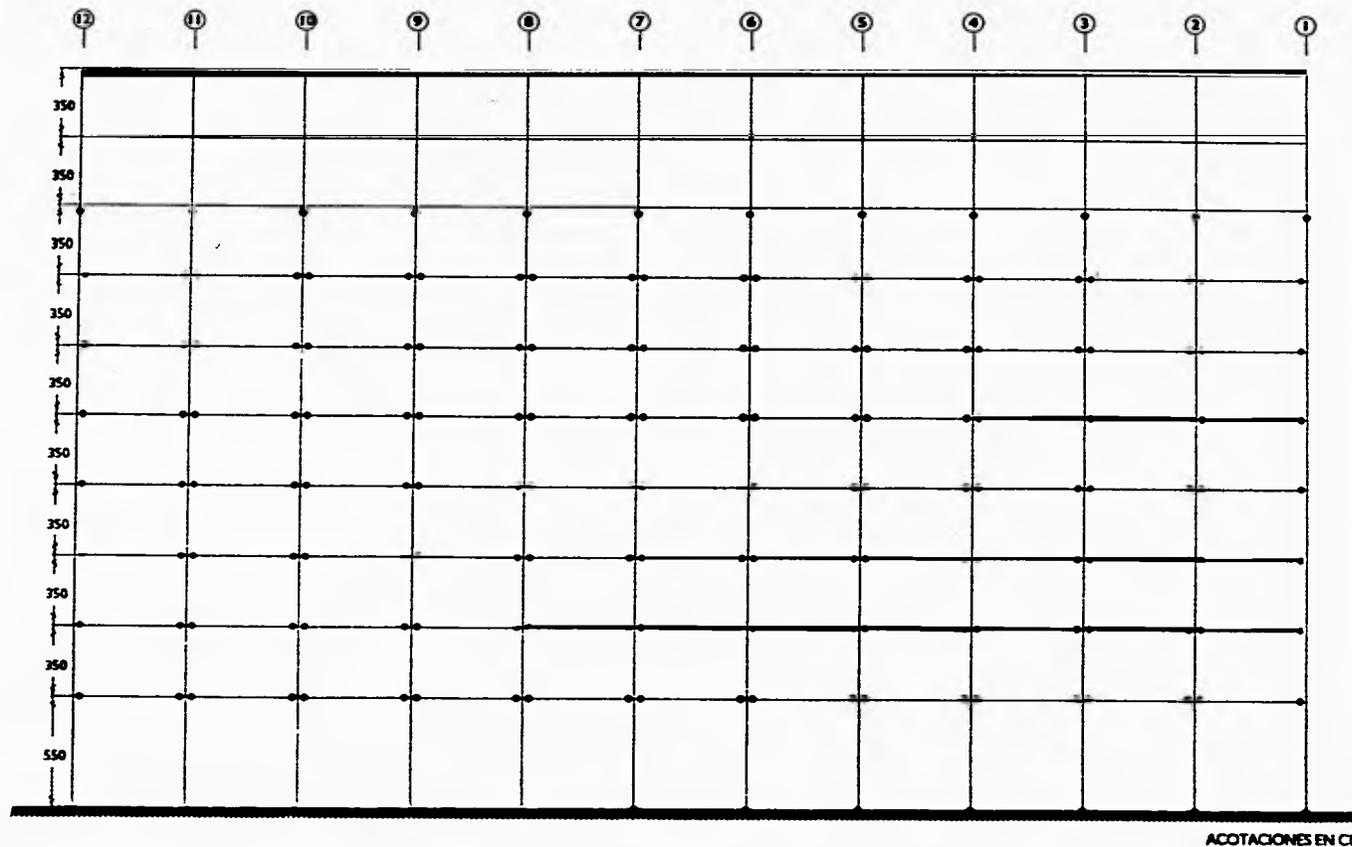


Figura 6.1. Mecanismo crítico dirección E-W de la estructura original

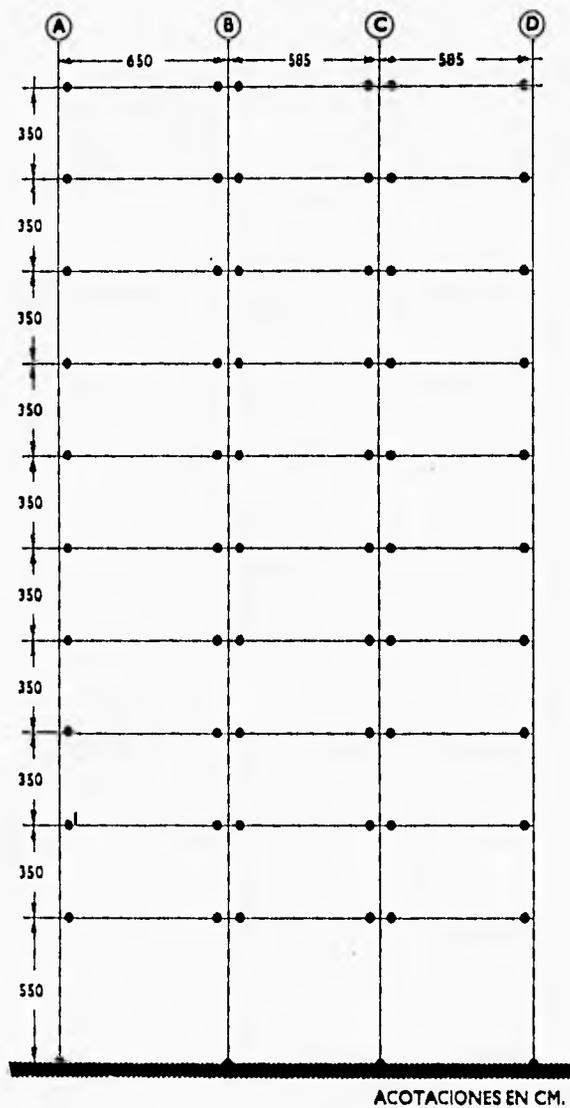


Figura 6.2. Mecanismo crítico dirección N-S de la estructura original

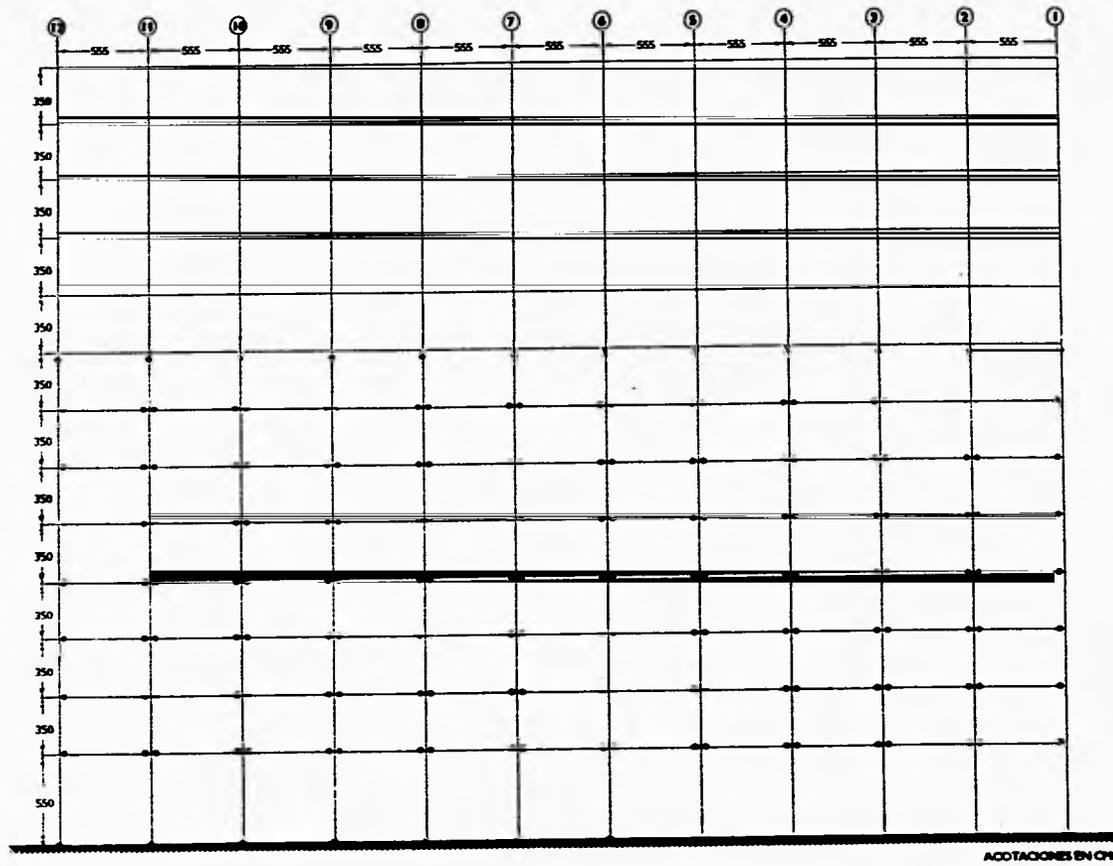


Figura 6.3. Mecanismo crítico dirección E-W de la estructura con apéndice

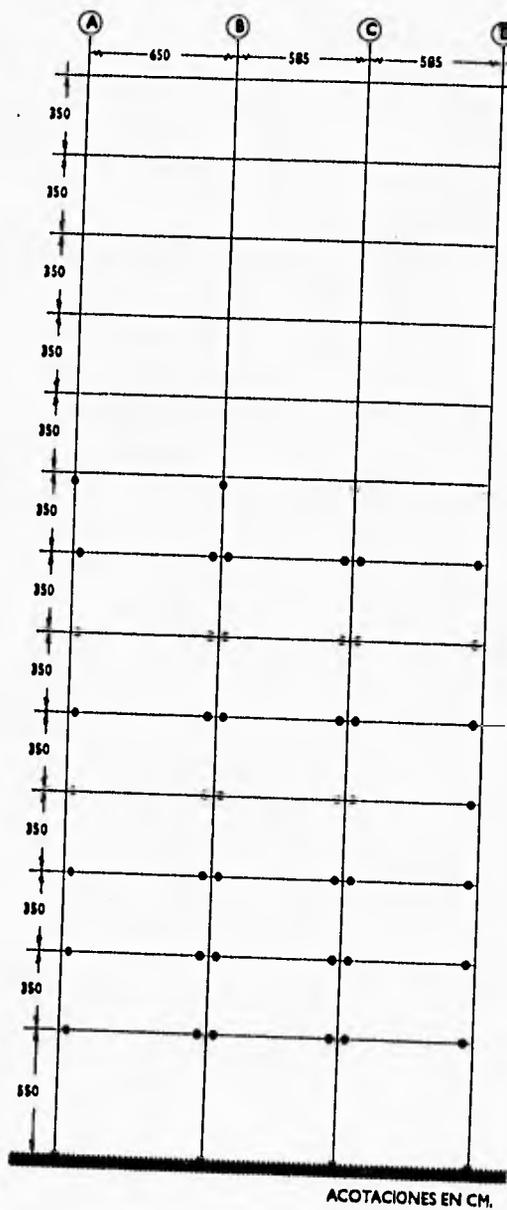


Figura 6.4. Mecanismo crítico dirección N-S de la estructura con apéndice

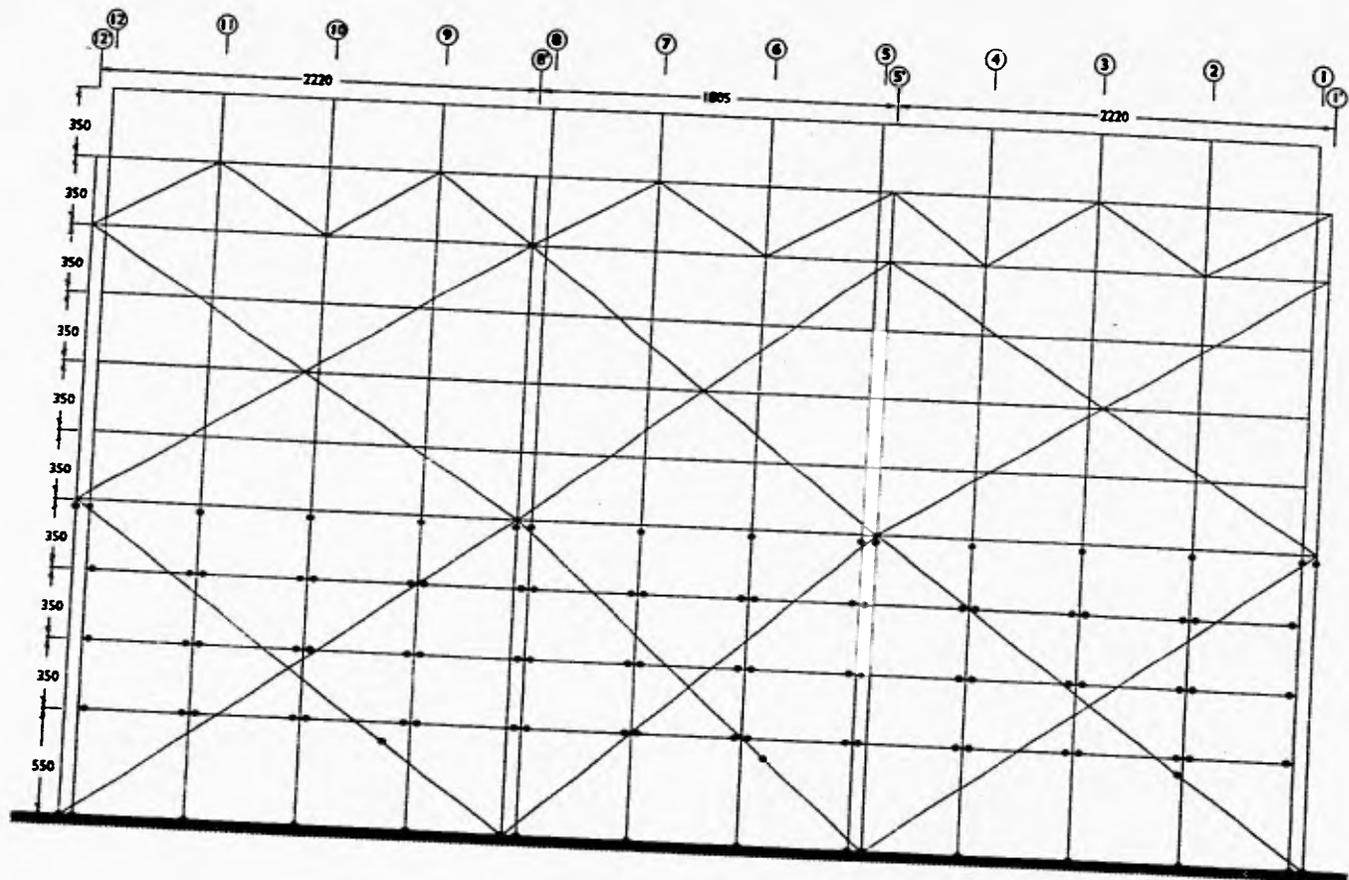


Figura 6.5. Mecanismo crítico dirección E-W de la estructura reforzada

ACOTACIONES EN CM.

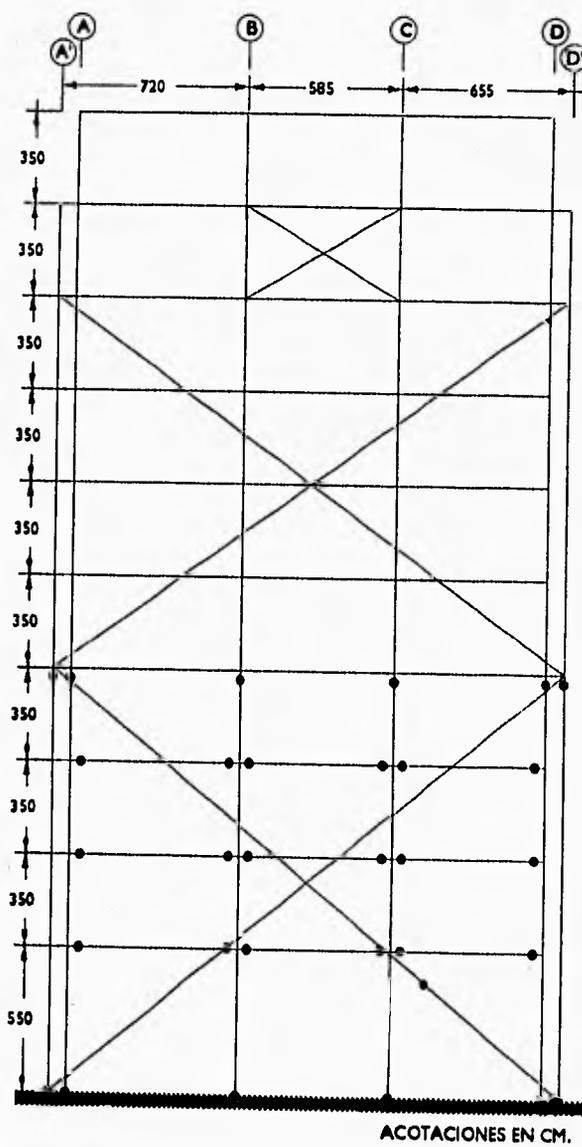
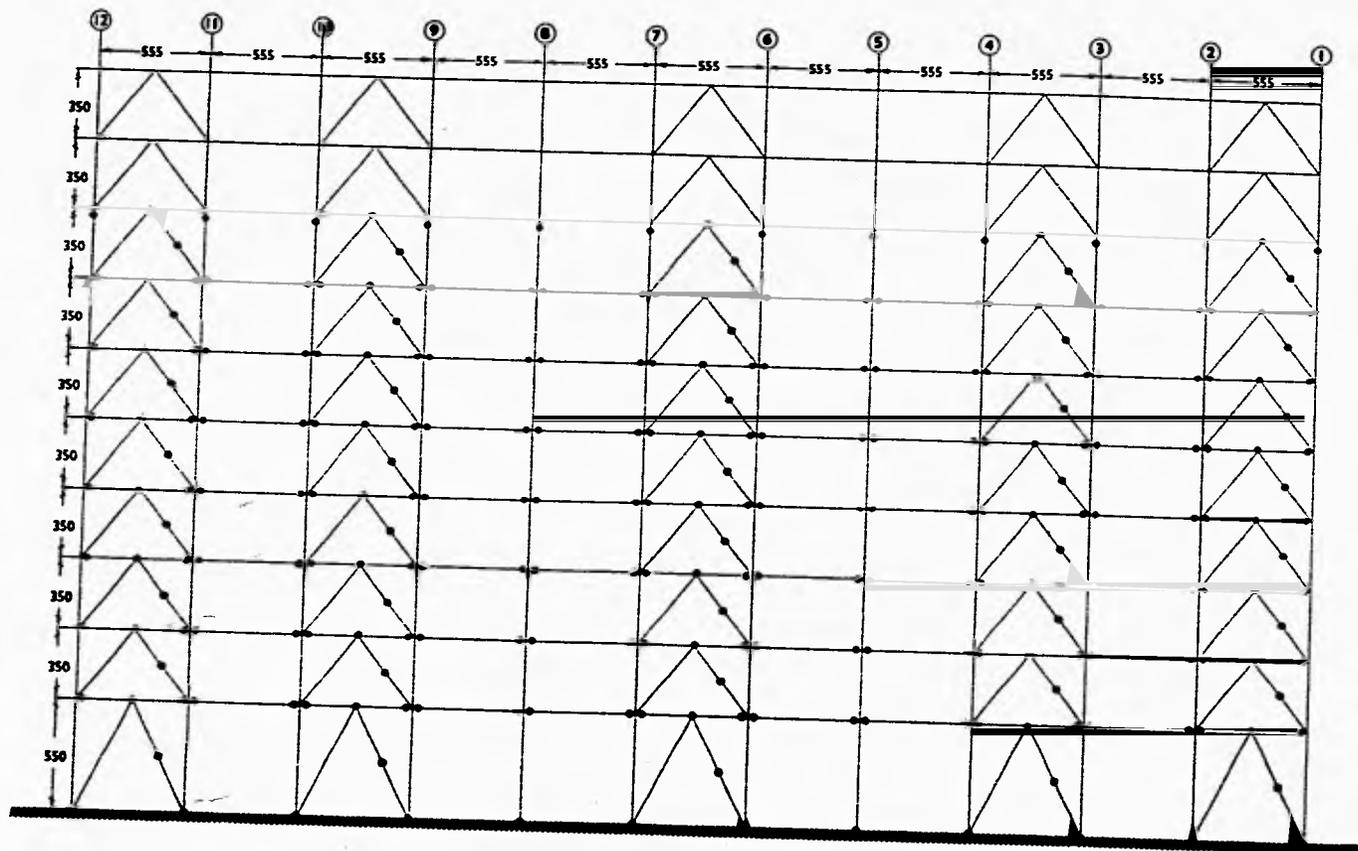


