



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS  
CIVIL Y GEOMÁTICA**

**“IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS EN  
ESTRUCTURAS USANDO MEDICIONES DE  
FRECUENCIAS NATURALES”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
P R D I V I S I Ó N D E I N G E N I E R Í A S C I V I L Y G E O M Á T I C A :

**MIGUEL ÁNGEL HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ**

**SERGIO PINTO GALICIA**



**DIRECTOR DE TESIS:**

**M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO. D.F.

**MAYO 2006.**



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.

*ADIOS, por darme las fuerzas y ser el guía en mi camino, para poder llegar a esta etapa de mi vida.*

*A mis hermanos, de quienes siempre recibí apoyo y valiosos consejos, los cuales me ayudaron en mi formación.*

*A mis profesores, quienes siempre preocupados por la enseñanza, buscan formar al alumno para que sea un mejor ser humano y no solo un buen profesionista.*

*A mi compañero de tesis y amigo, quien con su gran empeño y dedicación hicieron que este trabajo fuera posible.*

*A mis padres: Antonio Hernández y María Rodríguez, porque gracias a ellos, a sus sabios consejos y a su incansable apoyo, he podido encontrar este sendero, que espero los llene de orgullo y satisfacción.*

*A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, por darme la oportunidad de crecer profesional y personalmente dentro de sus aulas, así como de obtener lo más valioso, que es el conocimiento.*

*A mi director de tesis Ing. Octavio García Domínguez, quien me dio la oportunidad de realizar este trabajo y me dio valiosos consejos no solo para elaborarlo, sino consejos que me han sido de gran utilidad en mi vida.*

*A mis amigos y compañeros, quienes siempre me dieron palabras de aliento y me apoyaron cuando lo necesite.*

**A DIOS:**

*Por darme sabiduría  
para descubrir lo correcto,  
la voluntad para elegirlo y la  
fuerza para hacer que perdure.*

**A mis padres:**

*Gracias por el apoyo que me brindaron, sin ustedes  
la meta a alcanzar hubiera sido muy complicada.  
Gracias por su ejemplo, por sus esfuerzos para  
que tuviera la dicha de contar con una profesión,  
por su confianza, su comprensión y por su amor.*

**Al M. I. Octavio García Domínguez:**

*Gracias por su tiempo, su paciencia,  
por compartir sus conocimientos y experiencias  
para la realización de este trabajo  
y en especial por su amistad.*

**A la Universidad Nacional Autónoma de México:**

*Por darme la oportunidad de ser parte de ella  
por la formación profesional y cultural,  
por enseñarme principios y valores  
que formaron en mí un espíritu de superación.*

**A los profesores:**

*Por compartir su tiempo,  
conocimientos y experiencias.*

**A mis amigos:**

*Por brindarme más que su apoyo,  
su amistad y su compañía,  
que me enseñaron que el amor y la  
amistad son una parte importante en el  
desarrollo de toda persona.*

---

**ÍNDICE**

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>2. ANTECEDENTES.....</b>	<b>3</b>
<b>2.1. TECTÓNICA DE PLACAS.....</b>	<b>3</b>
<b>2.2. CONFIGURACIÓN INTERNA DE LA TIERRA.....</b>	<b>6</b>
<b>2.3. ACTIVIDAD TECTÓNICA.....</b>	<b>7</b>
<b>2.3.1. Las Dorsales Oceánicas.....</b>	<b>8</b>
<b>2.3.2. Las Trincheras.....</b>	<b>10</b>
<b>2.3.3. Fallas transformantes.....</b>	<b>13</b>
<b>2.4. DISTRIBUCIÓN Y MOVIMIENTO DE LAS PLACAS TECTÓNICAS.....</b>	<b>14</b>
<b>2.5. TIPOS DE ONDA.....</b>	<b>16</b>
<b>2.5.1. Ondas senoidales.....</b>	<b>16</b>
<b>2.6. ONDAS DE CUERPO.....</b>	<b>17</b>
<b>2.6.1. Ondas P.....</b>	<b>17</b>
<b>2.6.2. Ondas S.....</b>	<b>18</b>
<b>2.6.3. Ondas convertidas.....</b>	<b>19</b>
<b>2.7. ONDAS SUPERFICIALES.....</b>	<b>20</b>
<b>2.7.1. Ondas de Rayleigh.....</b>	<b>21</b>
<b>2.7.2. Ondas de Love.....</b>	<b>22</b>
<b>2.8. ONDAS GUIADAS .....</b>	<b>22</b>

---

2.9. REGISTRO DE SISMOS Y SU MEDICIÓN.....	23
2.10. LOCALIZACION DE EPICENTROS, SU INTENSIDAD Y MAGNITUD.....	24
2.10.1. Determinación de epicentros.....	24
2.11. MEDICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS.....	25
2.11.1. Intensidad.....	25
2.11.2. Magnitudes y energía.....	27
2.12. PREDICCIÓN SÍSMICA.....	30
2.13. POTENCIAL SÍSMICO.....	30
2.14. PREDICCIÓN A LARGO PLAZO.....	31
2.15. EFECTOS SÍSMICOS EN LOS EDIFICIOS.....	33
2.15.1. Características de la acción sísmica.....	33
2.15.2. Respuesta de los edificios a la acción sísmica.....	35
2.15.3 Daños estructurales más comunes.....	39
2.15.4. Acciones y medidas para la prevención de desastres por sismo.....	40
2.16. MEDIDAS A FUTURO.....	42
2.17. NORMATIVIDAD ACTUAL EN EL D. F.....	43
3. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS CON BASE EN PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES.....	45
3.1. DESARROLLO TEÓRICO.....	45

---

3.1.1. Elementos de dinámica estructural.....	45
3.1.2. Métodos de análisis.....	47
3.1.3. Método Estático ó Procedimiento de la fuerza lateral equivalente.....	47
3.1.4. Procedimiento del análisis dinámico.....	48
3.1.5. Teoría de identificación de daños en estructuras.....	49
3.2. INSTRUMENTACIONES Y MEDICIONES EMPLEADAS.....	50
3.2.1. Edificios instrumentados.....	50
3.2.2. Registro de señales de vibración ambiental y forzada en edificios instrumentados.....	51
3.3. METODOLOGÍA PROPUESTA.....	52
3.3.1. Técnica de iteración directa.....	55
3.3.2. Técnica de mínimos cuadrados de gauss-newton.....	56
3.4 EJEMPLOS ILUSTRATIVOS.....	59
3.4.1. Ejemplo: Armadura.....	59
3.4.2. Ejemplo: Marco plano.....	62
3.5. VENTAJAS.....	66
4. APLICACIÓN DEL MÉTODO EN UN EDIFICIO REAL.....	69
4.1 UBICACIÓN.....	69
4.2. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.....	70

---

<b>4.3. PROBLEMAS PRESENTADOS POR LA ESTRUCTURA.....</b>	<b>70</b>
<b>4.3.1 Reforzamiento.....</b>	<b>71</b>
<b>4.4. INSTRUMENTACIÓN Y MEDICIONES REALIZADAS.....</b>	<b>72</b>
<b>4.4.1. Características del sistema de monitoreo sísmico.....</b>	<b>72</b>
<b>4.4.2. Registro de señales de vibración ambiental y forzada.....</b>	<b>75</b>
<b>4.5. MODELO MATEMÁTICO.....</b>	<b>76</b>
<b>4.6. ANÁLISIS DE SEÑALES.....</b>	<b>81</b>
<b>5. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>84</b>
<b>5.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>84</b>
<b>5.1.1. Daño en marcos estructurales.....</b>	<b>85</b>
<b>5.1.2. Daño en muros y losas.....</b>	<b>88</b>
<b>5.1.3. Daño general.....</b>	<b>92</b>
<b>5.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>95</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>102</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>104</b>





**CAPÍTULO I**  
**INTRODUCCIÓN**



---

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

Durante su existencia en la tierra, el hombre ha tenido que satisfacer necesidades básicas para su sobrevivencia, por lo que ha tenido que enfrentarse a diferentes adversidades, entre ellos los diversos desastres naturales, tales como huracanes, tsunamis, terremotos, lluvias torrenciales, erupciones volcánicas, etc., causándole pérdidas humanas y materiales, lo cual ha influido en su forma de vivir, teniendo que realizar acciones apropiadas que le ayuden a conocer, mitigar y prevenir estos daños.