Figura 6.6. Mecanismo crítico dirección N-S de la estructura reforzada



ACOTACIONES EN CM.

Figura 6.7. Mecanismo crítico dirección E-W de la estructura con ADAS

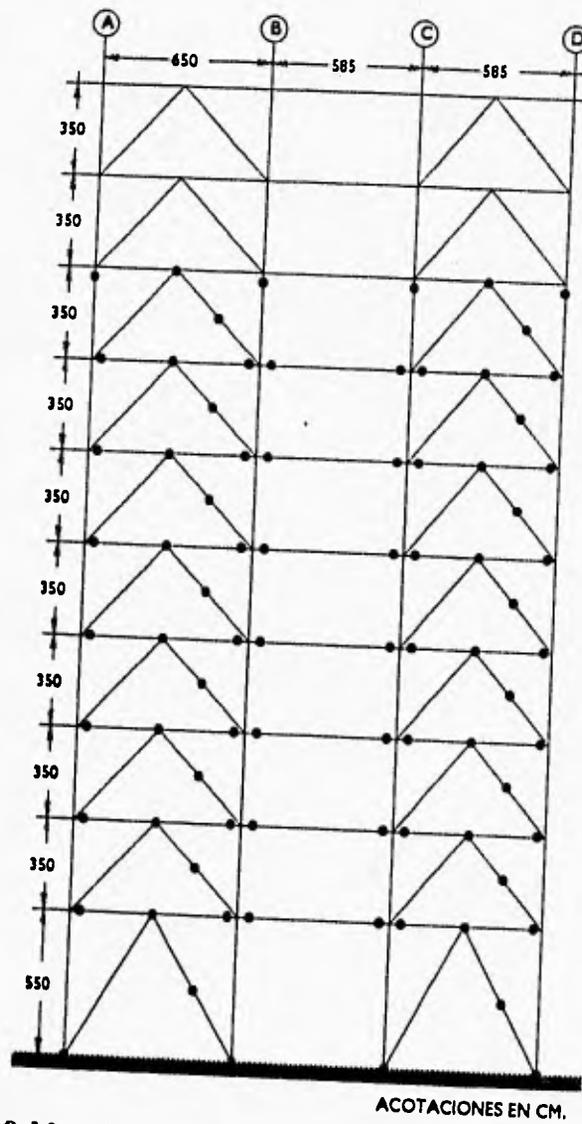


Figura 6.8. Mecanismo crítico dirección N-S de la estructura con ADAS

7. Análisis No Lineal Comparativo con Sistemas Equivalentes de Un Grado de Libertad

Con el fin de evaluar de manera aproximada y rápida las demandas máximas de ductilidad de las estructuras original y reforzada ante las solicitaciones del sismo del 19 de septiembre de 1985, se realizaron análisis dinámicos no lineales en sistemas equivalentes de un grado de libertad utilizando los acelerogramas simulados.

Un modelo de un grado de libertad se obtiene a partir de una representación de varios grados de libertad definiendo masas, rigideces, alturas y amortiguamientos equivalentes a partir del modo fundamental de vibración o de combinaciones modales. El denominado "modelo Q" (Q model, Saiidi y Sozen, 1979) o modelo rápido, es un sistema masa-resorte-amortiguador que se basa en esta premisa. Se puede demostrar que la ecuación de movimiento de un sistema de varios grados de libertad puede expresarse por la del sistema equivalente de un grado de libertad de la siguiente forma:

$$M_e \ddot{x} + C_e \dot{x} + K_e x = -M_t \ddot{x}_g \quad (7.1)$$

$$M_e = \frac{\alpha_m}{\alpha_1} M_t \quad (7.2)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_1^2} \quad (7.3)$$

$$C_e = 2\zeta_1 \omega_e M_e \quad (7.4)$$

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{1i}^2}{M_t} \quad (7.5)$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \phi_{1i}}{F_1} \quad (7.6)$$

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e} \quad (7.7)$$

en donde :

M_e = masa equivalente del sistema de un grado de libertad.

K_e = rigidez inicial equivalente del sistema de un grado de libertad.

C_e = amortiguamiento equivalente del sistema de un grado de libertad.

M_T = masa total del sistema de varios grados de libertad

\ddot{x}_g = aceleraciones del terreno

M_i = masa del sistema de varios grados de libertad en el nivel i .

ϕ_{1i} = desplazamiento modal (primer modo) en el nivel i .

F_i = fuerza modal actuante en el nivel i .

F_1 = fuerza actuante total asociada al primer modo.

T_1 = periodo fundamental de vibración del sistema de varios grados de libertad.

ζ_1 = amortiguamiento viscoso para el primer modo.

ω_e = frecuencia circular inicial del sistema equivalente.

La altura equivalente del oscilador, H_e , se define como :

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{1i} h_i}{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{1i}} \quad (7.8)$$

en donde h_i es la altura entre el nivel i y la base del modelo de varios grados de libertad. La altura equivalente del oscilador es importante para el cálculo del momento dinámico en la base, así como para definir desplazamientos relativos. El

cortante basal de cedencia, V_u , se puede tomar como el cortante basal último obtenido por medio de los análisis al límite, para este estudio. El desplazamiento de cedencia Δ_u , se calcula simplemente como:

$$\Delta_u = \frac{V_u}{K_e} \quad (7.9)$$

Para cada dirección y modelo estudiado, se utilizaron el modo fundamental de vibración, la capacidad a cortante basal y el acelerograma simulado de la dirección considerada obtenidos para el modelo en estudio.

La curva carga-deformación del oscilador se define de acuerdo con una hipótesis de comportamiento histerético de la estructura bajo estudio, que para el presente caso de una estructura de acero será el modelo de Ramberg-Osgood.

Se utilizaron acelerogramas sintéticos de sitio para la estación de Alameda Central (figura 7.1), instalada en 1988 y que se encuentra muy cercana a la estructura en cuestión, correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985, utilizando un algoritmo que se basa en la interpolación de las funciones de transferencia de las estaciones de la red acelerométrica del Valle de México (Ordaz et al, 1992).

Se estudiaron los diferentes casos ante las solicitaciones del sismo del 19 de septiembre de 1985, obteniéndose las demandas de ductilidad, distorsiones globales máximas y desplazamientos dinámicos máximos, los cuales se resumen en la tabla 7.1. Las curvas histeréticas resultantes de los modelos estudiados se presentan en las figuras 7.2 a 7.5, así como los acelerogramas simulados que se presentan en la figura 7.1.

Caso	Dirección	Demanda de Ductilidad	Distorsiones Globales	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)
Original	N-S	1.85	0.0133He	33.4
	E-W	2.81	0.0142He	34.5
Con apéndice de tres pisos	N-S	1.58	0.0106He	34.4
	E-W	2.49	0.0127He	39.6
Reest. con Macromarcos	N-S	0.83	0.0062He	15.3
	E-W	1.22	0.0037He	8.5
Reest. con ADAS	N-S	1.32	0.0058He	14.6
	E-W	0.96	0.0067He	16.7

Se observa que para el caso de la estructura con el apéndice de tres pisos adicionales, que era la existente durante el sismo del 85, no obstante que las demandas de ductilidad no son altas, las deformaciones son bastante importantes, siendo congruentes con los daños observados posteriores al sismo. Las distorsiones globales serían aceptables para el RCDF actual si los elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros divisorios, estuviesen desligados de la estructura principal, lo cual seguramente no era el caso, probablemente ocasionando importantes daños en los mismos.

De estos resultados se puede deducir que el simple hecho de eliminar los tres pisos que en alguna época se le adicionaron al edificio no hubiese sido una solución completa, incluso, esto hubiese ocasionado más daños a elementos no estructurales ya que se aumentarían apreciablemente las distorsiones globales, indicando que definitivamente se requería de algún tipo de reestructuración.

Los casos de la reestructuración a base de macromarcos y a base de dispositivos ADAS presentan una mejoría en su comportamiento dinámico con

respecto a los otros casos, sin embargo se observan desplazamientos grandes que aún requerirían desligar los elementos no estructurales de la estructura principal para cumplir con las normas. Cabe mencionar que precisamente en este rubro de desplazamientos y distorsiones, se ha observado que este método tan sencillo es muy inexacto para modelos complejos que involucran contraventeos diagonales, siempre arrojando resultados exagerados.

Por lo tanto, la eficacia de la reestructuración existente a base de macromarcos, y a la propuesta a base de dispositivos ADAS, considerando solamente efectos dinámicos podrá determinarse mediante modelos más complejos, de varios grados de libertad, en donde se puedan representar más fielmente factores geométricos y de resistencia individual de los elementos.