México al estar ubicado en una zona sísmica, ha registrado movimientos telúricos a lo largo del tiempo, por lo que diferentes disciplinas encargadas del estudio de estos fenómenos naturales, entre ellos la ingeniería civil, se han dado a la tarea de estudiar el fenómeno sísmico con la ayuda de la tecnología y proponer soluciones que ayuden a prevenir, evitar y reducir los daños y consecuencias que se presenten ante los eventos sísmicos. Entre las herramientas que se han desarrollado, están los programas y equipos de cómputo, instrumentación en edificios, equipo e instrumental de laboratorio como mesas vibratorias, etc., las cuales ayudan a facilitar la revisión, análisis, diseño y rehabilitación de estructuras, pero para hacer que estos métodos sean confiables, deben ser comprobados.

Hoy en día, la instrumentación en edificios para la obtención de mediciones de frecuencias naturales, es una opción viable, ya que el desarrollo tecnológico nos proporciona herramientas que facilitan la aplicación de métodos que implementan dichos avances científicos, con las frecuencias registradas en estos equipos, se puede tener una estimación del daño que presenta la estructura al ser sometida por alguna carga sísmica o de cualquier otra naturaleza; ayudando con esto, a predecir pérdidas materiales y humanas ante este tipo de eventos.

En esta tesis se estudia el cambio en las propiedades dinámicas de una estructura real, como es el caso del edificio de la Ex - Conasupo. Localizado en esta ciudad de México el cual fue instrumentado y nos permitió conocer la evolución de sus propiedades dinámicas antes y después del reforzamiento al que fue sometido.

Adicionalmente se presenta un ejemplo de la estimación de daños estructurales a partir de los periodos naturales de vibrar, obtenidos de las frecuencias registradas en la instrumentación del edificio y poder comprobar la relación existente entre las propiedades dinámicas de la estructura y el daño producido en sus elementos (pérdida de rigidez estructural).

El contenido de este trabajo se divide en seis capítulos, los cuales son descritos brevemente.

En el capítulo II, se hace una descripción del fenómeno sísmico, exponiéndose el origen y la manera en como se propagan los efectos que este causa a lo largo de la corteza terrestre. Así mismo, la forma en que se generan los registros de estos eventos y la forma de medirlos, según su magnitud e intensidad. Además, se presenta una semblanza de los efectos sísmicos en edificios y las medidas a futuro para el estudio de movimientos telúricos y prevención de desastres ante estos eventos, así como un resumen de la normatividad vigente en el reglamento de construcciones del D.F.

En el capítulo III, **“Identificación de daños en estructuras con base en propiedades dinámicas experimentales”**, se presentan fundamentos y conceptos teóricos que nos ayudan a comprender algunas de las técnicas empleadas para la detección de daños en las estructuras y la verificación con otros métodos, tales como la instrumentación para poder llegar a conocer de una forma tangible la veracidad de los resultados obtenidos.

Una vez expuesto lo anterior, en el capítulo IV, **“Aplicación del método en un edificio real”**, el método se aplica al edificio de la Ex - Conasupo, para conocer las posibles ventajas y/o problemáticas que pudieran presentarse en la ejecución de dichos métodos; al no poder aplicar dichas técnicas, ya que se requería del software descrito en el capítulo anterior, pues sin el, se vuelve muy complejo el análisis; se propone un método alternativo, donde se realizó una variación de los valores del módulo de elasticidad para simular el nivel de daño en función de la variación de los periodos naturales de vibrar. Así mismo, se dan las características, problemáticas y soluciones que se han dado en esta estructura

Conociendo la problemática de dicha estructura, en el capítulo V, **“Presentación de resultados”**, se realizó el análisis de tres escenarios de daño en la estructura, con sus respectivas combinaciones, de los cuales se presentan los resultados obtenidos, así como su interpretación y comparación entre los resultados obtenidos en cada escenario. Por último se presentan las conclusiones obtenidas del trabajo realizado.



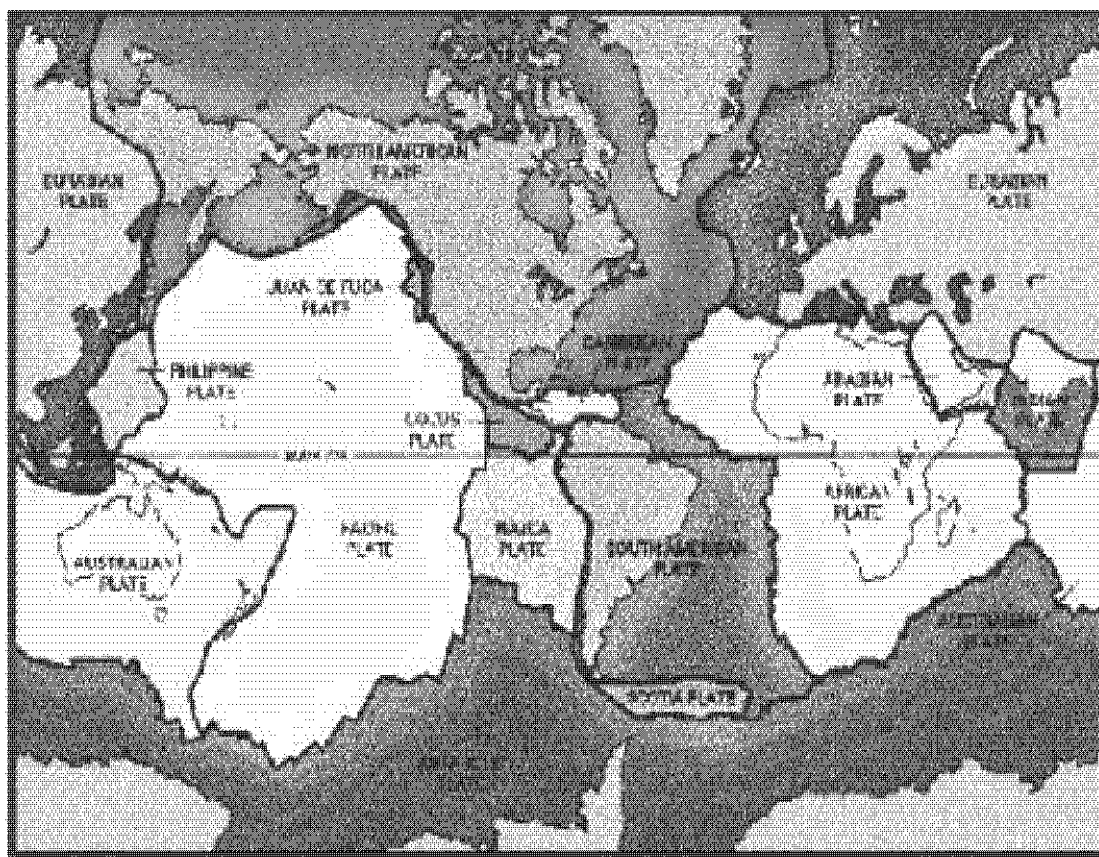
**CAPÍTULO II**  
**ANTECEDENTES**



## CAPITULO II. ANTECEDENTES

### 2.1. TECTÓNICA DE PLACAS

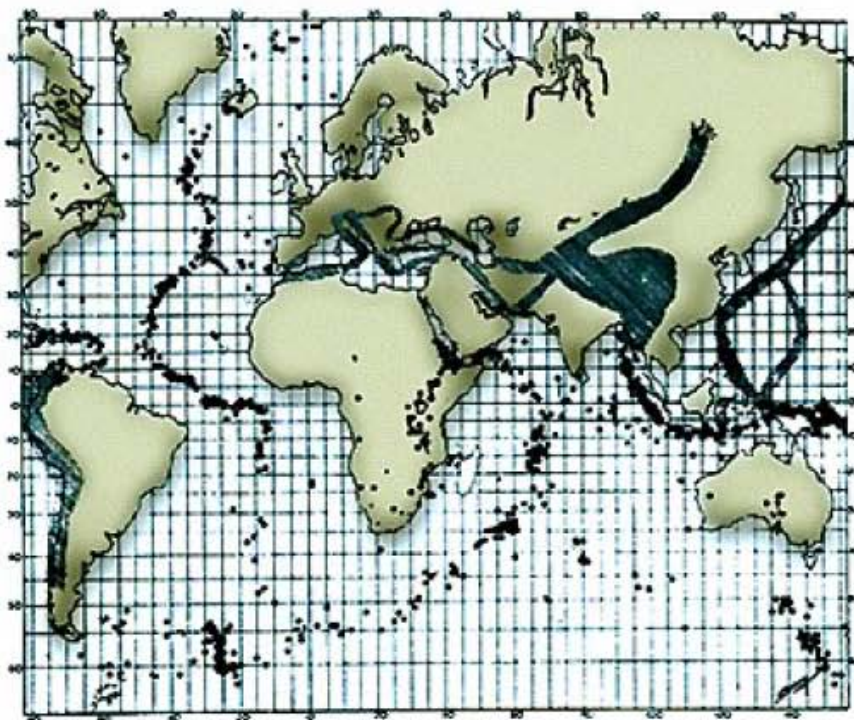
La teoría de la tectónica de placas -descendiente de la teoría de la deriva continental de Wegener- dice que la corteza terrestre está hecha de fragmentos en forma de placas de distintos tamaños que se pueden ver en la fig. 2.1. Las placas se desplazan unas respecto a otras impulsadas por los movimientos de las capas de roca caliente y maleable que se encuentran en el interior del planeta.



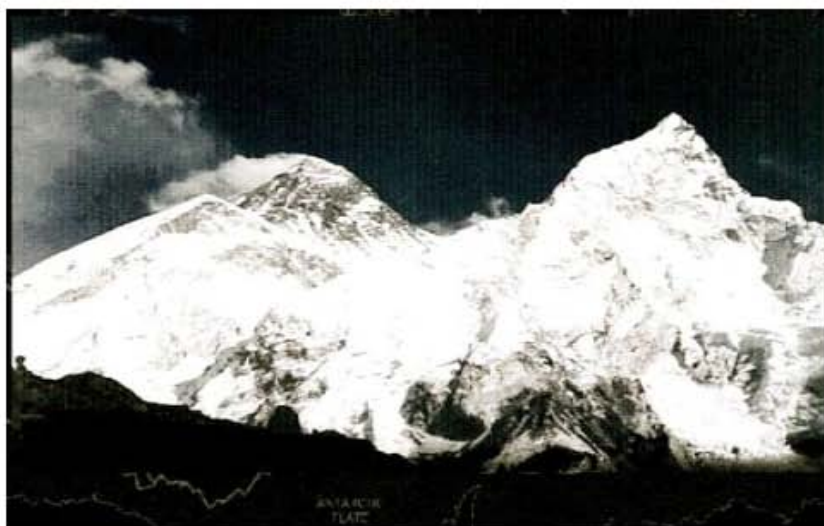
*Figura 2.1. Mapa de las placas tectónicas, incluyendo al mismo tiempo corteza oceánica y continentes.*

Los desplazamientos, roces, choques y separaciones de las placas tectónicas les han permitido a los geólogos explicar muchos fenómenos geológicos que antes se creían independientes (los sismos, el volcanismo, la formación de montañas, el movimiento de los continentes). Por eso se dice que esta teoría ha sido tan importante para las ciencias de la Tierra como el descubrimiento de la estructura del átomo para las ciencias físicas y la teoría de la evolución para las biológicas.

En la fig. 2.2., se presenta un mapa publicado en 1954 por el sismólogo francés J. P. Rothé, el cual muestra las regiones de la corteza terrestre donde se concentra la actividad sísmica. Hoy sabemos que los contornos que se ven en este mapa son fronteras entre placas tectónicas.



*Figura 2.2. Mapa de regiones de la corteza terrestre donde se concentra la actividad sísmica, (J. P. Rothé, 1954).*



*Figura 2.3. Montes Himalaya*

Las cordilleras mesoceánicas y las fosas marinas son fronteras entre placas tectónicas. En las cordilleras las placas se separan y por la separación sale magma proveniente del interior del planeta. En las fosas, las placas chocan y una se hunde debajo de otra. Un caso más es cuando una placa pasa rozando junto a otra, ese es el caso de la falla geológica conocida como falla de San Andrés, que va desde el mar de Cortés hasta el norte de California. Cuando dos placas chocan y no hay hundimiento de una bajo la otra, la colisión arruga el terreno y se forman montañas.

Las grandes cordilleras del mundo, como la del Himalaya ver fig. 2.3., se forman cuando una placa tectónica choca contra otra y la litosfera se arruga. La colisión de la placa de la India y la placa Euroasiática ha elevado el terreno hasta más de 8,000.00 metros sobre el nivel del mar. El monte Everest, que culmina a unos 8,900.00 metros, es el punto más elevado de la superficie de la Tierra.



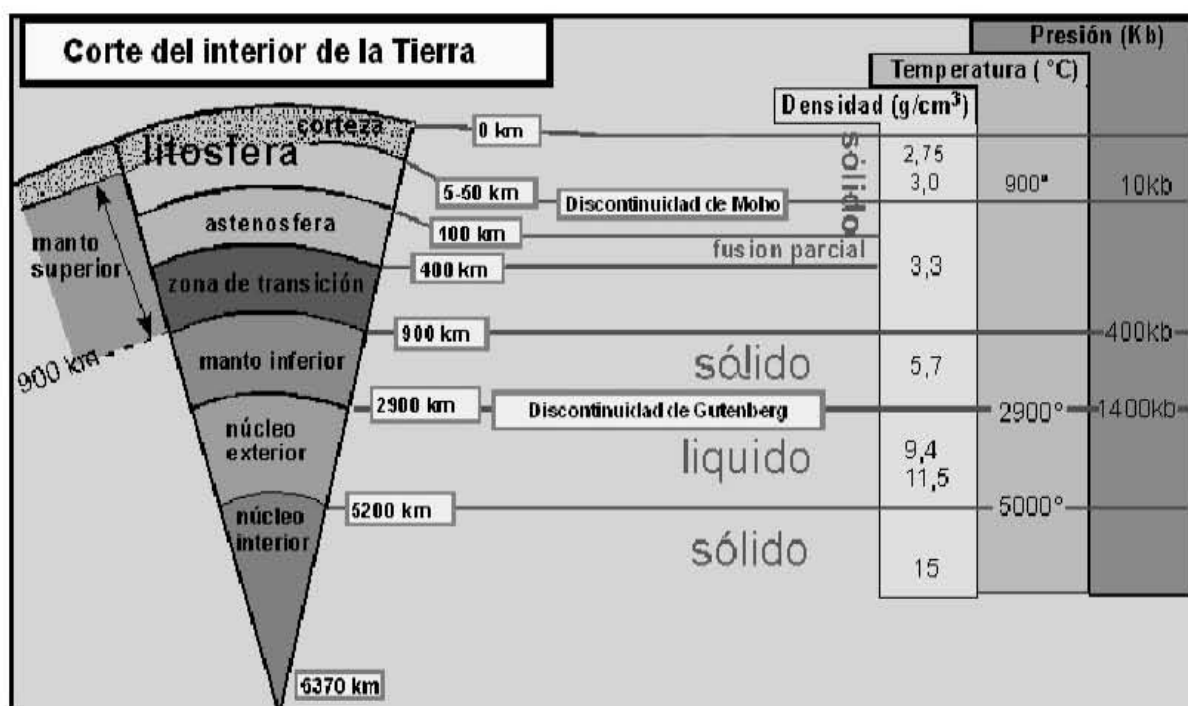
*Figura 2.4. Cordillera del Atlántico.*

La cordillera del Atlántico mostrada en la fig. 2.4., es una zona de tensión entre placas tectónicas. Las placas que intervienen se separan a razón de 2.5 centímetros por año, o 25 kilómetros cada millón de años. Los terremotos también son consecuencia de los movimientos de las placas tectónicas. La teoría de tectónica de placas fue propuesta por primera vez alrededor de 1965, pero la comunidad científica se resistió a aceptarla por completo durante varios años.