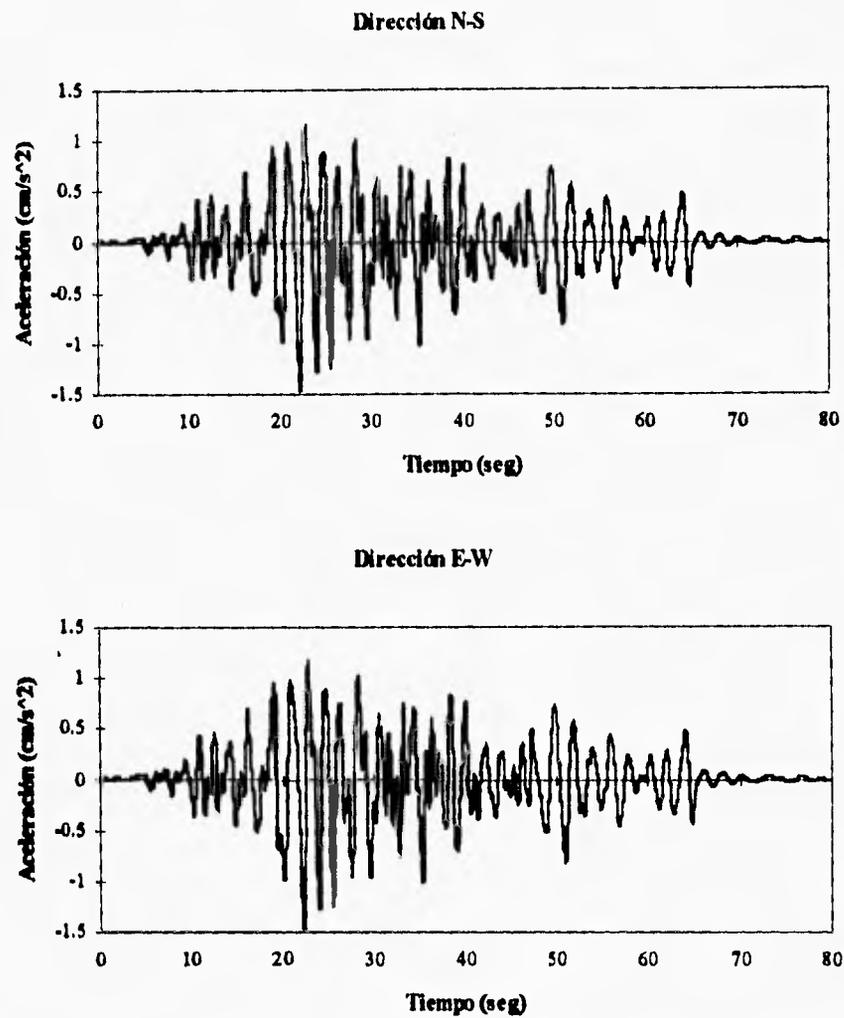


Figura 7.1. Acelerogramas simulados para el sismo del 19 de septiembre de 1985

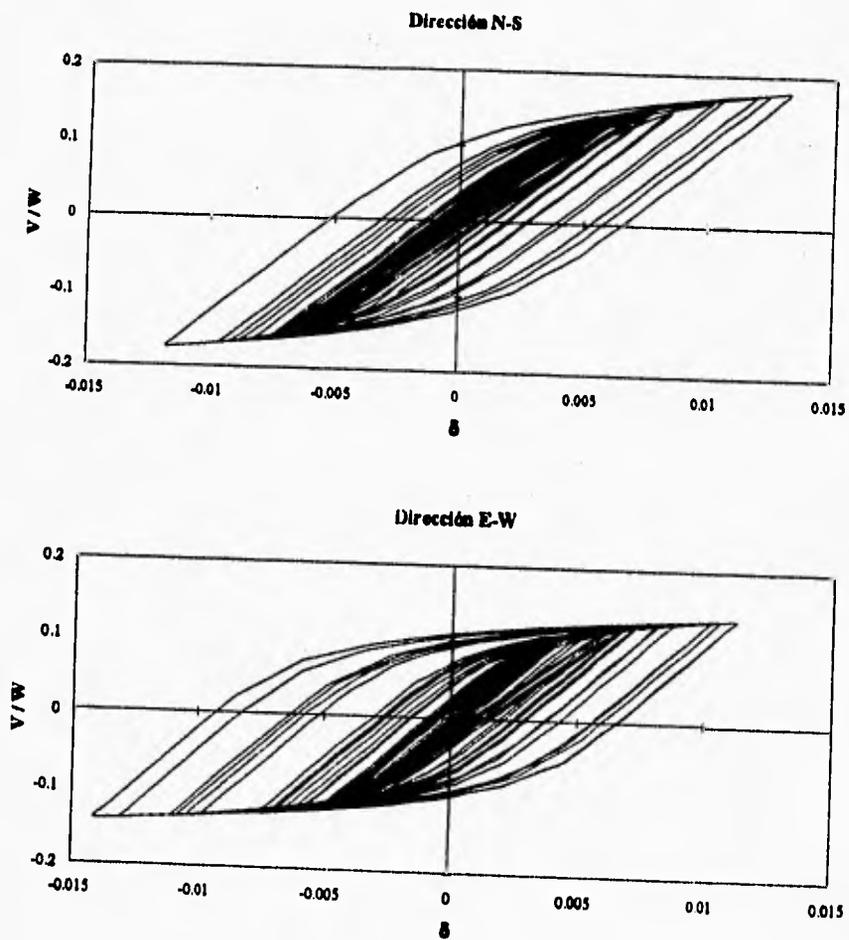


Figura 7.2. Comportamiento histerético de la estructura original

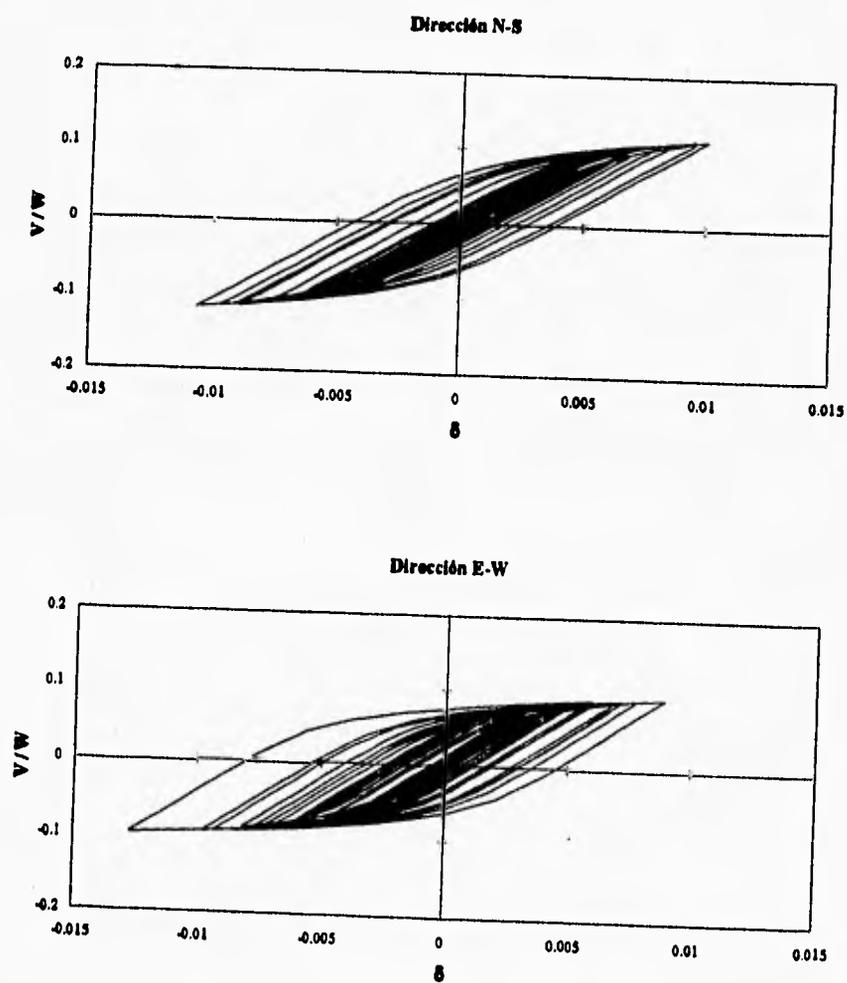


Figura 7.3. Comportamiento histerético de la estructura con apéndice

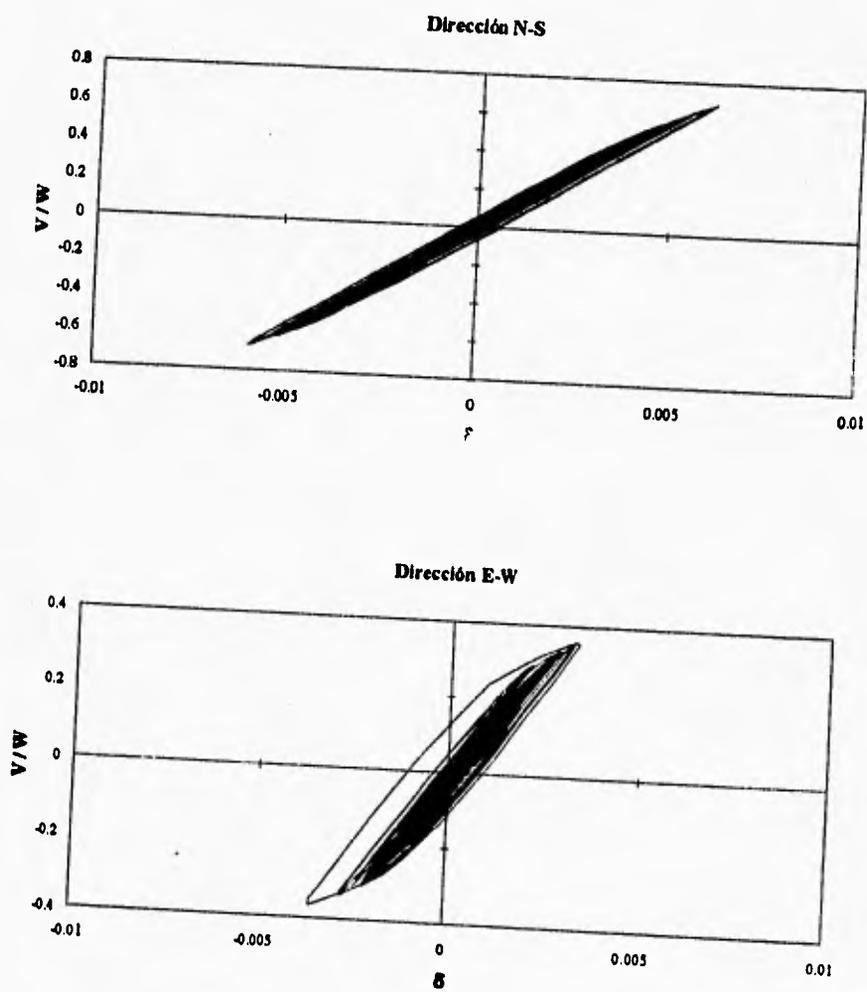


Figura 7.4. Comportamiento histerético de la estructura con macromarcos

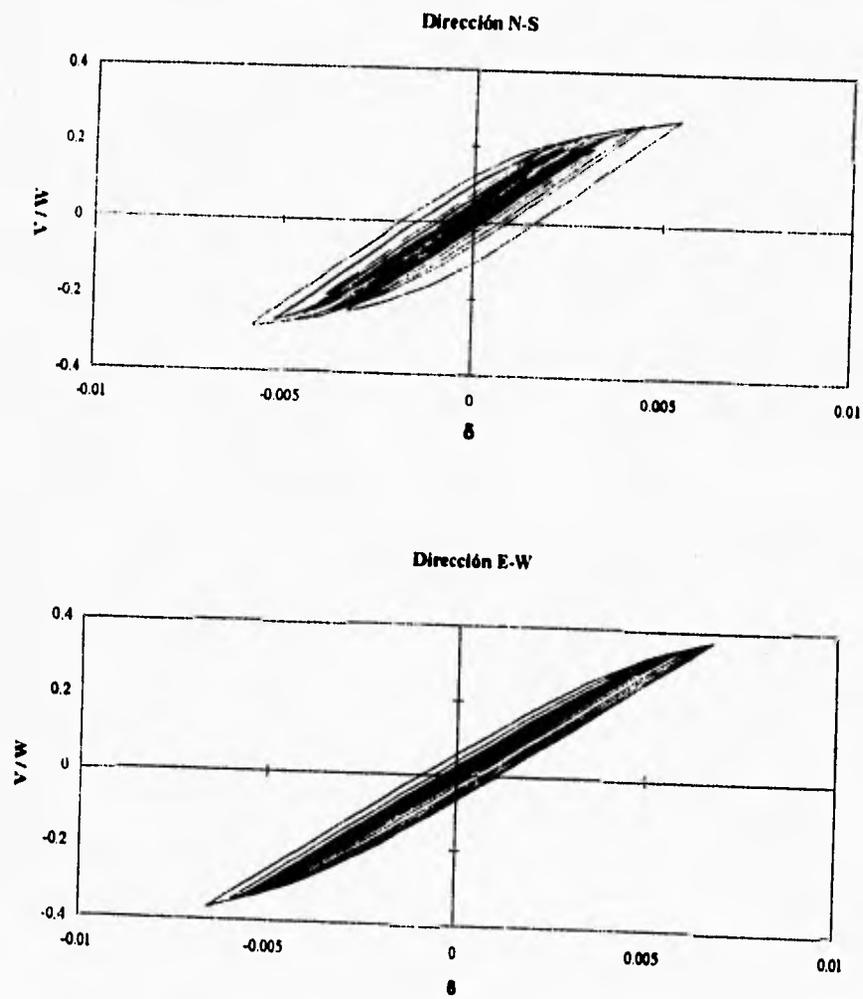


Figura 7.5. Comportamiento histerético de la estructura con ADAS

8. Análisis No Lineal Comparativo con Modelos Bidimensionales Equivalentes

Para determinar con mayor detalle la influencia de la colocación de los dispositivos ADAS en la estructura, y comparar su comportamiento con el de la reestructuración en base a macromarcos, se realizaron análisis inelásticos de los diferentes modelos en estudio. Los análisis se realizaron con la ayuda del programa DRAIN-2DX (Prakash et al., 1992), el cual considera solamente el estudio de sistemas estructurales planos, con sistemas de entrepiso rígidos.

Dadas las características del programa, fue necesario escoger un marco del edificio que fuera representativo de las características dinámicas de la estructura tridimensional. Para determinar el marco a estudiar, fue también necesario considerar la capacidad limitada de número de elementos definibles en el DRAIN-2DX, que en este caso no podría analizar un marco de la dirección larga de la estructura. Así, analizando los resultados por marco de los análisis al límite, se concluyó que el marco más crítico de la estructura, y que resulta de mayor representatividad, es el marco 8.

Se elaboraron entonces los modelos del DRAIN-2DX correspondientes a las estructuras original, con apéndice, con macromarcos, y con ADAS, calculando las masas correspondientes a cada caso según su rigidez, y calibrando el modelo para una variación máxima del 5% en los períodos naturales de vibración entre estos modelos y los modelos elásticos del ETABS. También se consideró la interacción suelo-estructura, como en los modelos del ETABS.

Para el análisis no lineal en el DRAIN-2DX, se consideró que todos los elementos del marco seguirían un comportamiento inelástico bilineal. El efecto lateral de interacción suelo-estructura se tomó en cuenta mediante dos columnas horizontales conectadas al nivel de PB, que representaban los resortes que modelan al suelo flexible. Las constantes de los resortes se determinaron conforme a lo estipulado por el RCDF-87.

Considerando que la reestructuración en base a macromarcos está diseñada para que la totalidad de las fuerzas sísmicas sean soportadas por el macromarco, el modelo analizado incluye solamente a éste sin considerar el efecto, obviamente benéfico, de la estructura original.

Para la estructura con ADAS, estos dispositivos fueron modelados como columnas del largo promedio de los ADAS, trabajando esencialmente a cortante, con la misma rigidez y capacidad que el dispositivo que cada una representa. Dichas columnas se conectaron en un extremo a la viga superior, y en el otro al contraventeo chevrón. En este caso, para analizar la importancia del apropiado empotramiento de las placas, se analizaron dos modelos, uno con las columnas que modelan a los ADAS empotradas en los extremos, y otro permitiendo el giro en el extremo de estas columnas. En general, los resultados analizados son los correspondientes al último modelo mencionado, ya que en la práctica no es posible proporcionare a los ADAS un empotramiento perfecto, y sería entonces este caso el más representativo.

Los modelos fueron sometidos a la excitación del acelerograma simulado para el sismo de septiembre de 1985, y los resultados se muestran gráficamente en las figuras 8.1 a 8.18 en las cuales se presentan, para cada modelo, los distorsiones máximas de entrepiso (δ), los cortantes máximos de entrepiso, las curvas

histeréticas de entrepiso y las curvas histeréticas de los dispositivos ADAS, en su caso, así como las más importantes formaciones de articulaciones plásticas en cada una de las estructuras, y se analizan en las secciones siguientes.

8.1. Análisis inelástico de las estructuras original y con apéndice

En el análisis inelástico de la estructura con apéndice, que es como se encontraba en 1985, se hace patente la necesidad de reestructurarla, ya que se observan distorsiones máximas de entrepiso excesivas (figura 8.6) y que en más de la mitad de los niveles rebasa el máximo estipulado por las normas (0.012), justificándose los daños observados posteriores al sismo.

El reducir los tres niveles adicionales es un primer paso para mejorar la respuesta de la estructura, sin embargo, en la figura 8.1 se observa que no sólo no es una solución suficiente, ya que no sólo las distorsiones obtenidas en los niveles N2 a N8 son bastante mayores a lo recomendado por el RCDF (0.006), sino que además las distorsiones máximas en los niveles PB a N1 aumentan considerablemente. Analizando la formación de articulaciones plásticas mostrada en la figura 8.4, se observa que el aumento de las distorsiones máximas, especialmente en el nivel PB, se debe a que a los 21.44 segundos de comenzada la excitación se forman articulaciones plásticas en ambos extremos de todas las columnas del nivel PB, y aunque en este caso la estructura "matemáticamente" continua estable, existe un muy alto riesgo del colapso de la misma.

Comparando las formaciones de articulaciones plásticas de la figura 8.5 para la estructura original, y la figura 8.9 para la estructura con apéndice, se observa que otro efecto adverso que se genera al reducir los tres niveles es que deteriora la distribución de resistencia y ductilidad en la estructura.

La tabla 8.1 muestra la comparación del cortante basal máximo obtenido en el análisis, con el máximo teórico obtenido para este marco en el análisis al límite. Se observa que en ambos casos se rebasa el máximo teórico por más del doble, lo cual ratifica la urgente necesidad de un refuerzo más allá de la reducción de los niveles adicionales. El que en el análisis inelástico no se haya registrado un colapso del marco, aunque el cortante basal rebase tanto al máximo teórico, puede ser debido a una serie de factores: a) Las características del acelerograma no indujeron una distribución de fuerzas críticas similar a la considerada en el análisis al límite, por lo que fueron excitados otros mecanismos. b) La capacidad plástica de los elementos en el análisis al límite fue subestimada con respecto a la considerada en el DRAIN-2DX, ya que no se consideró un aumento de la capacidad posterior a la fluencia como se hizo en el modelo del DRAIN-2DX.

Tabla 8.1 Cortantes basales máximos y demandas máximas de ductilidad			
Estructura	Cortante basal máximo teórico	Cortante basal máximo obtenido	Demanda máxima de ductilidad
Original	0.0095W	0.0229W	4.3 (PB)
Con apéndice	0.0065W	0.0162W	3.8 (PB)

En la tabla 8.1 también se presentan las demandas máximas de ductilidad de entrepiso aproximadas que se obtuvieron en los análisis. Se observa que para la estructura con apéndice, la demanda de ductilidad de entrepiso máxima es de 3.8, la cual difícilmente desarrollaría esta estructura dados sus elementos y sus detalles de conexión. Para el caso de la estructura original, la demanda de ductilidad de entrepiso máxima de 4.3 supera a la ductilidad máxima permitida por el reglamento, lo que implica que si la estructura hubiera tenido que soportar el sismo de septiembre de 1985 en estas condiciones, seguramente hubiera presentado daños irreversibles, un gran deterioro en sus elementos estructurales principales, y posiblemente hubiera colapsado, dado el pobre detallado de sus conexiones.

En resumen, se concluye que aunque la reducción de los tres niveles haya limitado las distorsiones de algunos entrepisos, de haber sido la estructura original la que hubiera tenido que hacer frente al sismo del 19 de septiembre de 1985, los daños resultantes en el edificio hubieran sido más graves, e incluso podría haber colapsado.

8.2. Análisis inelástico de las estructuras con macromarcos contraventeados y con dispositivos ADAS

En los resultados de los análisis se observa que con el macromarco se logran reducir las distorsiones máximas de entrepiso a valores adecuados (figura 8.10). El nivel N7 presenta una distorsión máxima superior al valor de 0.006 recomendado por las normas, lo cual indicaría necesario desligar los elementos no estructurales de la estructura principal para evitar daños en los mismos. Además, hay que recordar que, para este caso, se está despreciando la participación de la estructura original, con la cual probablemente disminuyan las distorsiones aún más, y no sea necesario desligar los elementos no estructurales, aunque aún así es recomendable hacerlo.

Para el caso de la estructura reforzada mediante dispositivos ADAS, también se observa una reducción efectiva de las distorsiones máximas de entrepiso (figura 8.14), y aunque dos niveles (N6 y N7) rebasan por un poco el valor de 0.006 recomendado por el reglamento, con desligar los elementos no estructurales se evita cualquier tipo de problemas que esto pudiera provocar.

La figura 8.13 muestra la formación de articulaciones plásticas correspondientes al tiempo 32.92 segundos, e indica un posible problema grave de la reconstrucción con macromarcos, y es que las fluencias que se presentan en las diagonales son a compresión. Por otro lado, la relación de esbeltez de estas

diagonales es de 178, superior al coeficiente de columna esbelta, lo cual implica que las diagonales, trabajando a compresión, corren el grave peligro de una falla súbita por pandeo inelástico, que provocaría un daño irreversible en las diagonales, un deterioro en la resistencia de las mismas, limitaría la capacidad de disipación de energía del sistema de contraventeo, y redundaría finalmente en la inestabilidad de la estructura.

Al observar la figura 8.17, en la cual se muestra la formación de articulaciones plásticas en la estructura con ADAS para el tiempo 23.04 segundos, y que representa el momento en el cual se genera el máximo número de articulaciones, se puede apreciar cómo la gran mayoría de la disipación de energía se encuentra concentrada en los dispositivos ADAS, y que la totalidad de ellos se encuentran trabajando en el rango inelástico, como fueron diseñados. Esto evita casi por completo cualquier daño a los miembros de la estructura principal.

En la tabla 8.2 se observa que los cortantes basales máximos obtenidos en los análisis, son fácilmente resistidos por el marco en ambas estructuras, ya que ambos son bastante inferiores al máximo teórico obtenido para el marco en estudio en el análisis al límite.

Tabla 8.2 Cortantes basales máximos y demandas máximas de ductilidad			
Estructura	Cortante basal máximo teórico	Cortante basal máximo obtenido	Demanda máxima de ductilidad
Con macromarcos	0.0617W	0.0052W	1.8 - 2.4 (PB-N2)
Con ADAS	0.0352W	0.0065W	3.5 (N6)
Dispositivos ADAS	-----	-----	6.0 (ADAS 1 Nivel N6)

En la tabla 8.2 se puede corroborar como, en el caso de la estructura con ADAS, la demanda de ductilidad a la estructura principal disminuyó por debajo del

máximo establecido por el reglamento y considerado para los análisis, de manera suficiente para asegurar que no habrá problemas de este tipo en la estructura. La demanda de ductilidad máxima obtenida en los dispositivos ADAS es de 6.0, lo cual no representa ningún problema, ya que se ha demostrado (Aiken, et al., 1993) que estos dispositivos pueden desarrollar ductilidades hasta de diez, sin presentar degradación en su resistencia. Para el caso del macromarco, no fue posible precisar la demanda de ductilidad debido al irregular comportamiento histerético de la estructura, sin embargo, parece ser que ésta oscila entre 1.8 y 2.4.

Cabe mencionar que el incremento substancial del cortante basal en la estructura con ADAS justifica una revisión de la capacidad de la cimentación. Sin embargo, dado que la reestructuración con macromarcos que ahora existe no requirió de ninguna modificación a la cimentación, es de esperarse que para este caso tampoco se requiera.