## 2.2. CONFIGURACIÓN INTERNA DE LA TIERRA

Nadie sabe exactamente como está constituido el interior de la Tierra; las perforaciones más profundas no son más que un rasguño sobre su superficie, comparadas con el radio terrestre de 6,370.00 km. Sin embargo, conocemos varias de las características principales de la estructura interna de la Tierra gracias al estudio de las ondas sísmicas que la atraviesan.

La fig. 2.5., muestra como está constituido internamente nuestro planeta. La capa exterior se llama corteza y es de dos tipos: la corteza oceánica, que compone el fondo de los mares, es basáltica y tiene espesores promedio de 5 a 7 km; la corteza continental que forma los continentes es primordialmente granítica y tiene un grosor promedio de 30 a 40 km, aunque bajo las grandes cadenas montañosas, como el Himalaya, alcanza un grosor mayor de 60 km. En Europa y algunas partes de América se ha identificado una discontinuidad de velocidades de la corteza, alrededor de los 27 km de profundidad, que se conoce como discontinuidad de Conrad.



*Figura 2.5. Constitución interna de la Tierra y gráfica de velocidades sísmicas contra profundidad.*

Bajo la corteza se encuentra el manto, que llega hasta los 2 870 km de profundidad. El cambio corteza/manto se conoce como discontinuidad de Mohorovicic o Moho, en honor del científico yugoslavo que la descubrió en 1909. El manto se divide en manto superior que va de la base de la corteza hasta los 700 km de profundidad, y manto inferior; está compuesto por rocas parecidas al olivino y la peridotita, que son silicatos y



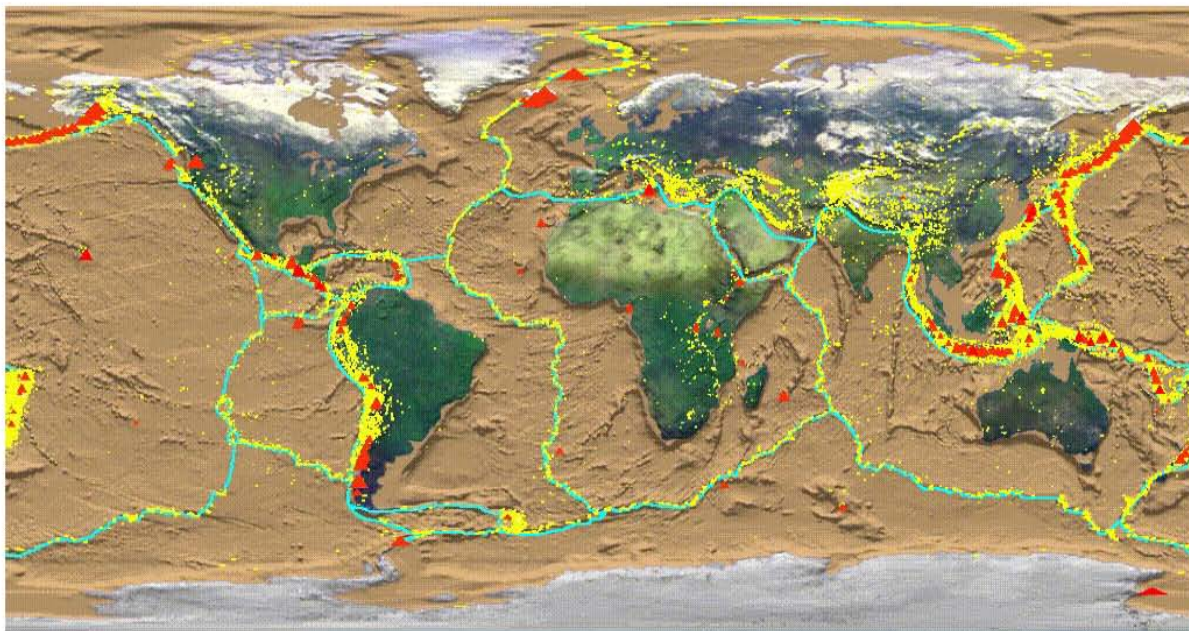
óxidos de magnesio de hierro. La parte del manto situada entre los 100 y 200 km de profundidad se encuentra cercana al punto de fusión, y se comporta como un líquido para escalas de tiempo geológicas; es conocida como astenosfera (del griego astenos = sin fuerza).

Desde la base del manto, separado de éste por la discontinuidad de Gutenberg, hasta los 5,150.00 km de profundidad, se encuentra el núcleo externo. Éste se supone compuesto de hierro-níquel y se sabe que es líquido porque no transmite las ondas de cizalla. Es posible que sean corrientes del material de este manto líquido las que producen el campo magnético terrestre. Debajo del núcleo externo, separado de éste por la discontinuidad de Lehman, y en el centro de la Tierra (hasta los 6,371.00 km de profundidad) se encuentra el núcleo interno, que es sólido a pesar de tener temperaturas del orden de los 40,000.00° C, y se cree que está constituido por compuestos de hierro.

### 2.3. ACTIVIDAD TECTÓNICA

La corteza de la Tierra se encuentra dividida en fragmentos denominados "placas" que se mueven unas con respecto a otras ver fig. 2.6.

La interacción entre dos placas tectónicas puede estar definida por alguno de los tres siguientes tipos de contacto entre placas: falla transformante, divergencia litosférica y convergencia litosférica.



**Figura 2.6.** Límites entre placas tectónicas en la Tierra (azul), volcanes (triángulos rojos) y sismos (puntos amarillos).

---

Las fallas transformantes son límites a lo largo de los cuales se deslizan las dos placas sin creación ni destrucción de litósfera; las zonas de divergencia son límites en los que se separan las placas, estos márgenes son típicos de las dorsales oceánicas; y las zonas de convergencia son límites en los que existe una colisión entre dos placas; la placa mas densa (placa oceánica) subduce por debajo de la placa de menor densidad (placa continental) formando una trinchera.

### 2.3.1. Las Dorsales Oceánicas

La cadena montañosa más grande de la Tierra no son los Andes en Suramérica, o el Himalaya en Asia. Es una cordillera submarina de 80,000.00 km (47.00 millas) de largo. Esta cordillera submarina se encuentra bajo la mitad del Océano Atlántico (que emerge en Islandia) rodea África, pasa a través del Océano Índico, entre Australia y la Antártida, y regresa al norte a través del Océano Pacífico.

Los recientes conocimientos sobre el fondo marino ponen de manifiesto que existen dorsales oceánicas por las que sale material proveniente del manto a altas temperaturas y es, después, desplazado hacia los lados de la dorsal simétricamente creando nueva corteza oceánica.