Comparando los resultados obtenidos en los dos modelos realizados de la estructura con ADAS, se observó que, para el caso en que se consideraron empotrados los dispositivos ADAS, se obtuvieron los mismos resultados que para el caso en el que se le permitió el giro, a excepción de que para el caso del empotramiento, se observó que se desarrollaron articulaciones plásticas en ambos extremos de las pequeñas columnas que modelan los ADAS, mientras que para el caso en que se permitió el giro de los dispositivos, sólo se desarrollaron articulaciones en el extremo superior. Esto da idea de la suma importancia que tiene el adecuado empotramiento para que se desarrolle una homogénea distribución de momentos flexionantes, y los dispositivos trabajen de manera óptima.

En conclusión, desde el punto de vista de comportamiento inelástico de la estructura, y disipación de energía, es mucho más apta la reestructuración con dispositivos ADAS, ya que se obtiene un comportamiento estable y regular de la estructura, junto con una efectiva reducción de las demandas de ductilidad en la estructura principal, y una adecuada disipación de energía a través de los dispositivos ADAS en vez de los elementos estructurales originales. También se controlan de manera efectiva las distorsiones de entrepiso, y con todo esto se limitan, por lo tanto, los daños.

Es importante recalcar que debido a las características de resistencia dúctil de los ADAS, éstos no sufrirán degradación de resistencia (Perry et al., 1993), y por lo tanto, se puede garantizar una respuesta apropiada de la estructura, aunque fuera sometida a sismos mayores que el utilizado en estos análisis dinámicos. Lo mismo no puede garantizarse para ninguno de los otros casos.

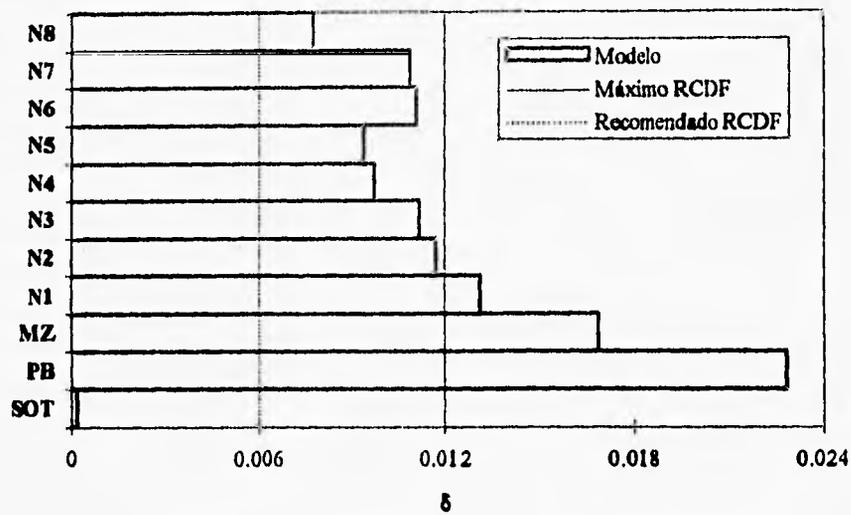


Figura 8.1. Distorsiones máximas de entrepiso del marco 8 de la estructura original.

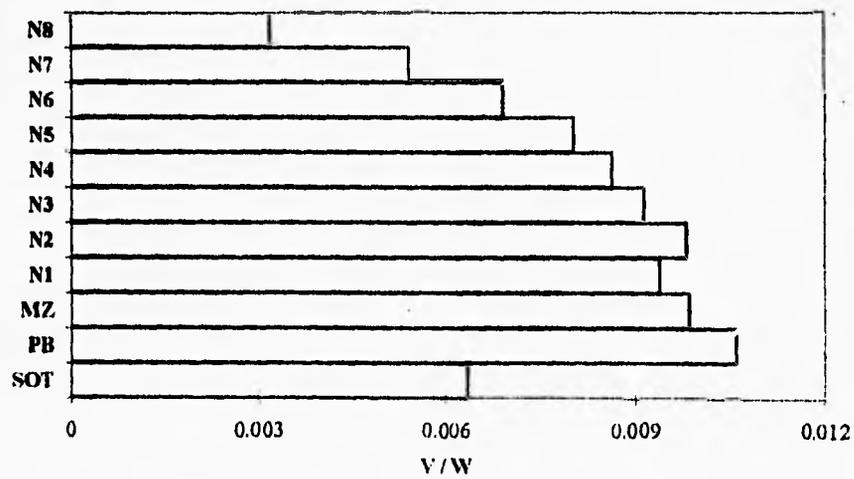


Figura 8.2. Cortantes máximos de entrepiso del marco 8 de la estructura original.

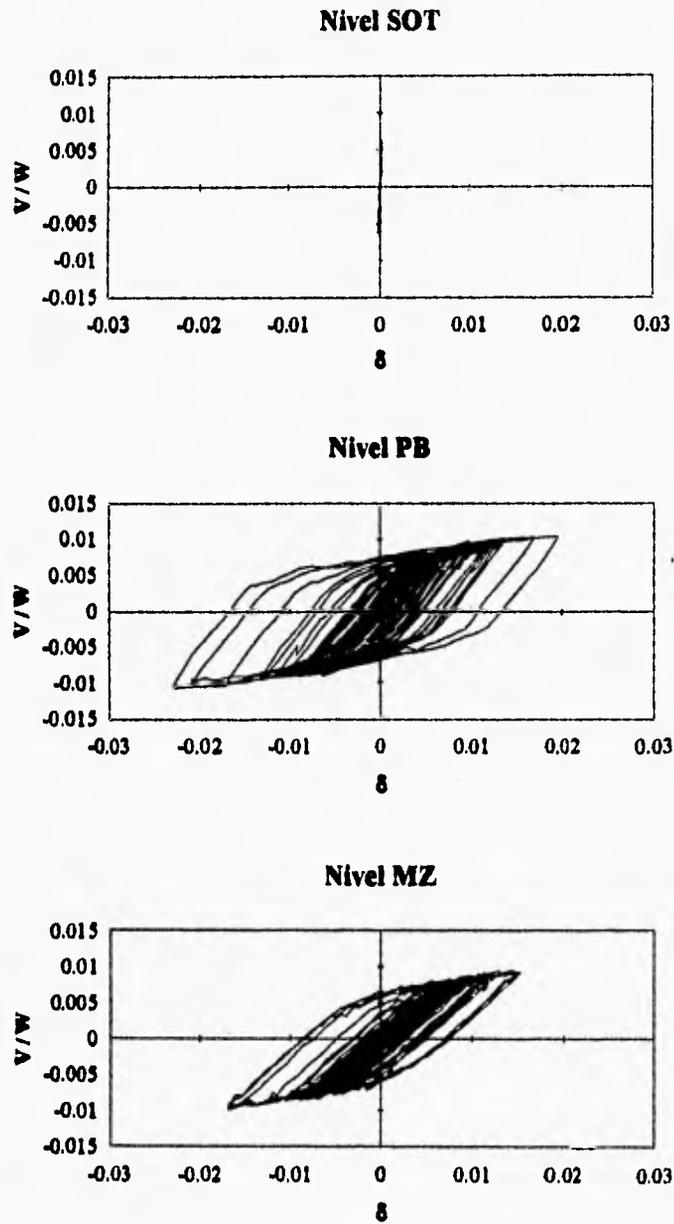


Figura 8.3. Comportamiento histerético del marco 8 de la estructura original.

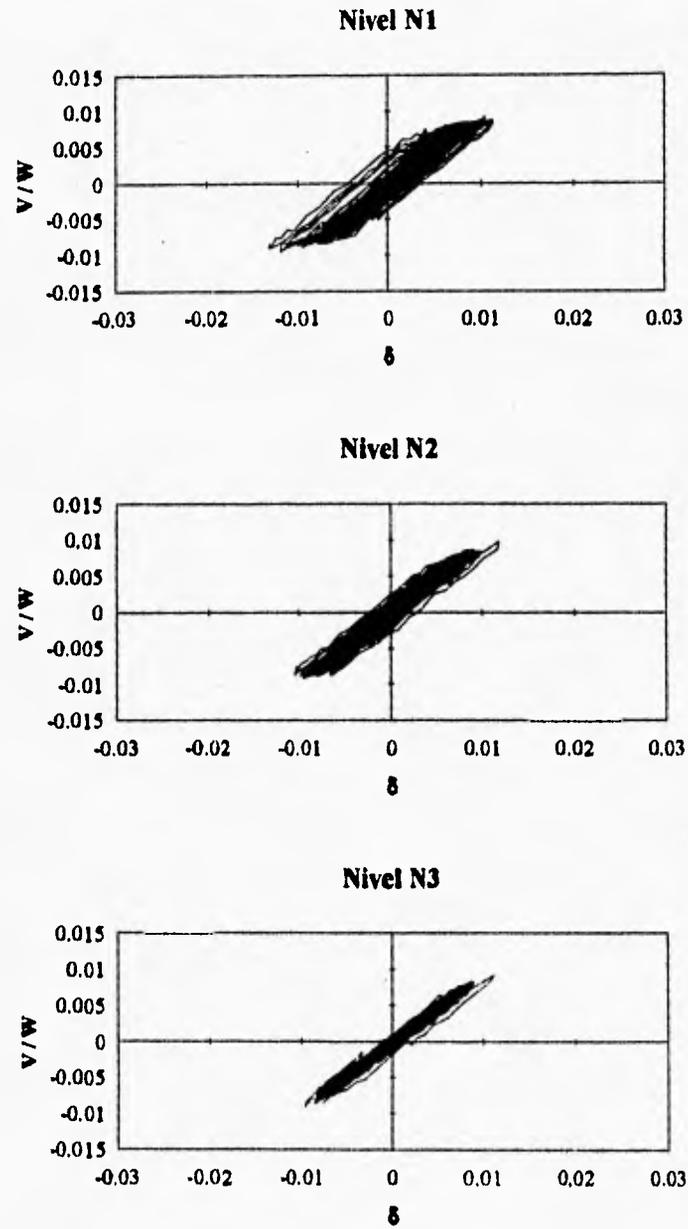


Figura 8.3.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura original.

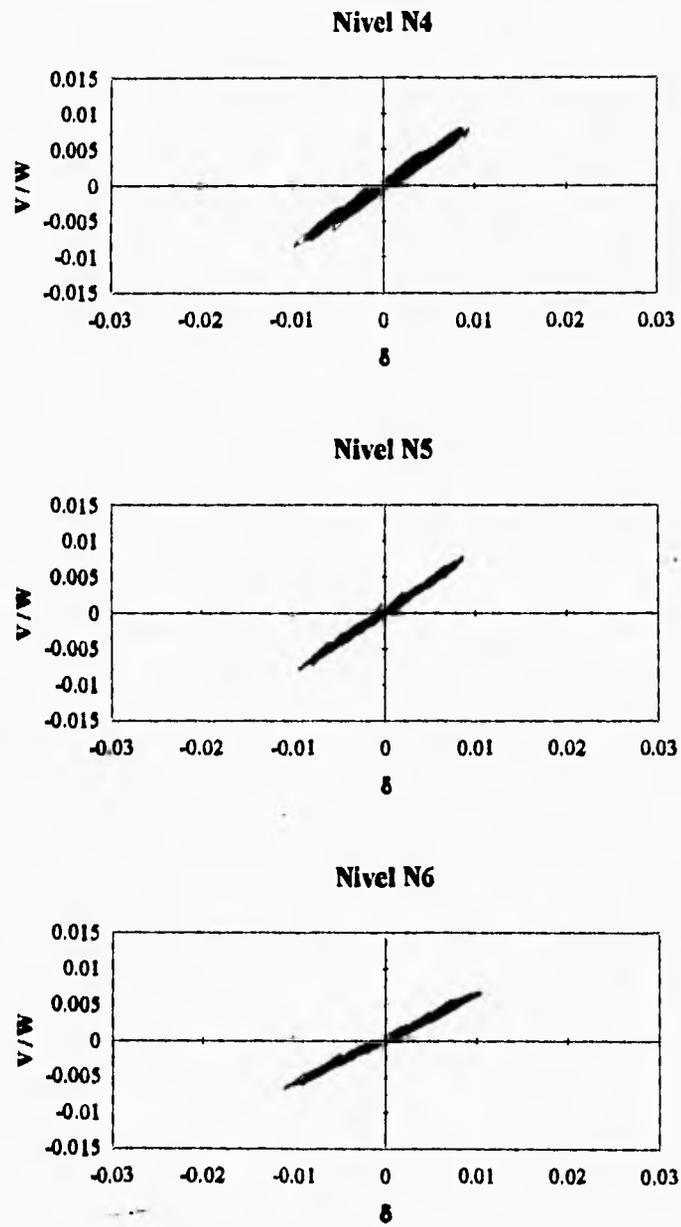


Figura 8.3.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura original.

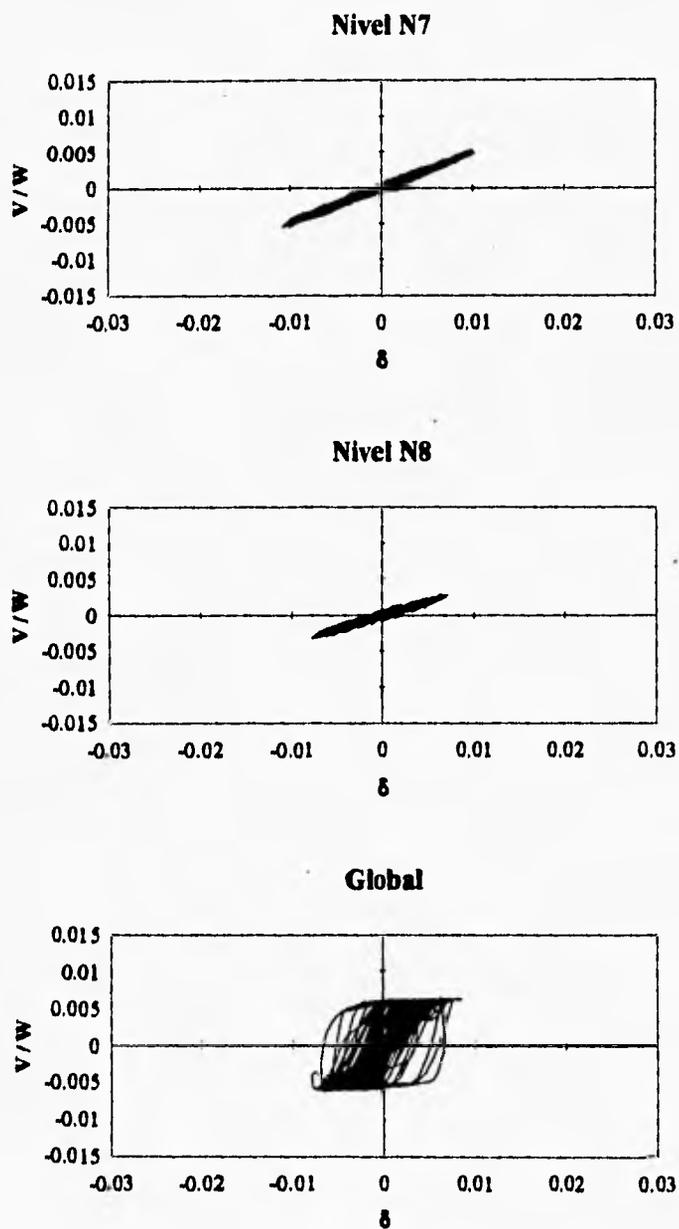


Figura 8.3.(cont.) Comportamiento histerético del marco 8 de la estructura original.