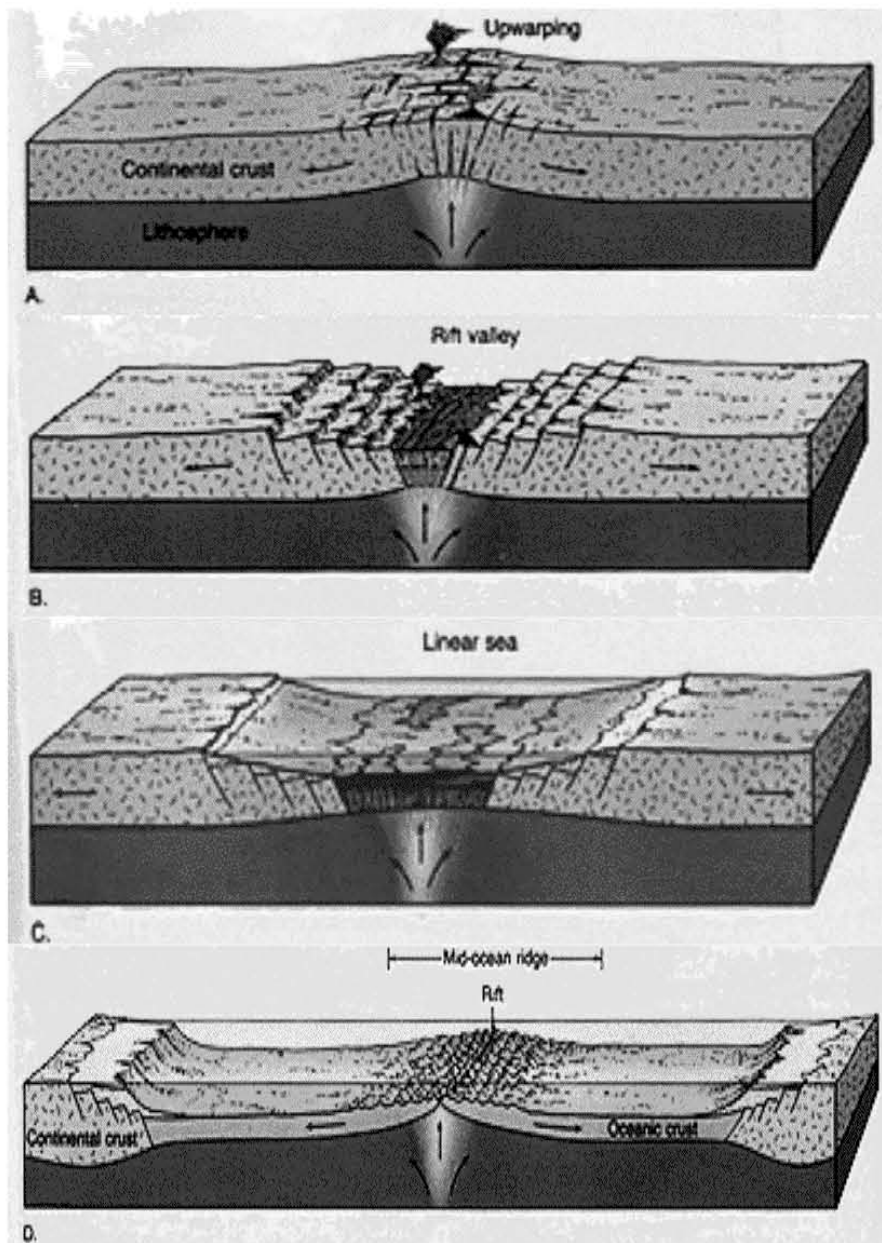
Las dorsales son límites entre placas tectónicas en los que las placas se alejan una de otra, por esto se llaman "límites divergentes". Cuando las placas se separan, algo tiene que surgir para rellenar al hueco dejado por la separación de las dos placas. El magma es el que se surge por arriba de la corteza para llenar el boquete, se endurece, se aleja del lugar donde surgió, y de esta manera mayor cantidad de magma sale a la superficie. Esta serie de acontecimientos crean el sistema que da origen al fondo oceánico. En el centro de las dorsales oceánicas continuamente se separa la corteza oceánica a ambos lados y permite el constante fluir de magma nuevo creador de suelo oceánico joven.

Mientras que las dos caras de la montaña se mueven lejos una de otra, el magma emana desde el interior de la Tierra. Entonces se solidifica y se convierte en roca enfriado rápidamente por el mar, creando de nuevo el suelo marino.

Esta es la causa de que la corteza continental sea más antigua que la corteza oceánica, ya que la corteza oceánica se regenera constantemente. Las partes mas antiguas de las placas oceánicas son reintegradas al manto en las zonas de subducción y en las dorsales se crea nueva corteza. Las dorsales oceánicas son cordilleras volcánicas en el suelo marino.

La separación de la corteza de la Tierra expone a la superficie al magma que fluye y se solidifica. Esta secuencia de eventos se muestra en la fig. 2.7. Las manifestaciones superficiales de las zonas corticales de separación se conocen generalmente como valles rift o dorsales oceánicas. El Mar Rojo es un ejemplo de un rift.

La altura aproximada de las dorsales sobre las planicies que las rodean es de aproximadamente 2 km. La topografía escarpada cerca de la cresta se suaviza en los flancos más antiguos donde existe una capa de sedimentos. Los límites de la dorsal no solo se denotan como prominencias del fondo oceánico, sino que se prolongan dentro del manto, como demuestra la mayor profundidad de la discontinuidad de Moho en estas regiones.



*Figura 2.7. Secuencia de eventos de la separación de la corteza terrestre.*

En algunos lugares no se puede reconocer la profundidad de la discontinuidad del Moho debajo de las crestas de las cordilleras oceánicas, por lo que resulta muy difícil determinar el límite entre corteza y manto en estas regiones.

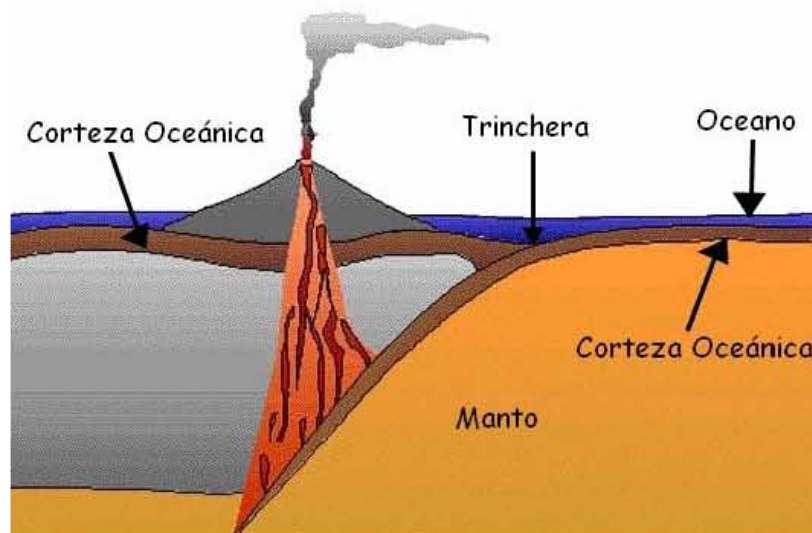
La velocidad a la cual se crea el nuevo suelo marino varía de una región a otra. Entre Norteamérica y Europa, la velocidad de divergencia es cerca de 3.6 centímetros (2.2 pulgadas) por año. En la dorsal del Pacífico del este, que está empujando la placa de Nasca en la costa del oeste de Suramérica, la velocidad de divergencia es 32.2 centímetros (12.6 pulgadas) por año.

En algunas ocasiones la dorsal se encuentra segmentada por fallas transformantes, por lo que el eje de la dorsal tiene desplazamientos del orden de decenas e incluso centenas de km. En la parte central de las dorsales, tales fracturas son la sede de muchos de los sismos oceánicos. En las dorsales oceánicas, por lo general, no ocurren sismos de grandes magnitudes. Los sismos asociados a estos límites entre placas son someros y, en su mayoría, de mecanismos focales del tipo de falla normal, debido al régimen de esfuerzos tensional.

En los océanos Índico y Atlántico, el paralelismo entre las dorsales y los flancos correspondientes ponen de manifiesto la deriva continental.

### 2.3.2. Las Trincheras

El hecho de que se cree corteza nueva en las dorsales implica forzosamente que se debe destruir corteza en algún lugar. El lugar donde se destruye la corteza antigua es en las trincheras, donde la corteza oceánica se introduce bajo la corteza continental o bajo otra placa oceánica, reintegrándose al manto. Este proceso se conoce como "subducción".



*Figura 2. 8. Arco de Islas Volcánicas.*

En la fig. 2.8., vemos un arco de islas volcánicas formado al subducir una placa oceánica bajo otra placa oceánica también.

La corteza oceánica actual, tiene una edad aproximada de 200 millones de años, de tal forma que, toda la corteza oceánica anterior a 200 millones de años, que cubrió dos tercios de la superficie terrestre durante la mayor parte de la historia de la Tierra, tuvo que ser reintegrada al manto a lo largo de las trincheras en todo el mundo.

Las trincheras constituyen las zonas más profundas de la superficie terrestre, con profundidades de 8 a 10 km. De hecho, el punto más profundo del planeta se encuentra en una trinchera: en la fosa de las Marianas en el Pacífico occidental y rebasa los 11 km de profundidad.