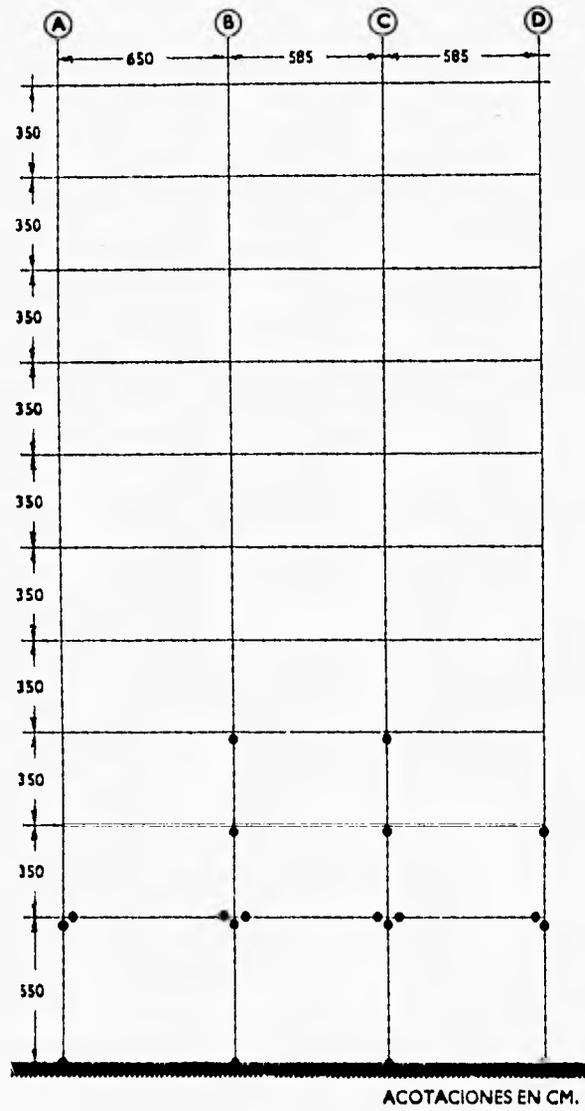


Figura 8.4. Formación de articulaciones plásticas en el marco 8 de la estructura original para el tiempo 21.44 s

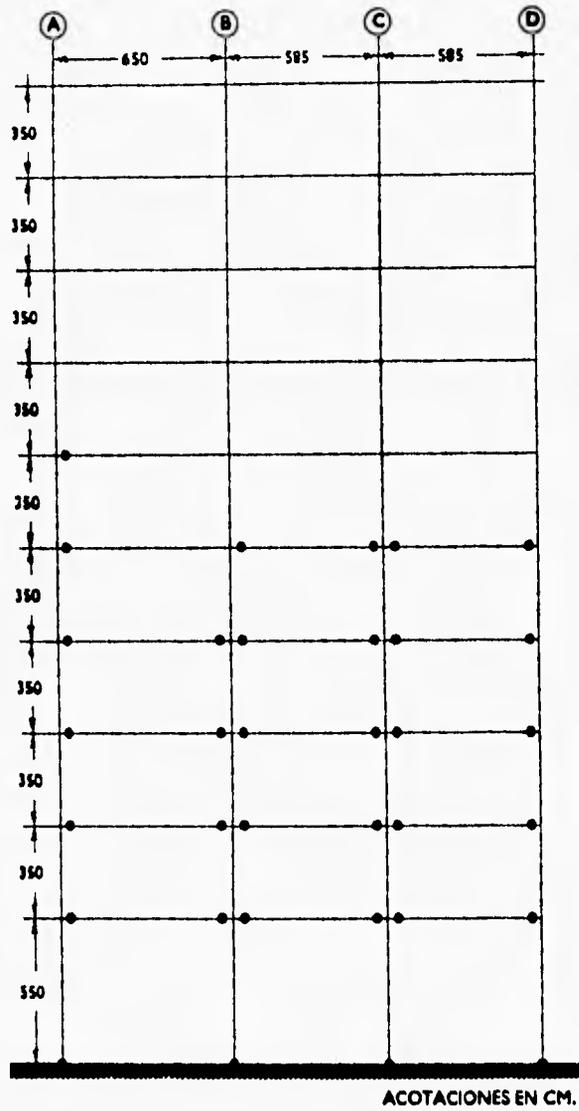


Figura 8.5. Formación de articulaciones plásticas en el marco 8 de la estructura original para el tiempo 23.48 s

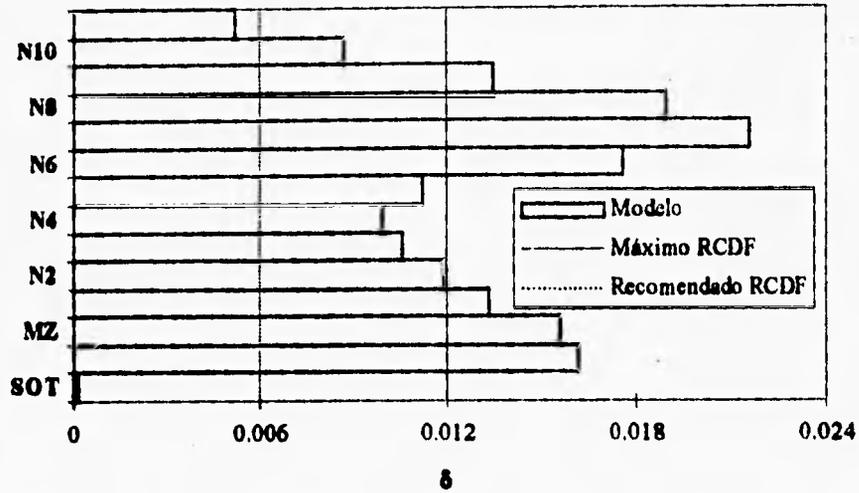


Figura 8.6. Distorsiones máximas de entrepiso del marco 8 de la estructura con apéndice.

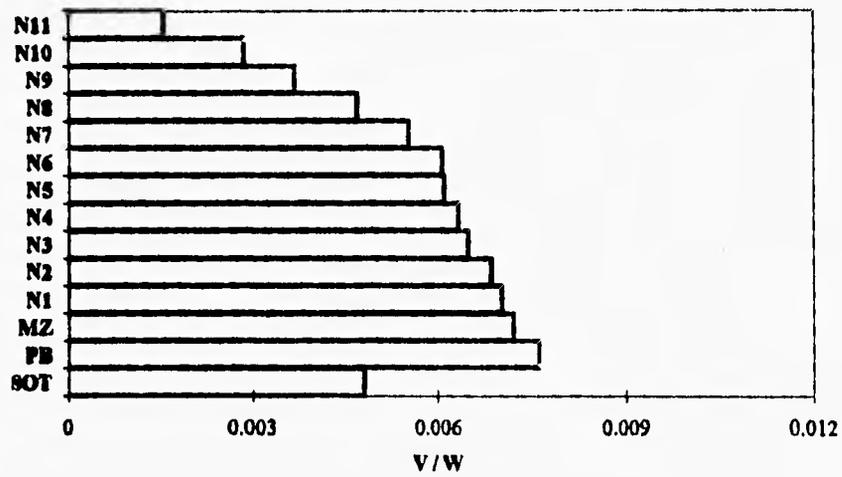


Figura 8.7. Cortantes máximos de entrepiso del marco 8 de la estructura con apéndice.

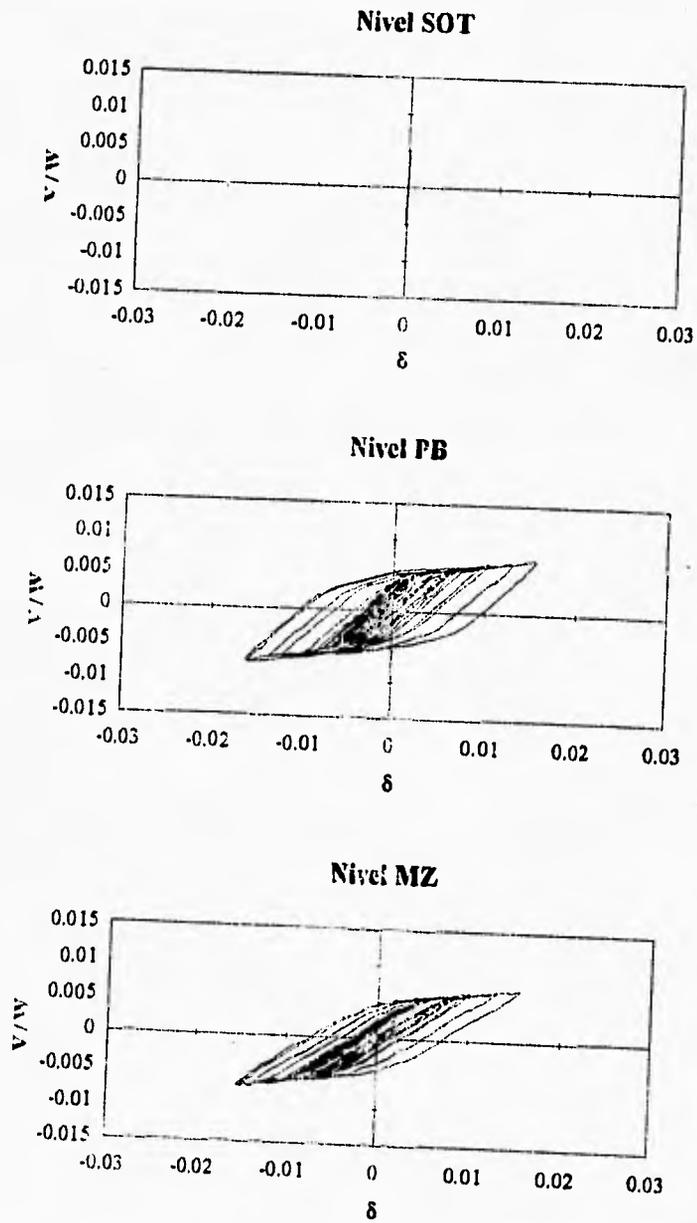


Figura 8.8. Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con apéndice.

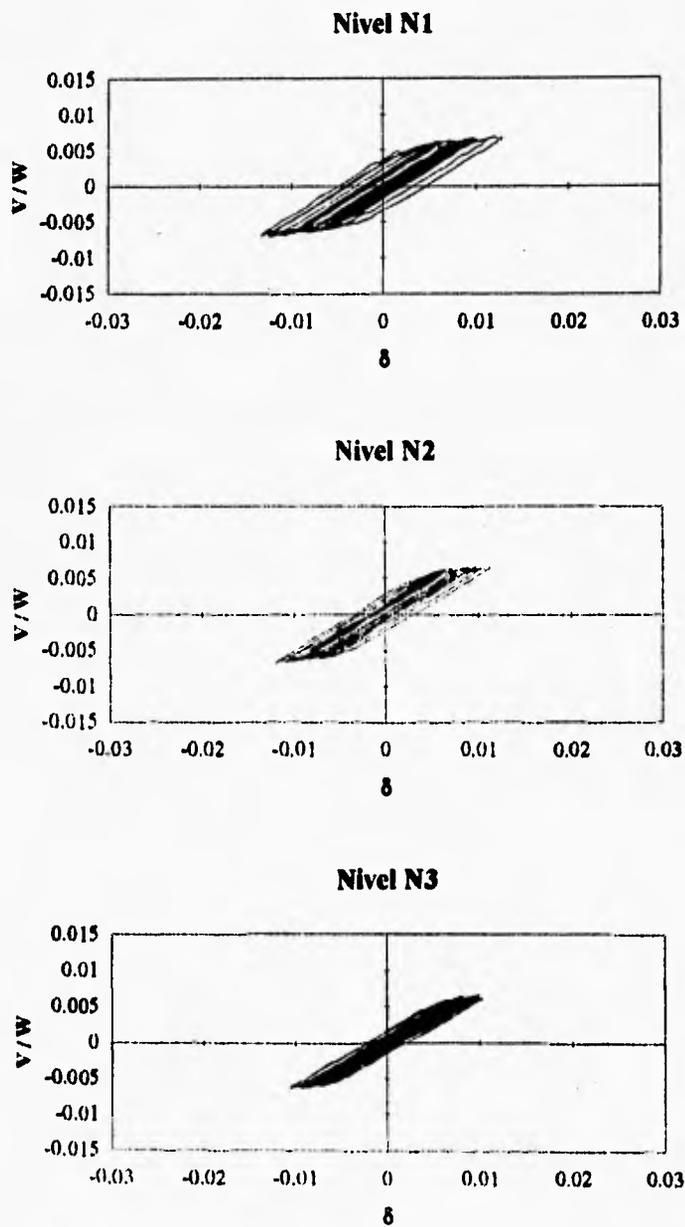


Figura 8.8.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con apéndice.

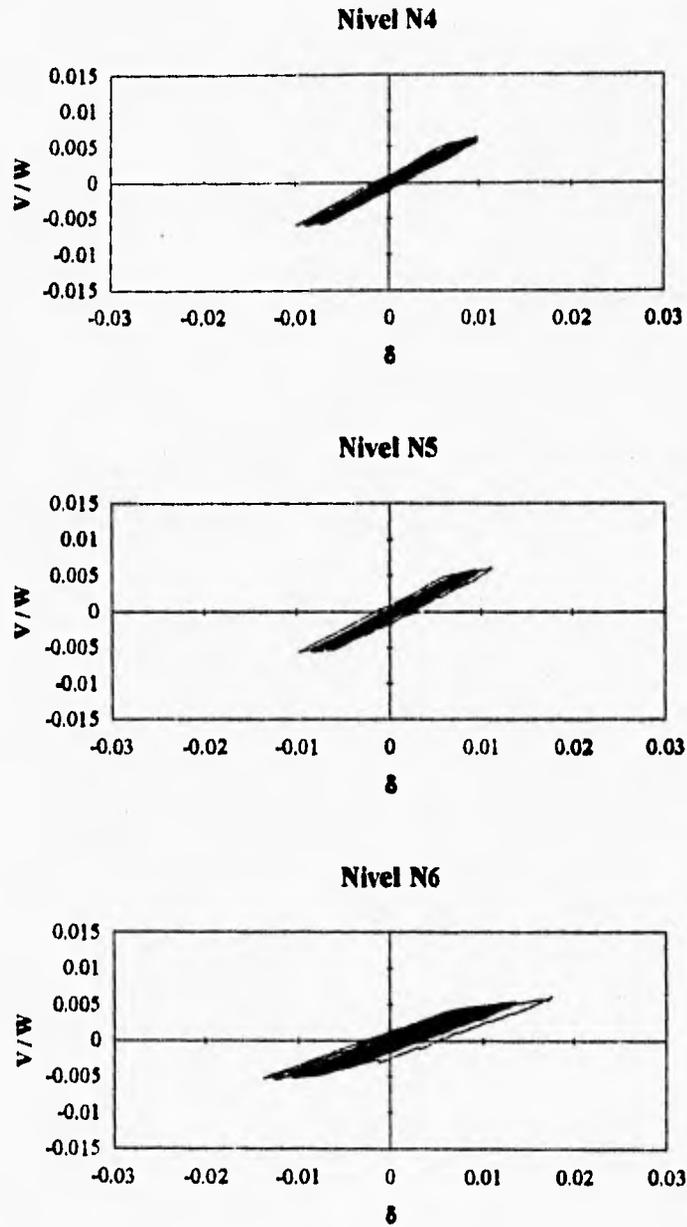


Figura 8.8.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con apéndice.

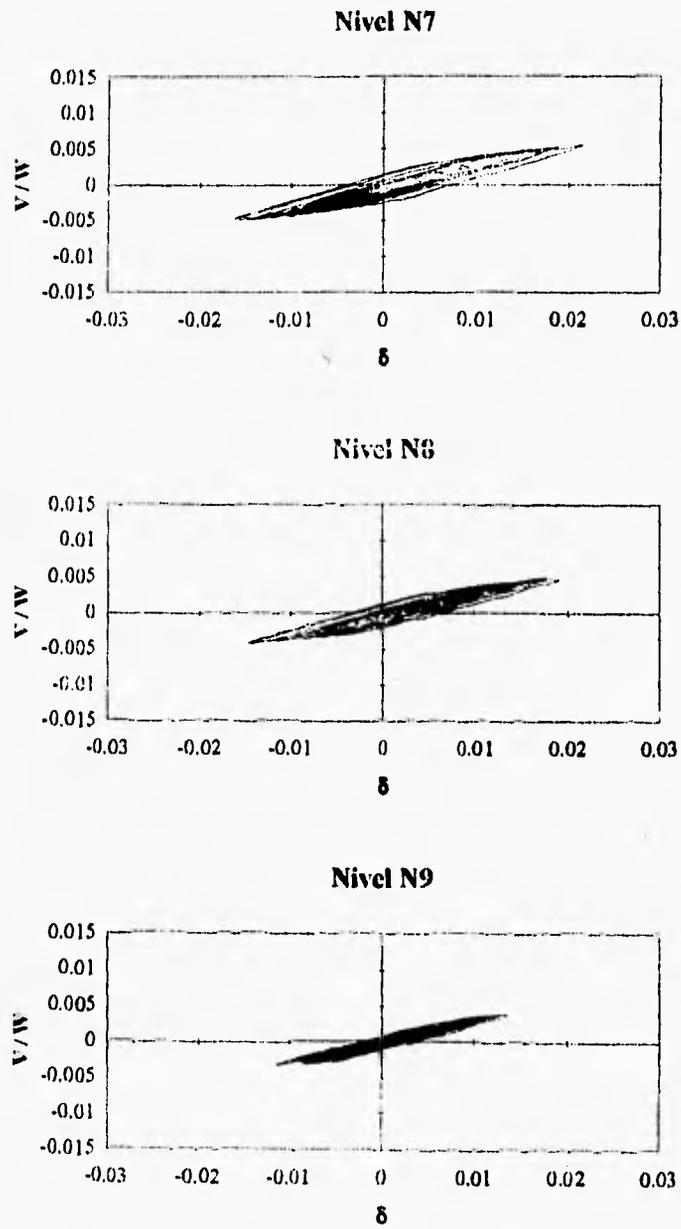


Figura 8.8.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con apéndice.

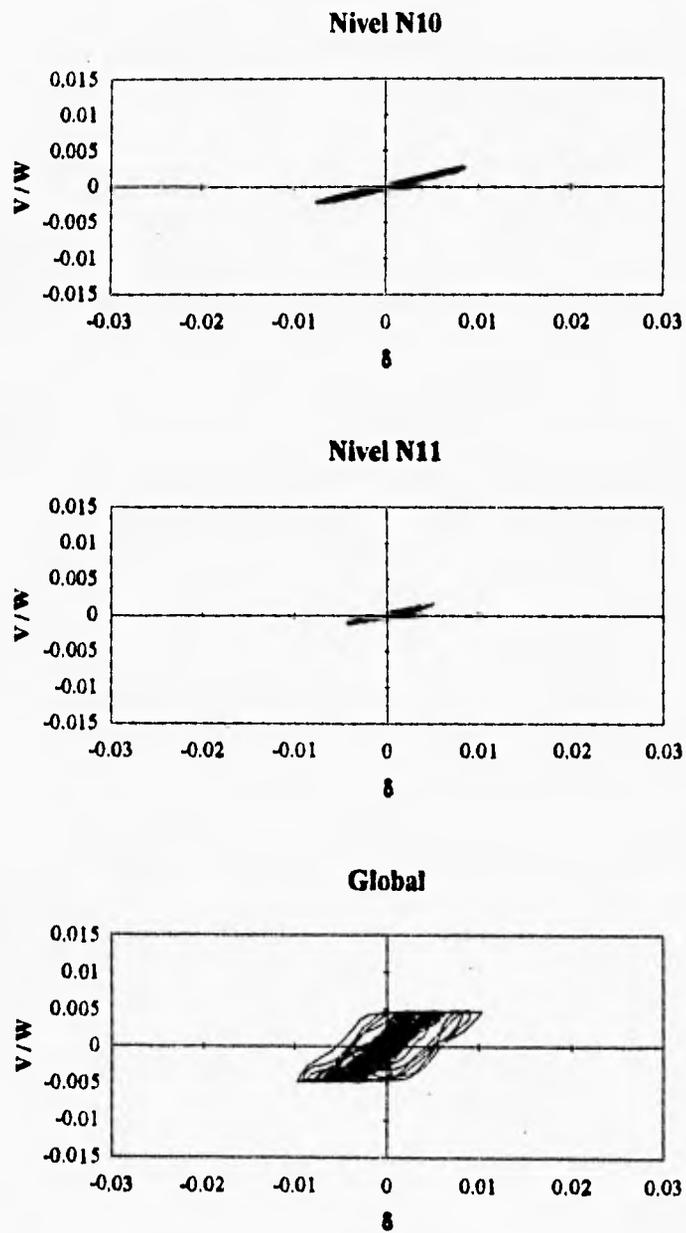


Figura 8.8.(cont.) Comportamiento histerético del marco 8 de la estructura con apéndice.

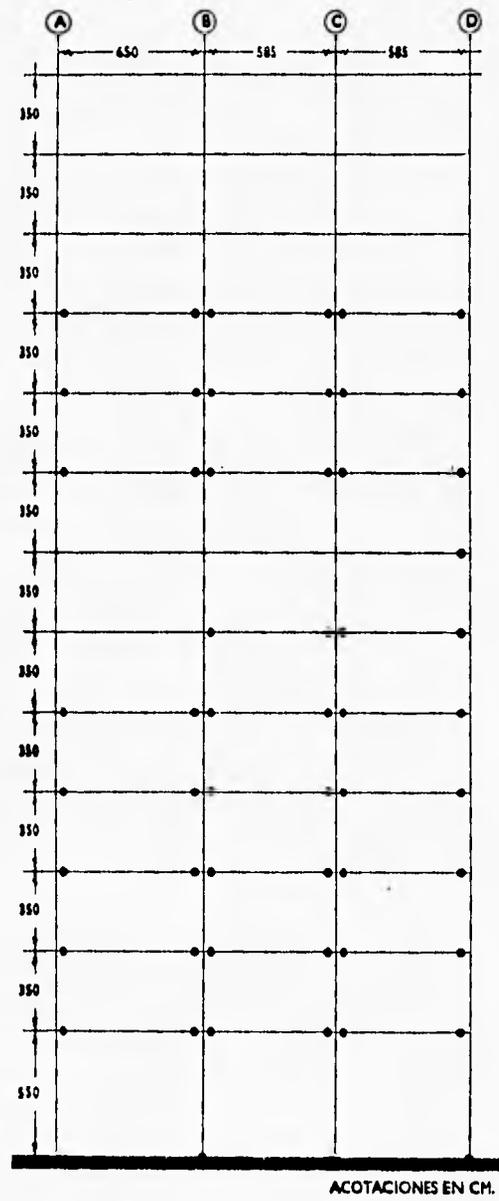


Figura 8.9. Formación de articulaciones plásticas en el marco 8 de la estructura con apéndice para el tiempo 20.68 s

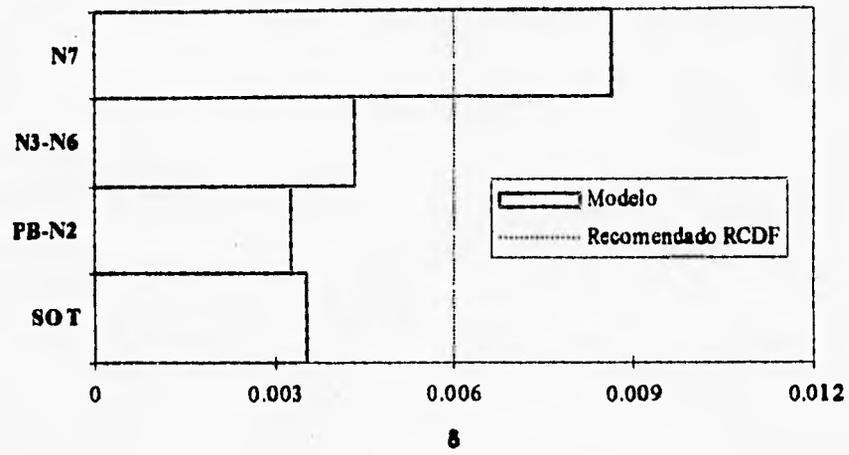


Figura 8.10. Distorsiones de entrepiso del marco 8' de la estructura con macromarcos.

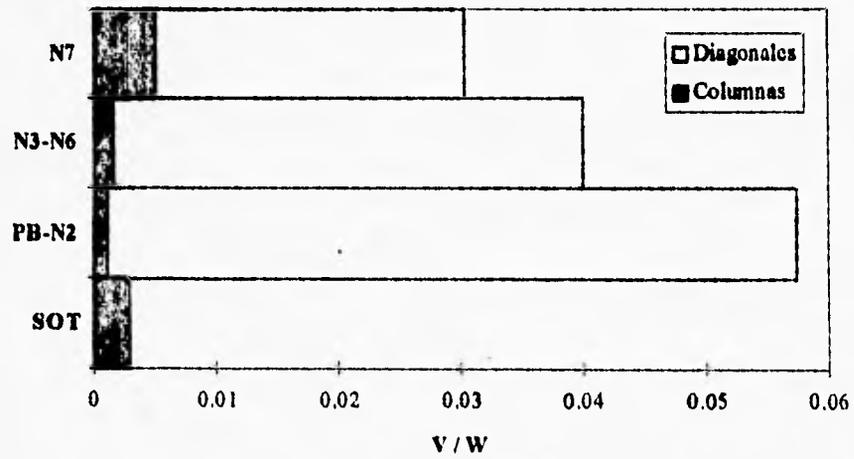


Figura 8.11. Cortantes máximos de entrepiso del marco 8' de la estructura con macromarcos.

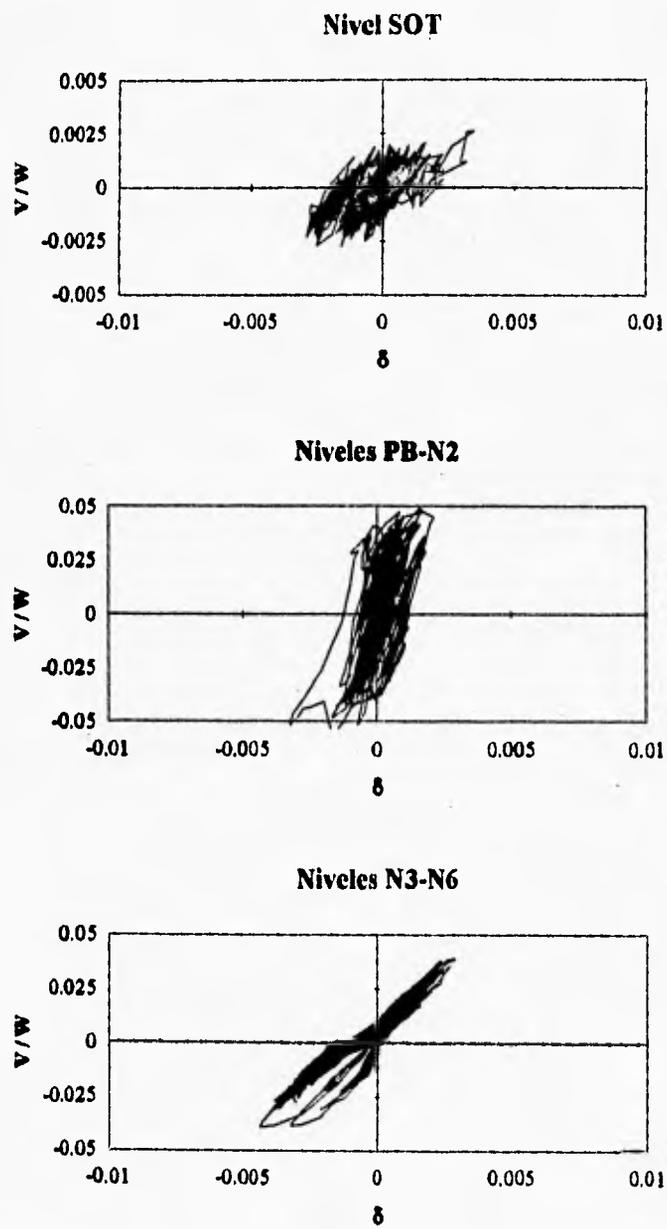


Figura 8.12. Comportamiento histérico del marco 8' de la estructura con macromarcos.

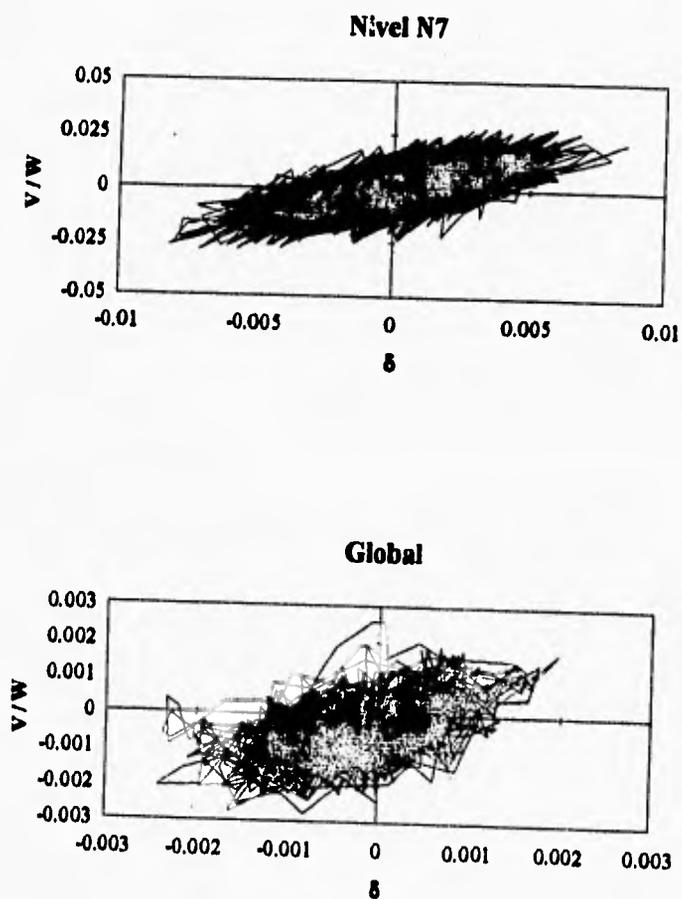


Figura 8.12.(cont.) Comportamiento histerético del marco 8' de la estructura con macromarcos.

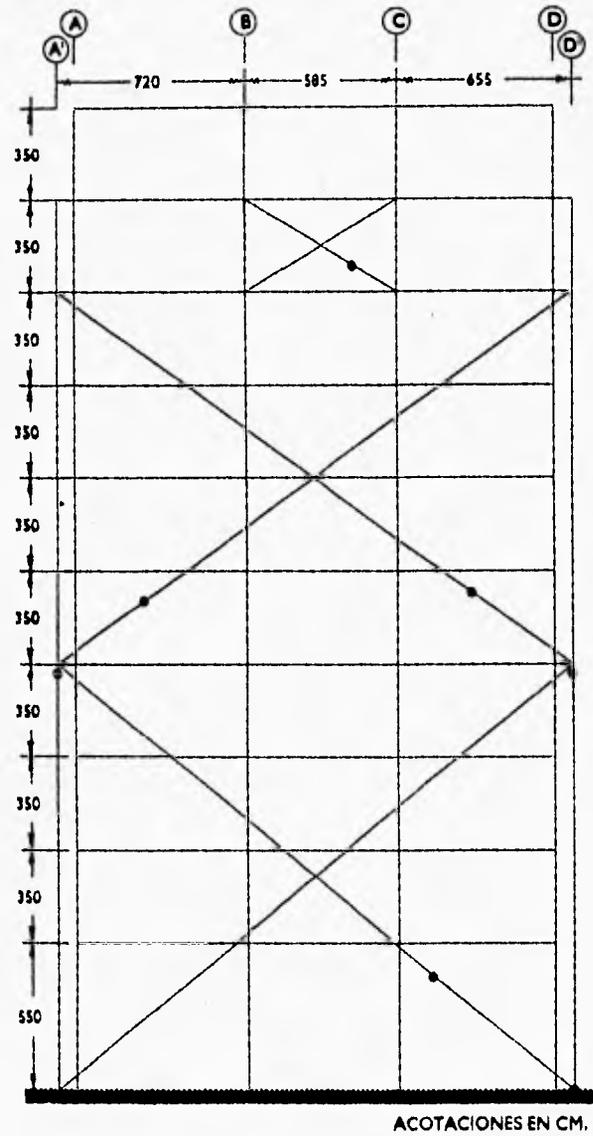


Figura 8.13. Formación de articulaciones plásticas en el marco 8' de la estructura con macromarcos para el tiempo 32.92 s

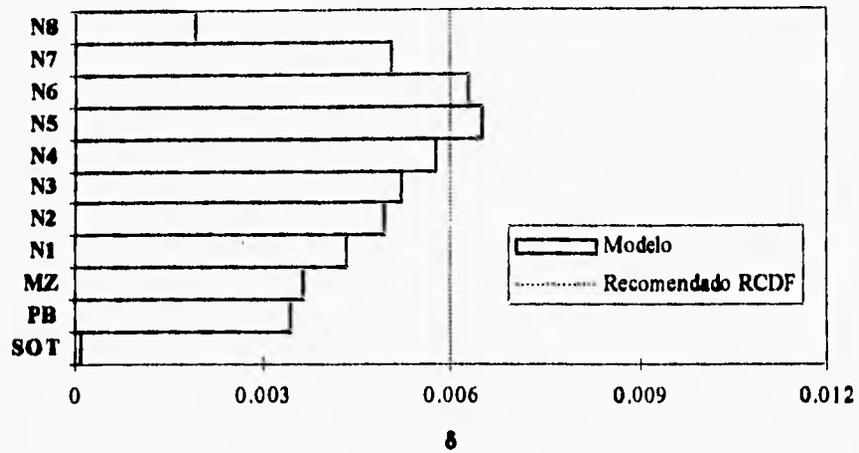


Figura 8.14. Distorsiones de entrepiso del marco 8 de la estructura con ADAS.

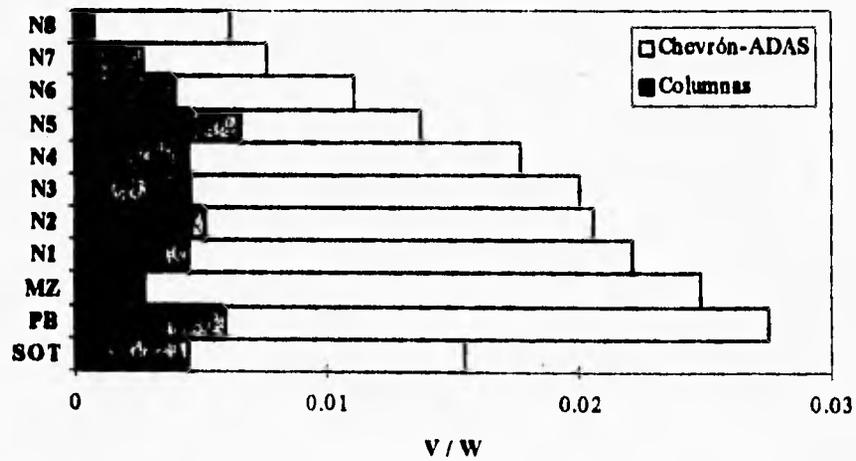


Figura 8.15. Cortantes máximos de entrepiso del marco 8 de la estructura con ADAS.

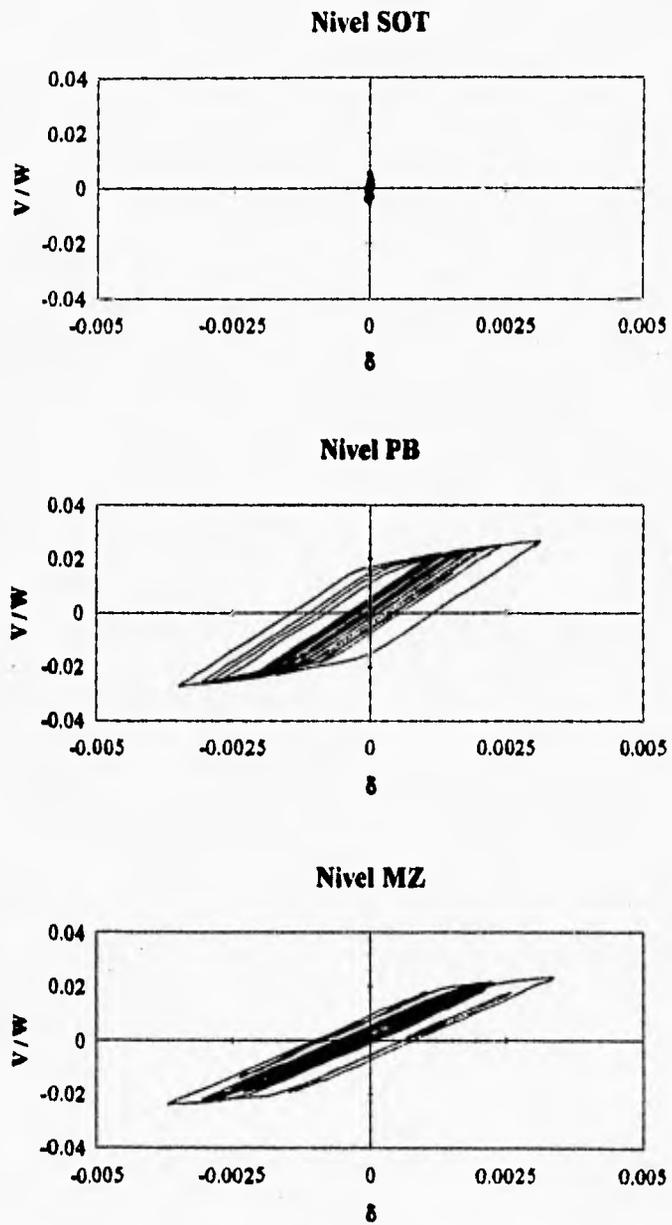


Figura 8.16. Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con ADAS.