Tanto las trincheras o fosas, como los arcos de islas presentan características particulares como determinadas anomalías gravimétricas o magnéticas. Sin embargo, es difícil generalizar sobre sus características en detalle. Las trincheras, generalmente presentan un perfil en forma de V, pero algunas de ellas tienen un prisma de acreción que suaviza esa forma de V.

La longitud de las trincheras puede llegar a ser de hasta cientos de kilómetros, aunque solo miden unas decenas de km a lo ancho.

En las zonas de subducción es en donde se registran los temblores más profundos. Generalmente existe una gran cantidad de sismos a lo largo de las trincheras delimitando una zona que se conoce como "zona de Wadati-Benioff", en honor a dos pioneros de la sismología.

Las trincheras se asocian a una gran cantidad de sismos y volcanes. En la margen que queda del lado continental se aprecian, por lo general, largas cadenas de volcanes paralelas a las trincheras. La distribución de epicentros de eventos sísmicos también delimita franjas paralelas a las trincheras

La distribución de los sismos es de suma importancia para conocer la geometría de las trincheras en la profundidad. Los hipocentros sísmicos, son someros bajo la trinchera pero aumenta su profundidad conforme se alejan de ésta. Los sismos se desarrollan dentro de una estrecha banda de unos 15 a 20 km de ancho, la cual se hunde a partir de la trinchera, con una inclinación que varía según las condiciones de edad de la placa y sistemas de esfuerzos. A esta franja de sismos se le denomina "zona de Wadati-Benioff" en honor a los científicos que descubrieron su existencia.

Las diferentes pendientes de la zona de Wadati-Benioff es algo común en diversas partes del mundo. Existen dos tipos principales de subducción, según Uyeda, 1982: la subducción tipo chilena y la tipo mariana, las cuales reciben estos nombres por el lugar

---

en el que ocurren típicamente. La subducción tipo chilena es característica de un sistema de esfuerzos compresivos, y el tipo de subducción mariana es de un sistema de esfuerzos tensional.

Las características más importantes del tipo de subducción chileno son:

- a) Mecanismos intraplaca del tipo de esfuerzos compresivos.
- b) El ángulo de subducción es somero.
- c) Existe un prisma acrecional.
- d) Las dos placas en contacto están bien acopladas.
- e) La placa en subducción es una placa joven.
- f) Pueden ocurrir sismos fuertes, de magnitud mayor a 8.

Las principales características del tipo de subducción mariana son:

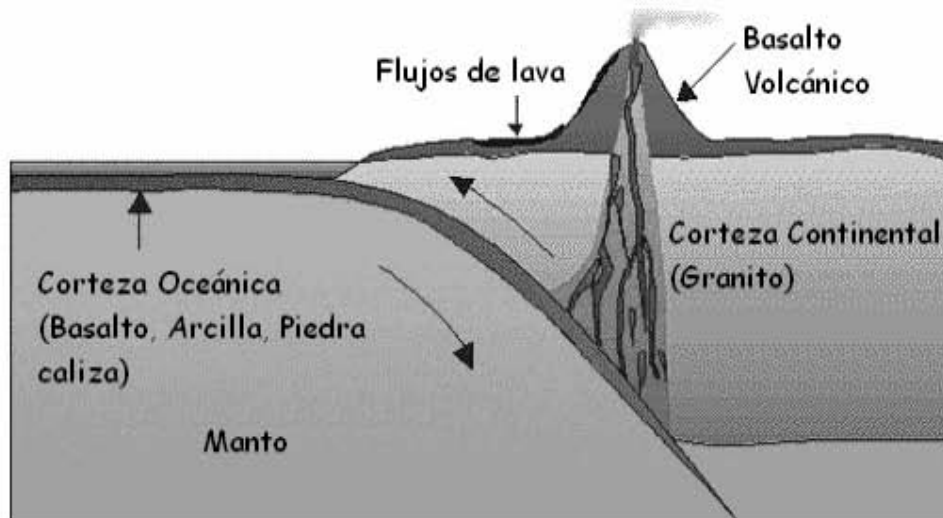
- a) Mecanismos intraplaca del tipo de esfuerzos tensionales.
- b) El ángulo de subducción es mayor que en el tipo chileno.
- c) No hay indicios de la existencia de un prisma acrecional.
- d) Las placas en contacto no están bien acopladas.
- e) La edad de la placa en subducción es mayor.

Se piensa que los sismos en la zona de Wadati-Benioff definen la geometría de la placa en subducción, la cual está sujeta a esfuerzos que producen los sismos. A mayor profundidad difiere la naturaleza de los sismos, que son consecuencia probablemente de los cambios físicos y químicos que experimenta la roca al alcanzar regiones de alta temperatura y presión. De hecho, es posible que las rocas corticales, más densas que el manto se hundan ayudando de esta manera al movimiento total de la placa.

Debajo de los 700 km de profundidad, la placa en subducción debe fundirse con el manto, porque a tal profundidad ya no se originan terremotos.

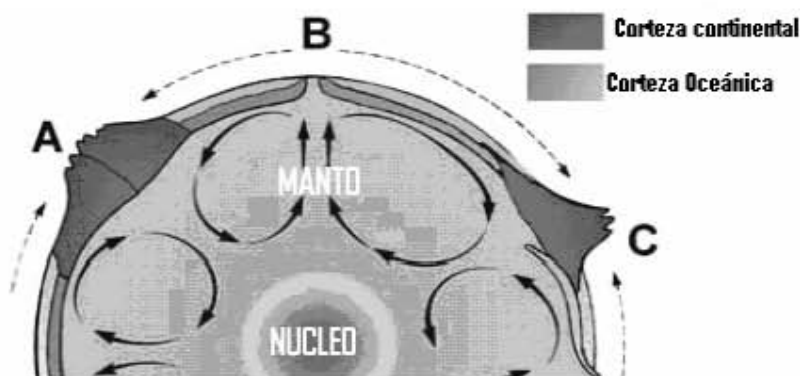
Cuando el material de la corteza llega al manto, posee una densidad anormalmente baja; conforme se calienta va perdiendo agua y gases, y se transforma en una mezcla de gases y roca que asciende a la superficie formando volcanes. Esta es la razón por la cual, las cadenas de volcanes son paralelas a las trincheras.

Hacen falta más estudios sobre la tectónica de placas y en particular sobre la subducción, no obstante se piensa que el mecanismo que origina el movimiento de las placas se basa en la existencia de corrientes de convección térmica en el manto ver fig. 2.9. El problema más importante es el de la extensión de las corrientes de convección. Aunque ascienden en las dorsales oceánicas y descienden en las trincheras, no se sabe si estas corrientes circulan únicamente hasta los 750 Km. de profundidad, o si viajan a través de todo el manto.



*Figura 2.9. Cascadas Volcánicas.*

La sismicidad no es uniforme a lo largo de todas las trincheras, suelen encontrarse huecos o "gaps" como se ilustra en la fig. 2.10. Los sismos que ocurren en la frontera entre las dos placas son, por lo general, de mecanismos de falla inversa debido al régimen de esfuerzos compresivos; y en el caso de los sismos en el interior de la placa subducida, estos presentan mecanismos tanto de fallas inversas como normales.



*Figura 2.10. Formación de "Gaps", en trincheras.*

En muchas ocasiones existen cadenas volcánicas paralelas a las trincheras, causadas por la ascensión de material fundido proveniente de la placa subducida. Los volcanes mas cercanos a la trinchera se encuentran usualmente, sobre el punto donde la placa subducida tiene una profundidad de aproximadamente 110 km.

### 2.3.3. Fallas transformantes

El movimiento relativo entre placas puede ser en la misma dirección, pero en sentidos opuestos. Este tipo de contacto se denomina "falla transformante" y una zonas donde

existen otros tipos de límites como dorsales o trincheras. Los mecanismos de los sismos que ocurren en las fallas transcurrentes son de tipo de falla de desplazamiento lateral. Los lugares donde se encuentran tres placas tectónicas se denominan "puntos triples", tal como se ilustra en la fig. 2.11.

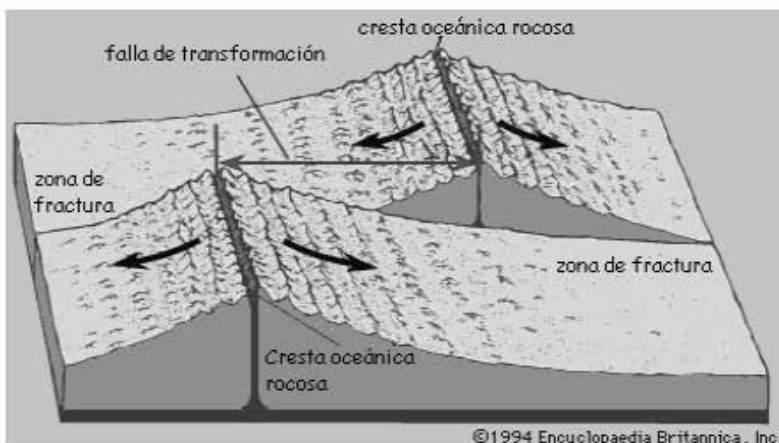


Figura 2.11. Puntos triples

En la tabla 2.1., se muestran un resumen de los tipos de límites que se presentan entre las placas tectónicas, con las combinaciones océano-continente.

Tipo de límite	Colisión océano-océano	Colisión océano-continente	Colisión continente-continente
Divergente (extensión)	Cresta oceánica. Franja angosta de hipocentros sísmicos someros. Lavas submarinas.	-	Valles Rifts. Zona amplia de hipocentros sísmicos someros. Volcanes.
Convergente (compresión)	Trinchera oceánica. Franja angosta de hipocentros sísmicos someros. Lavas submarinas.	Trinchera oceánica y cadenas montañosas jóvenes. Zona amplia de hipocentros sísmicos someros, intermedios y profundos. Volcanes.	Cadena montañosa joven. Zona amplia de hipocentros sísmicos someros e intermedios.
Transformante (lateral)	Zona de fractura entre cresta y cresta. Hipocentros sísmicos someros en la angosta franja entre las crestas desfasadas.	-	Zona amplia de hipocentros sísmicos someros.

Tabla 2.1. Tipos de límites entre placas

## 2.4. DISTRIBUCIÓN Y MOVIMIENTO DE LAS PLACAS TECTÓNICAS

En la fig. 2.12., se observa la configuración de las principales placas que forman la corteza terrestre, mientras que en la fig. 2.13., se indica la trayectoria que sigue cada una de ellas.



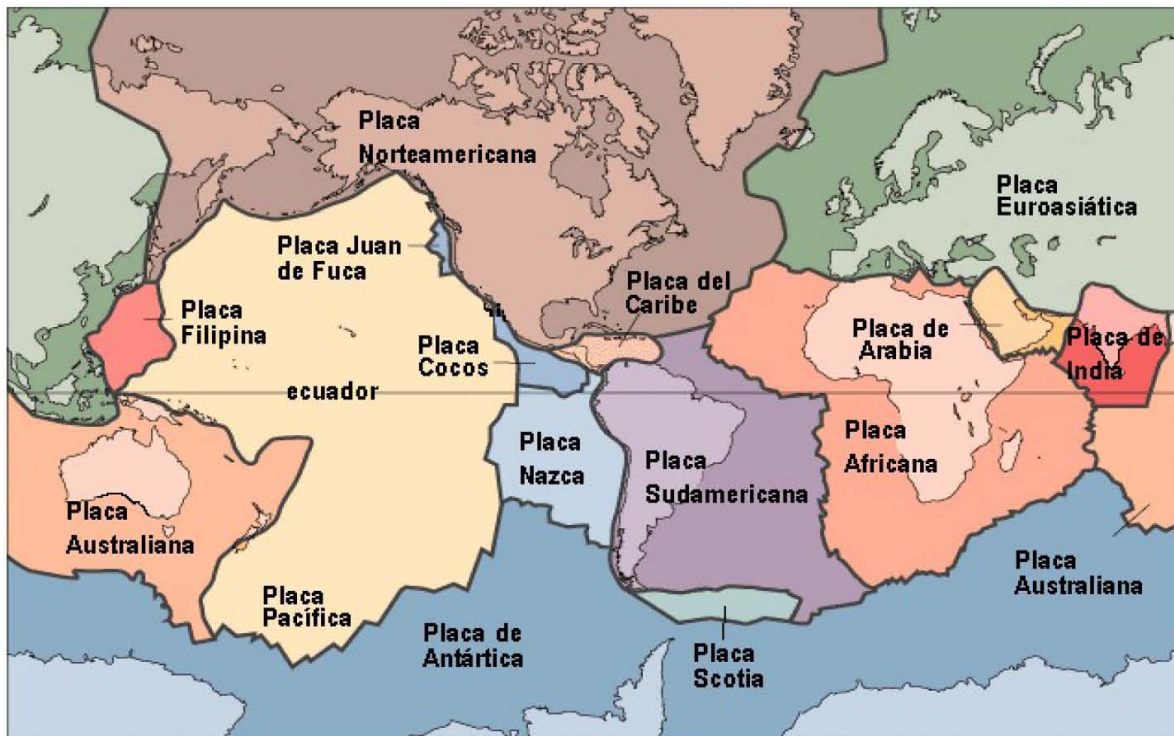


Figura 2.12. Distribución de las placas tectónicas

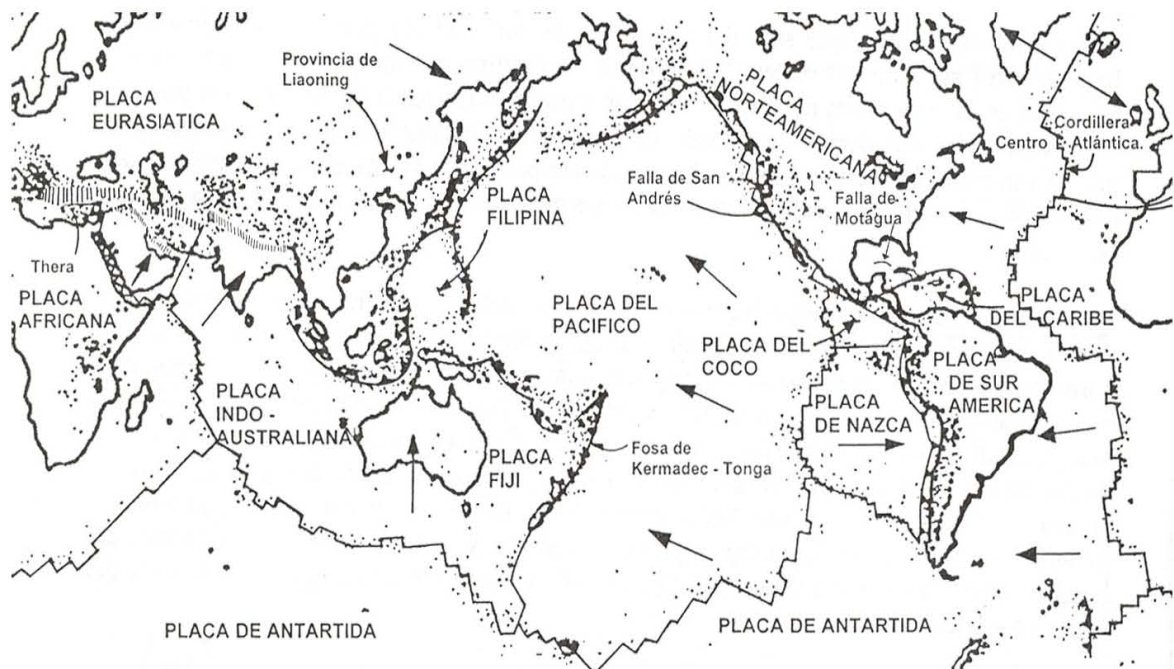


Figura 2.13. Direcciones que siguen las placas a través del tiempo.

## 2.5. TIPOS DE ONDA

La onda sísmica deforma el terreno a través del cual pasa, lo cual indica que puede hacer trabajo, y, por lo tanto, corresponde a energía elástica que se desplaza. En el caso de ondas generadas por explosiones, la energía es producto de las reacciones químicas o nucleares que causaron la explosión; en el caso de ondas generadas por sismos, es la que estaba almacenada como energía de deformación en las rocas.

### 2.5.1. Ondas senoidales.

Las ondas más sencillas son las senoidales (aquéllas cuyos valores varían en el tiempo y/o en el espacio como senos o cosenos trigonométricos), como las que se muestran en las tres primeras trazas de la fig. 2.14. Cada una se caracteriza por su *frecuencia*  $f$  (el número de veces que el movimiento se repite en cierto tiempo), expresada en Hertz (ciclos/segundo, abreviado Hz), o por su *periodo*  $T = 1 / f$  (el tiempo que tarda en repetirse), expresado en segundos, su *amplitud*  $A$  (el máximo valor que puede tomar), expresada en unidades de longitud (usualmente micras o centímetros) y su *fase* (qué valor tiene la onda, es decir, en qué punto de su ciclo está, para un tiempo o lugar de referencia). Si una onda senoidal viaja con una velocidad  $V$ , al cabo de un periodo habrá recorrido una distancia  $\lambda = V \times T$ , llamada su *longitud de onda*.

*Representación de Fourier.* Si sumamos las tres ondas senoidales de la fig. 2.14, obtenemos la traza situada bajo ellas, la cual es menos regular que éstas y presenta un máximo donde los valores de las trazas componentes se suman (*interferencia constructiva*) y valores menores donde se anulan (*interferencia destructiva*).

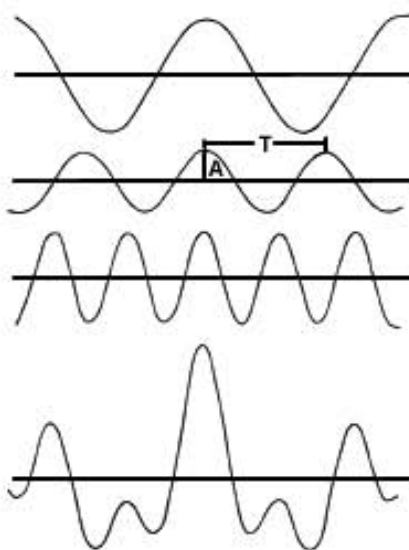


Figura 2.14. Ondas senoidales sumadas para obtener un pulso.

De esta manera podemos construir una onda de cualquier forma, mediante la suma (a veces infinita) de ondas senoidales con diferentes amplitudes y frecuencias (teorema de Fourier). La amplitud de cada onda senoidal componente nos indica qué de ella se obtiene la onda sísmica en cuestión. Se llama *espectro* de la señal sísmica al conjunto de sus componentes senoidales.

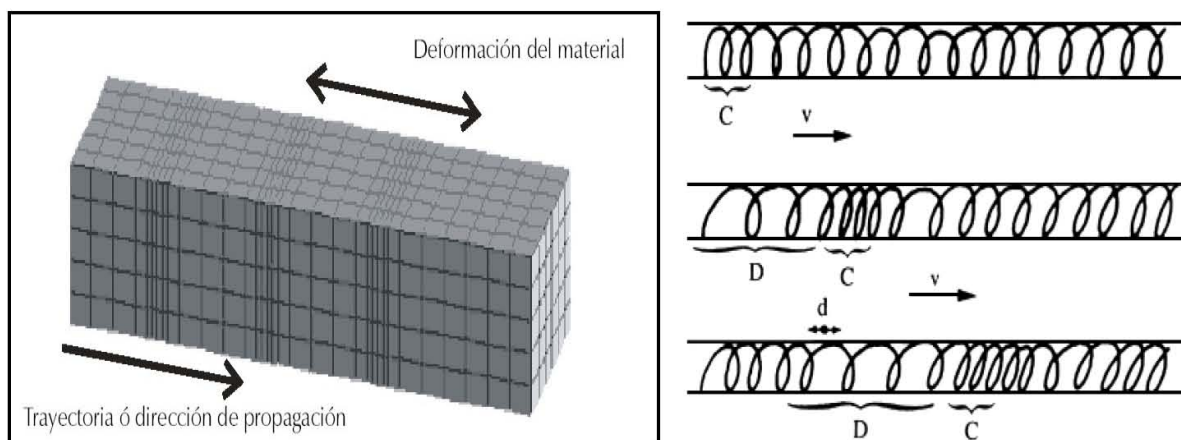
Se dice que una onda sísmica es de alta o baja frecuencia (o de periodo corto o largo) según predominen en su espectro unas u otras componentes.

## 2.6. ONDAS DE CUERPO

La teoría de la elasticidad nos dice que son posibles dos tipos de ondas elásticas que viajan a través de la Tierra, y que son conocidas como ondas de cuerpo u ondas internas, las cuales pueden ser compresionales (Ondas P) o de cizalla (Ondas S).

### 2.6.1. Ondas P.

Las ondas *compresionales* son las que se transmiten cuando las partículas del medio se desplazan en la dirección de propagación, produciendo compresiones y dilataciones en el medio, ver fig. 2.15.



*Figura 2.15. Onda compresional u Onda P.*

La onda compresional va propagándose a lo largo de un resorte con velocidad  $v$ . C indica compresión y D indica dilatación. El desplazamiento de las partículas del resorte se produce en las direcciones indicadas por  $d$ .

Ésta es la más veloz de todas las ondas sísmicas (más de 5 km/s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11 km/s en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto, en ser sentida y en ser registrada en los sismogramas, por lo que se llamó onda *Primera* o *Primaria* y de allí el nombre de P (en inglés se asocia también con *push* que significa empujón o empujar).

### 2.6.2. Ondas S.

Las ondas de *corte* o de *cizalla*, llamadas *ondas S*, son aquéllas en las cuales las partículas del medio se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que están asociadas con deformaciones del terreno de tipo de cizalla, ver fig. 2.16.

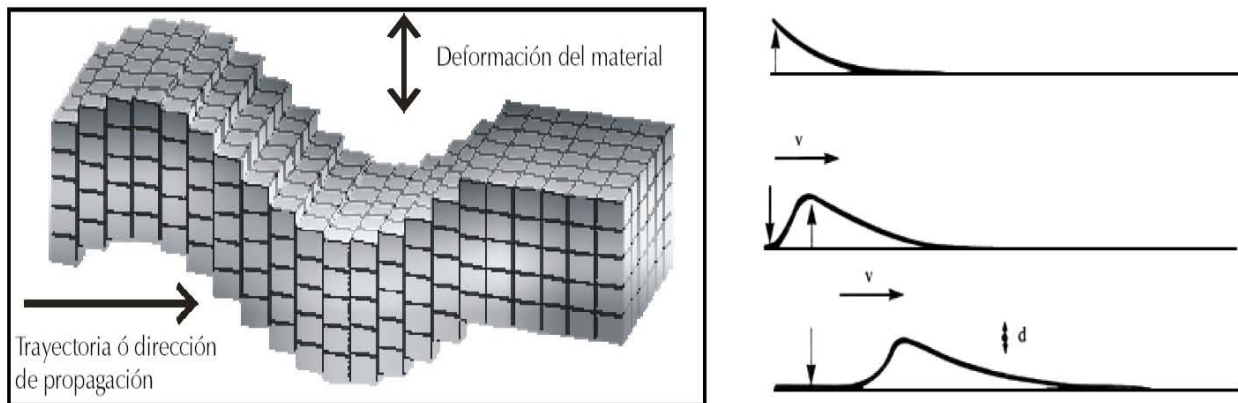


Figura 2.16. Onda de cizalla u Onda S

La onda de cizalla se propaga con velocidad  $v$  a lo largo de una cuerda. El desplazamiento de las partículas de la cuerda se da en las direcciones indicadas por  $d$ .

La onda S es más lenta que la onda P. Como la onda S es la segunda en llegar se le llamó *Secundaria*, y de allí su nombre (en inglés se asocia con *shake*, que significa sacudir).

Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos.