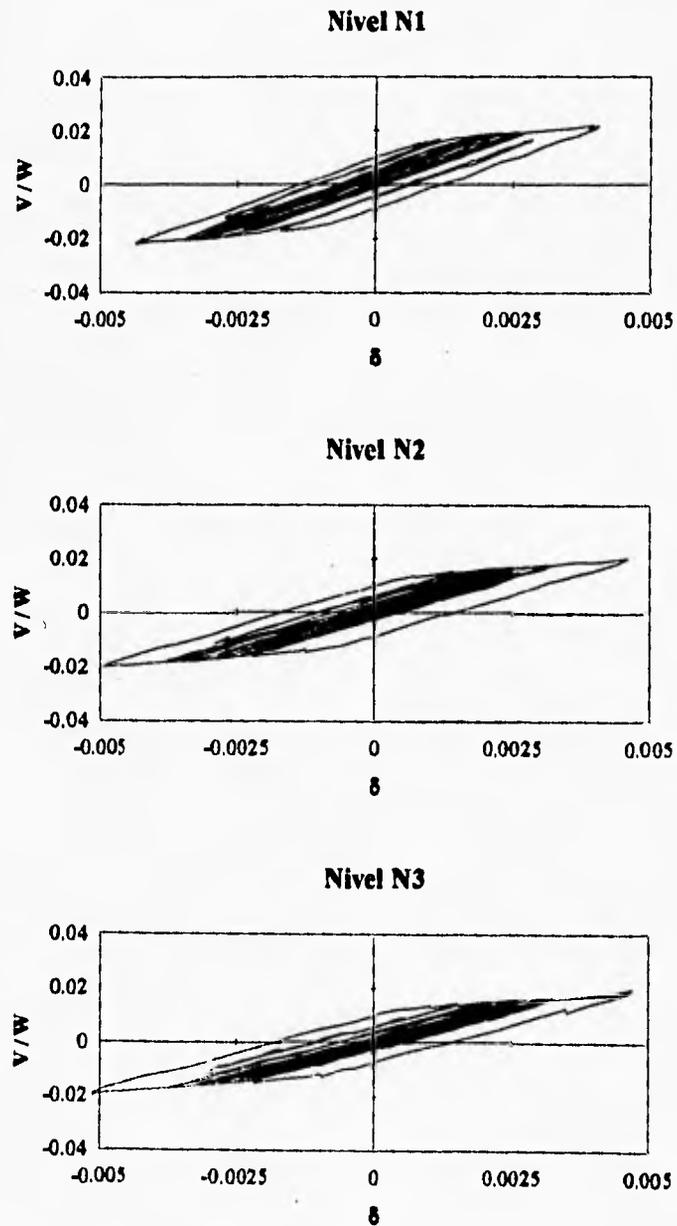


Figura 8.16.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con ADAS.

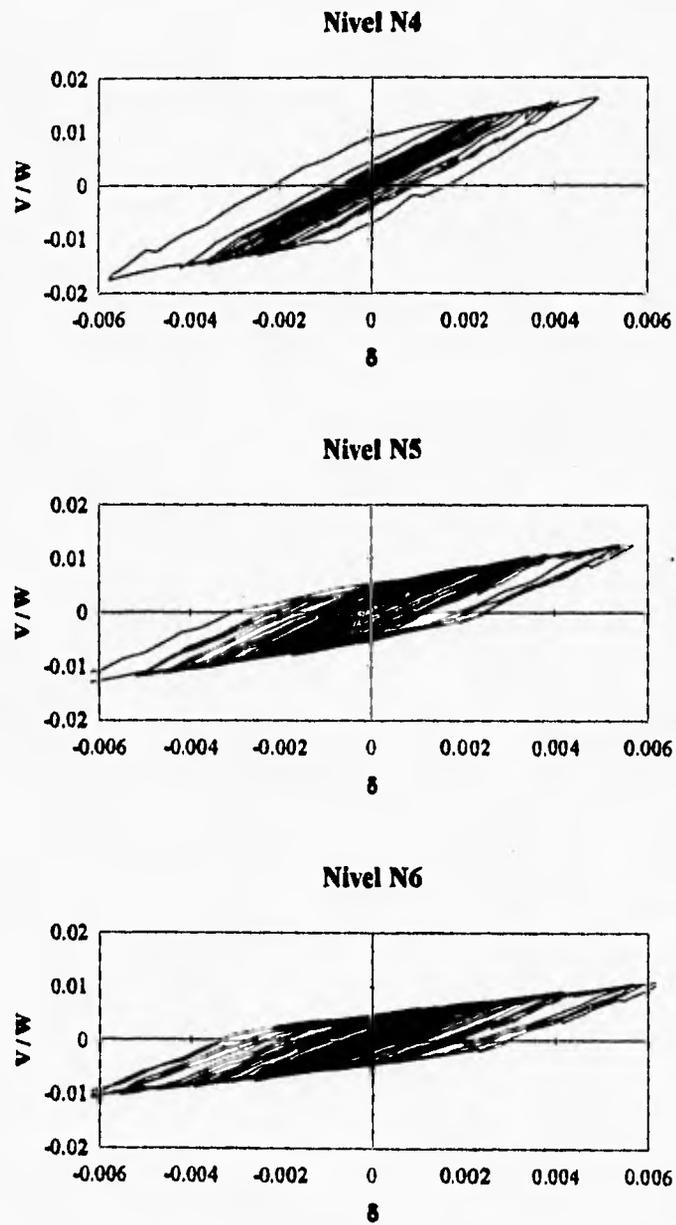


Figura 8.16.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con ADAS.

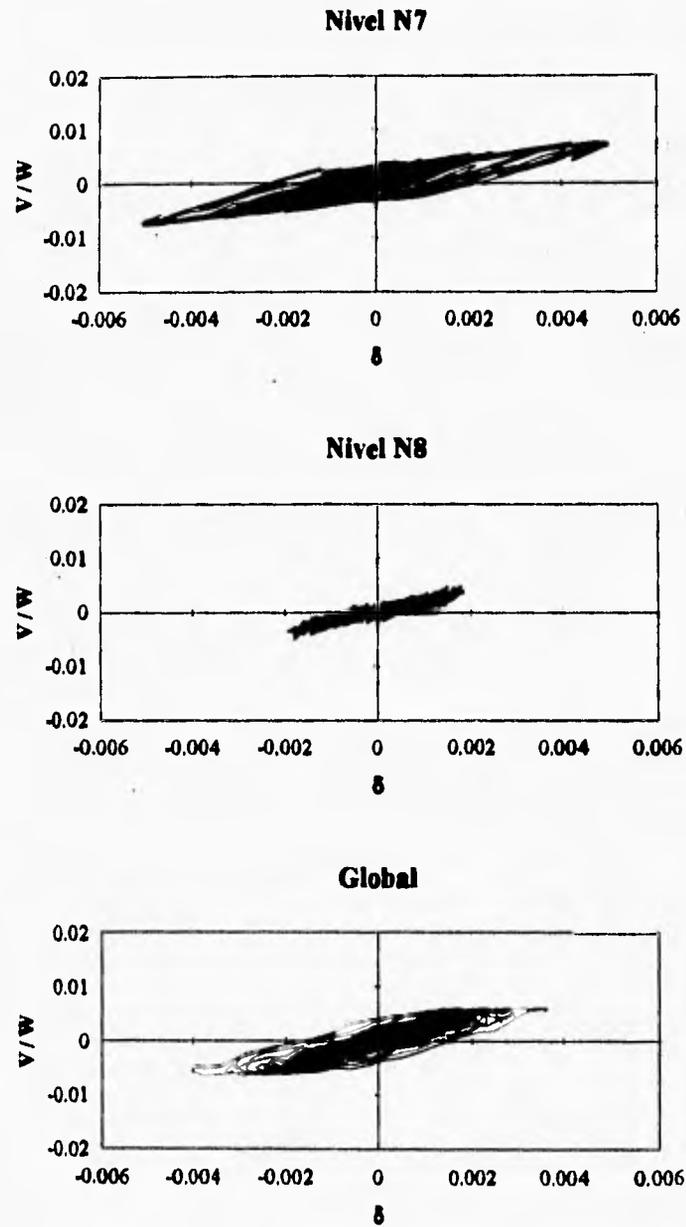


Figura 8.16.(cont.) Comportamiento histérico del marco 8 de la estructura con ADAS.

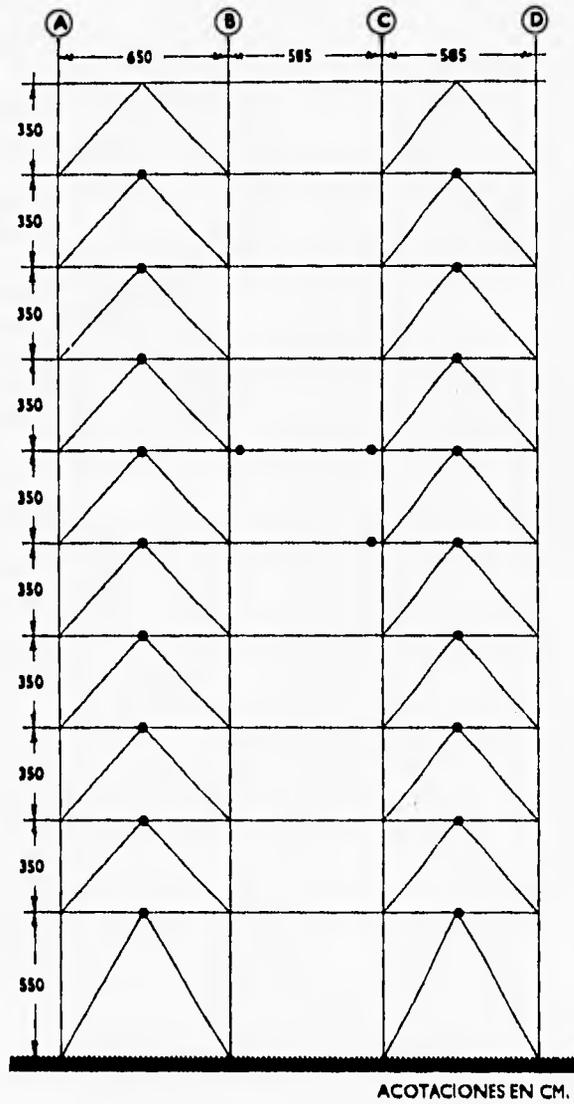
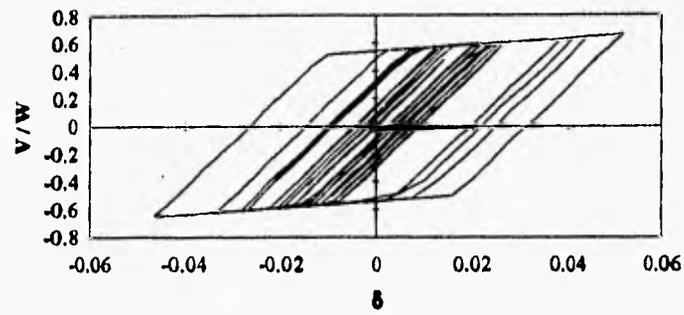
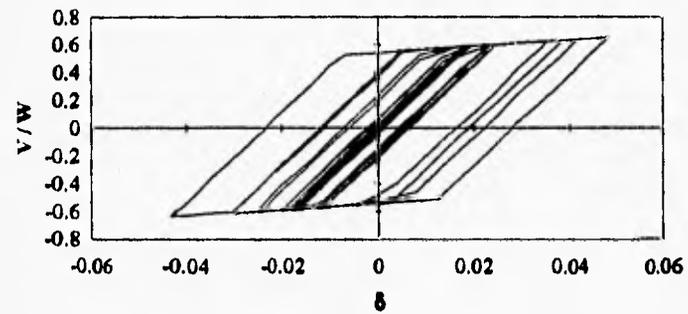
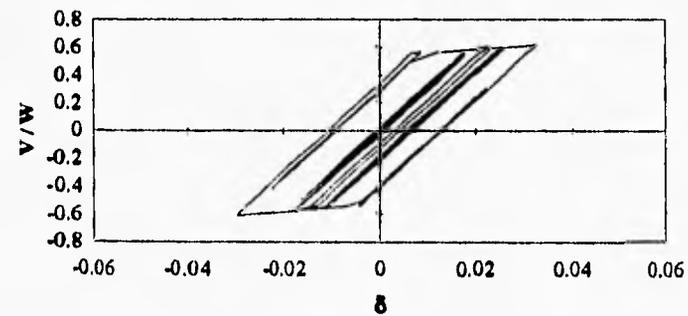


Figura 8.17. Formación de articulaciones plásticas en el marco 8 de la estructura con ADAS para el tiempo 23.04 s

ADAS 1 Nivel PB**ADAS 2 Nivel PB****ADAS 1 Nivel MZ****Figura 8.18. Comportamiento histerético de los dispositivos ADAS del marco 8.**

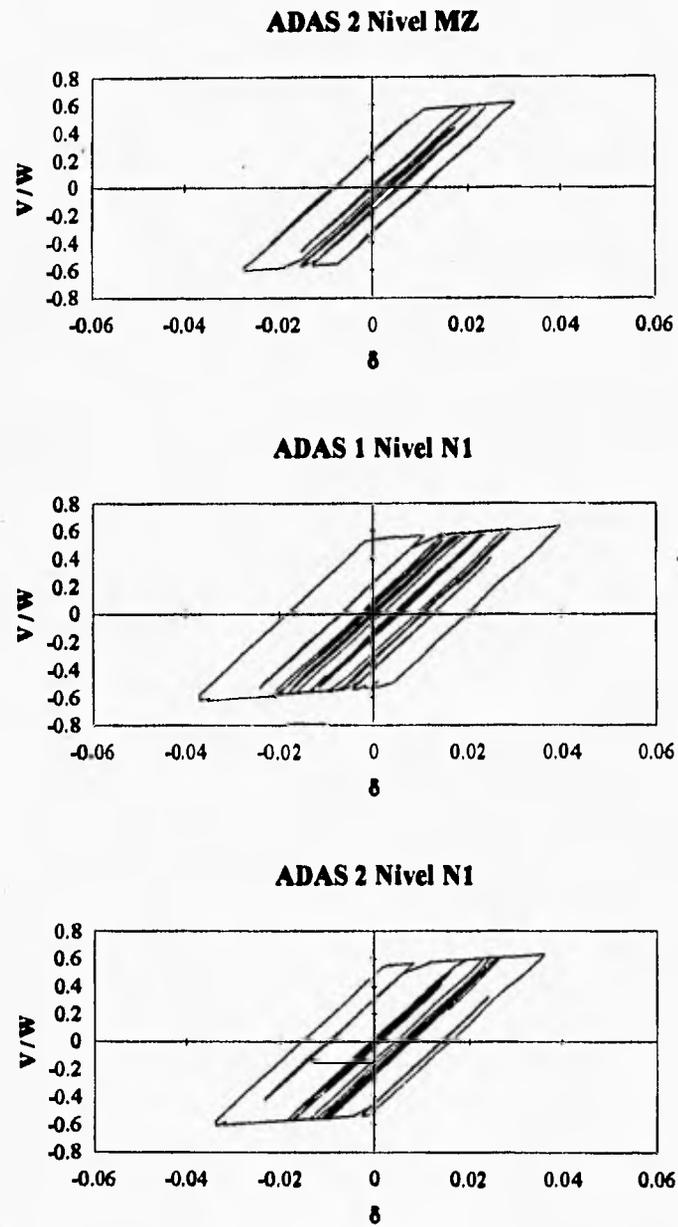
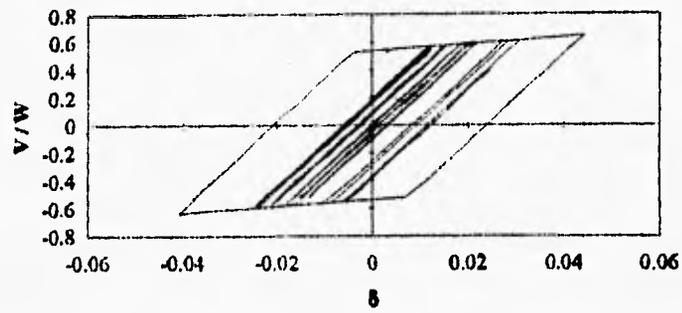
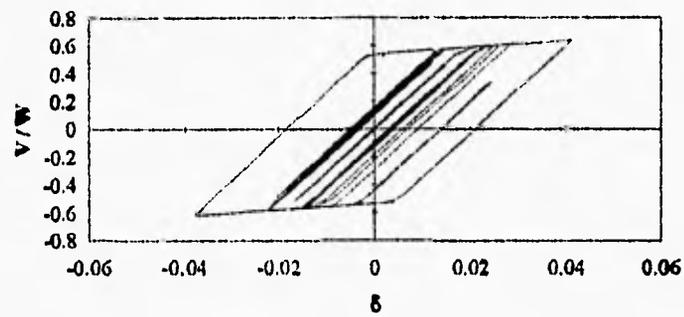


Figura 8.18.(cont.) Comportamiento histerético de los dispositivos ADAS del marco 8.

ADAS 1 Nivel N2



ADAS 2 Nivel N2



ADAS 1 Nivel N3

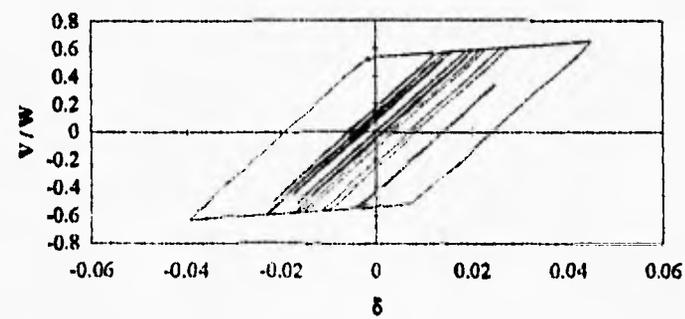


Figura 8.18.(cont.) Comportamiento histérico de los dispositivos ADAS del marco 8.

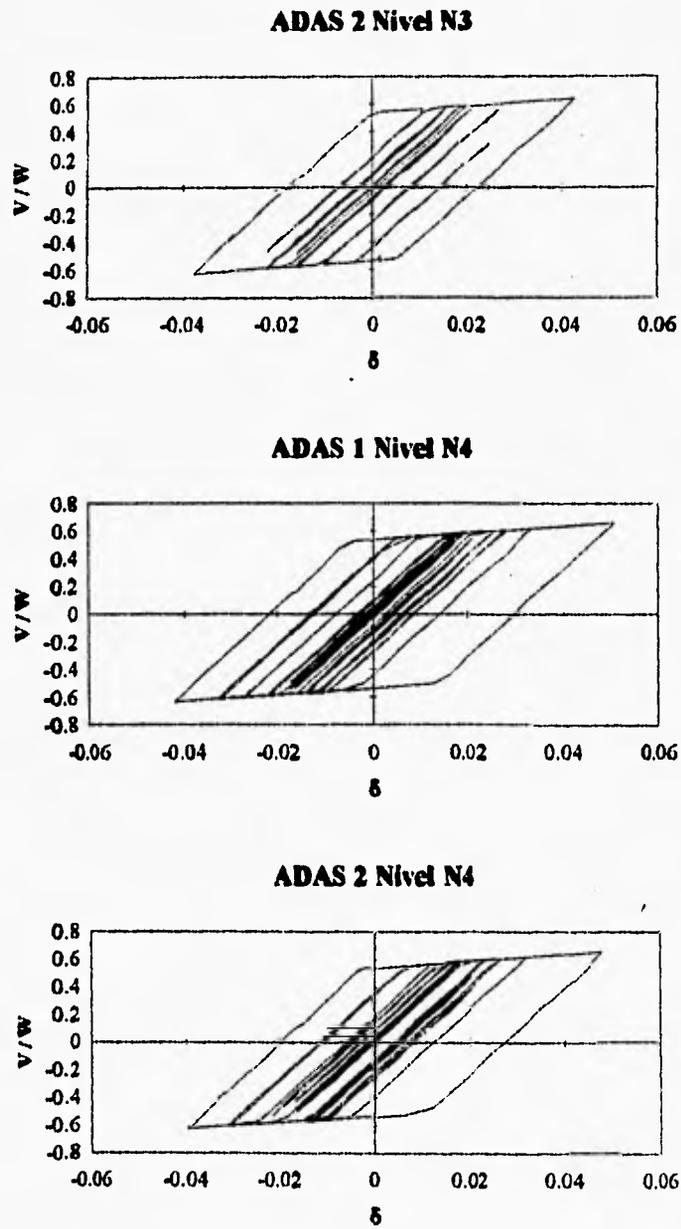
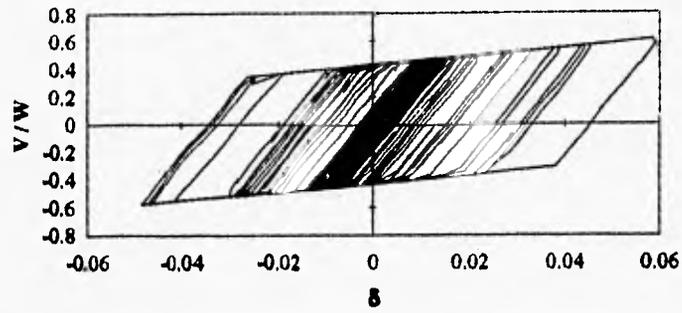
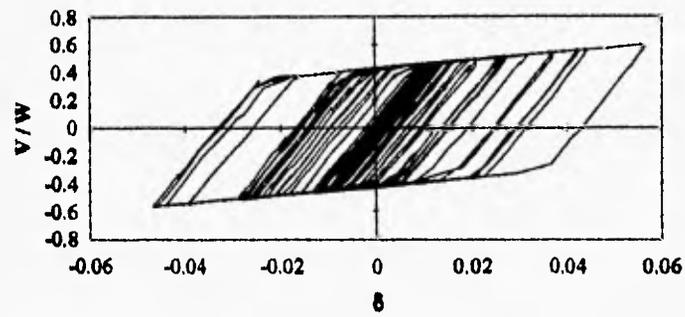


Figura 8.18.(cont.) Comportamiento histerético de los dispositivos ADAS del marco 8.

ADAS 1 Nivel N5



ADAS 2 Nivel N5



ADAS 1 Nivel N6

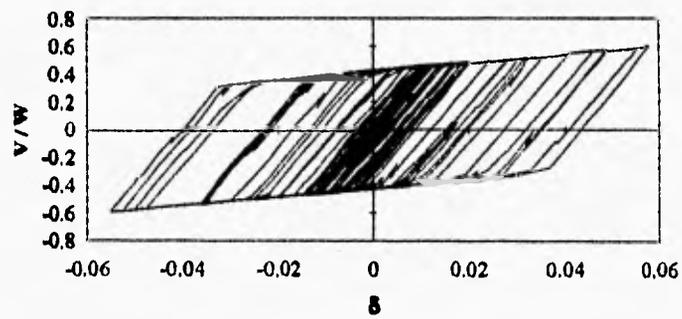


Figura 8.18. Comportamiento histerético de los dispositivos ADAS del marco 8.

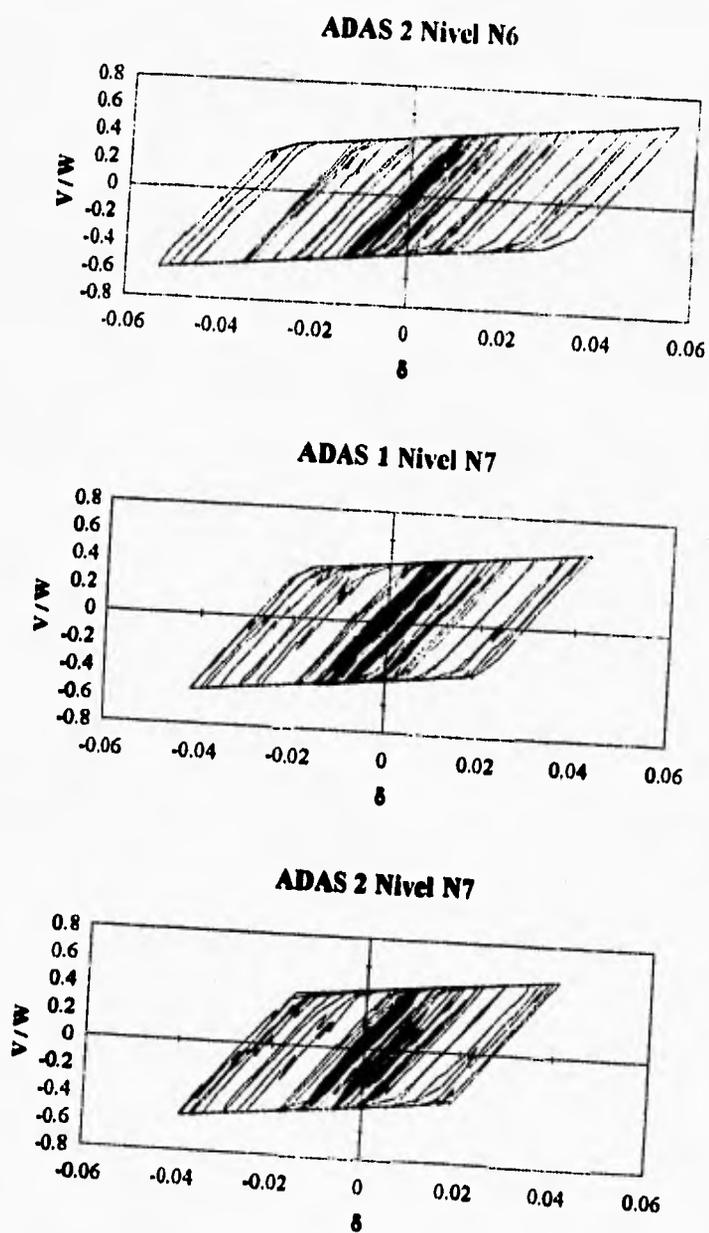


Figura 8.18.(cont.) Comportamiento histerético de los dispositivos ADAS del marco 8.

9. Análisis de Costos Iniciales de Reparación

El último parámetro a considerar para poder evaluar comparativamente la reestructuración existente a base de macromarcos, y la reestructuración propuesta con dispositivos ADAS, es el costo que cada una de ellas representa. Para esto, se hizo un análisis del costo inicial de ambas opciones, sin considerar la demolición de los tres pisos de apéndice, ya que no se encontró una manera práctica y precisa de evaluar tal gasto. De cualquier manera, esto no afecta la comparación de los análisis de costo inicial, ya que la demolición es un parámetro común y que implicaría el mismo gasto para ambas alternativas.

Se consideró una cotización de N\$5,000.00 por tonelada de acero estructural que incluye mano de obra, colocación, impuestos de importación, pintura anticorrosiva, soldadura y un sobre costo debido a la dificultad en la colocación (Martínez Romero, 1993). Esta cotización era válida hasta noviembre de 1994.

Para la reestructuración a base de macromarcos contraventeados de perfiles estructurales, se cuantificó un peso total de 285 toneladas de perfiles de acero estructural necesarios para llevar a cabo tal reparación, considerando un 20% de desperdicio tomando en cuenta lo complejo de las conexiones. Esto a un costo de N\$5,000.00 por tonelada, resulta en un costo total de reparación de N\$1'425,000.00.

Para la reestructuración con dispositivos ADAS, se cuantificó un peso total de 145 toneladas, incluyendo los contraventeos chevrón y conexiones especiales requeridos para el refuerzo, tomando un 10% de desperdicio. A razón de N\$5,000.00 la tonelada esto resulta en un costo de N\$725,000.00. A este costo

debe agregársele el costo de los 162 dispositivos ADAS diseñados para esta alternativa. Al respecto, la empresa Distribuidora de Implementos Sismoresistentes, S.A. (DIS), proporcionó una cotización de N\$1'994,770.00 (\$604,480.00 Dlls. @ N\$3.30), incluyendo los gastos de entrega en obra e instalación, el costo del material nacional e importado, así como los impuestos arancelarios y los costos de fletes de las partes de procedencia extranjera, como son los tornillos especiales utilizados en el ensamblado e instalación de los ADAS.

Así, el costo de la reestructuración en base a dispositivos disipadores de energía tipo ADAS sería de N\$2'719,770.00, que resulta prácticamente el doble del costo de N\$1'425,000.00 que representa la reestructuración en base a macromarcos contraventados. Por lo tanto, desde el punto de vista de inversión inicial, resulta mucho menos atractiva la reestructuración con dispositivos ADAS.

10. Conclusiones y Recomendaciones.

La finalidad de este trabajo fue evaluar la efectividad del uso de dispositivos disipadores de energía tipo ADAS para la rehabilitación de estructuras dañadas durante un sismo severo. La evaluación se llevó a cabo mediante diferentes análisis comparativos entre la estructura en sus condiciones originales, el proyecto de reestructuración en base a macromarcos metálicos contraventeados (bastante usada en México), y una reestructuración propuesta usando los dispositivos ADAS.

Los análisis mostraron que ambas reestructuraciones son efectivas para reforzar la estructura, rigidizándola para alejar los períodos fundamentales de vibración de la zona de resonancia con el terreno, minimizando los problemas de torsión que existían, reduciendo los desplazamientos laterales a valores aceptables, y en general, logrando que la estructura cumpla con los requerimientos que contempla el reglamento en vigor.

Sin embargo, en gran parte de los rubros, la reestructuración en base a dispositivos ADAS presenta una respuesta más estable y adecuada ante una excitación simulada de características semejantes al sismo del 19 de septiembre de 1985. Esto es, esta reestructuración presenta una distribución muy superior en cuanto a ductilidad, concentrando las deformaciones plásticas en los dispositivos, aliviando de esta manera casi por completo a los demás elementos estructurales y limitando así los posibles daños de los elementos originales durante un sismo intenso. Durante los análisis inelásticos se identificó un peligroso problema potencial que presenta la reestructuración en base a macromarcos, y que radica en la fluencia a compresión de los esbeltos elementos diagonales ante un sismo de $M_s = 8.1$.

Ambos proyectos de reestructuración logran reducir adecuadamente las demandas de ductilidad a rangos aceptables, sin embargo, la reestructuración en base a macromarcos presenta, en los análisis no lineales, un comportamiento muy irregular, en comparación con el comportamiento mucho más estable y confiable que proporcionan a la estructura los dispositivos ADAS.

La principal desventaja que presenta el proyecto de reestructuración en base a dispositivos ADAS es su elevado costo, debido a que es un sistema patentado de fabricación extranjera, pero al vencerse la patente, podrán fabricarse en México a menores costos y se constituirá en una muy atractiva alternativa para el refuerzo de estructuras existentes o nuevas en el país. Sin embargo, resulta claro que el haber seleccionado la reestructuración en base a macromarcos fue la mejor decisión ingenieril desde una óptica de costo-beneficio inicial.

Referencias

- Aguirre, M y Sánchez, R (1989), "Pruebas de Elementos Disipadores de Energía", *Construcción y Tecnología*, IMCYC, marzo, pp. 7-18.
- Aguirre, M y Sánchez, R (1992), "Structural Seismic Damper", *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 118, no. 5, pp. 1158-1171.
- Aiken, Y, Nims, D, Whittaker, A y Kelly, J (1993), "Testing of Passive Energy Dissipation Systems", *Earthquake Spectra*, vol. 9, no. 3, agosto, pp. 335-370.
- Alcocer, S M (1993), "RC Frame Connections Rehabilitated by Jacketing", *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 119, no. 5, mayo, pp. 1413-1431.
- Alcocer, S M y Martínez, J E (1989), "Encamisado de Conexiones de Marcos de Concreto Reforzado", *Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro., vol. 3, pp. G30-G39.
- Breña, S F (1991), "Técnicas de Reparación de Edificios de Concreto Empleadas en México, D.F.", *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Manzanillo, Col., vol. 2, pp. 11-1 a 11-11.
- Chang, K, Soong, T, Lai, M y Nielsen, E (1993), "Viscoelastic Dampers as Energy Dissipation Devices for Seismic Applications", *Earthquake Spectra*, vol. 9, no. 3, agosto, pp. 371-388.

- Cherry, S y Filiatrault, A (1993), "Seismic Response Control of Buildings Using Friction Dampers", *Earthquake Spectra*, vol. 9, no. 3, agosto. pp. 447-466.
- Colinas, F (1993), comunicación personal.
- De Buen López de Heredia, O (1993), comunicación personal con el Dr. Tena.
- Fundación ICA, A.C. (1988), "Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985", México D.F.
- González, R, Muriá, D y Díaz, D (1994), "Ensayo Experimental de una Estructura Metálica Provista de Dispositivos Disipadores de Energía", Reporte del Proyecto No. 4509, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Habibullah, A (1991), "ETABS, Building Analysis and Design", Computers and Structures Inc., vols. I y II.
- Hanson, R (1993), "Supplemental Damping for Improved Seismic Performance", *Earthquake Spectra*, vol. 9, no. 3, agosto, pp. 319-334.
- Instituto de Ingeniería (1986), "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal".
- Jirsa, J O (1994), "Divergent Issues in Rehabilitation of Existing Buildings". *Earthquake Spectra*, vol. 10, no. 1, febrero, pp. 95-112.
- Martínez Romero, E (1993 y 1994), comunicación personal con el Dr. Tena.
- Martínez-Romero, E (1993), "Experiences on the Use of Supplemental Energy Dissipators on Building Structures", *Earthquake Spectra*, vol. 9, no. 3, agosto, pp. 581-625.

- Morales, A (1989), "Supervisión y Control de los Trabajos de Reestructuración del Programa de Reconstrucción Nonoalco-Tlatelolco de la Ciudad de México, D.F.", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., vol. 3, pp. G19-G29.
- NTCA-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Gaceta Oficial del DDF.
- NTCS-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del DDF.
- Ordaz, M, Meli, R, Montoya-Dulché, C, Sánchez, L y Pérez-Rocha, L E (1992), "Database for Seismic Risk Assessment in Mexico City", Simposio Internacional sobre Prevención de Desastres Sísmicos, Centro Nacional de Prevención de Desastres, mayo.
- Paniagua, J P, Rioboo, J M, Iglesias, J (1989), "Sistema de Rigidización y Refuerzo de Estructuras Mediante Cables de Presfuerzo", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., vol. 3, pp. G74-G82.
- Perry, C L, Fierro, E A, Sedarat, H y Scholl, R E (1993), "Seismic Upgrade in San Francisco Using Energy Dissipation Devices", Earthquake Spectra, vol. 9, no. 3, agosto, pp. 559-582.
- Prakash, V, Powell, G H y Filippou, F C (1992), "DRAIN-2DX: Base Program User's Guide", Reporte UCB/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkley.

- Ramirez, H y De la Colina, J (1989), "Comportamiento de un Marco de Concreto Reforzado Reparado con Muros de Cortante", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., vol. 3, pp. G40-G45.
- RCDF-42 (1942), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación.
- RCDF-76 (1976), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación.
- RCDF-87 (1987), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación.
- Saiidi, M y Sozen, M (1979), "Simple and Complex Models for Nonlinear Response of Reinforced Concrete Structures", Structural Research Series No. 465, University of Illinois at Urbana-Champaign, agosto.
- Scholl, R E (1993), "Fundamental Design Issues for Supplemental Damping Applications", Earthquake Spectra, vol. 9, no. 3, agosto, pp. 617-638.
- Tena-Colunga, A (1993), "Determinación Analítica de la Rigidez de los Dispositivos tipo ADAS", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal., pp. 811-817.
- Tena-Colunga, A, Gómez, C, Vargas, E, González, R, Pérez-Moreno, D, Álvarez, J.L. y Vergara, A (1993), "Respuesta Sísmica de Edificios Reparados con Dispositivos Disipadores de Energía o con Cables de Presfuerzo", Reporte FJBS/CIS-93/01, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.

Tena-Colunga, A y Pérez-Moreno D (1994), "Seismic Upgrading of a Nine-story Building at Mexico City's Lake-bed Zone Using U-shaped Energy Dissipation Devices", Memorias del 9th International Seminar on Earthquake Prognostics, San José, Costa Rica. (en prensa)

Whittaker, A, Bertero, VV y Alonso, J (1989), "Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements", Reporte UCB/EERC-89/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkley.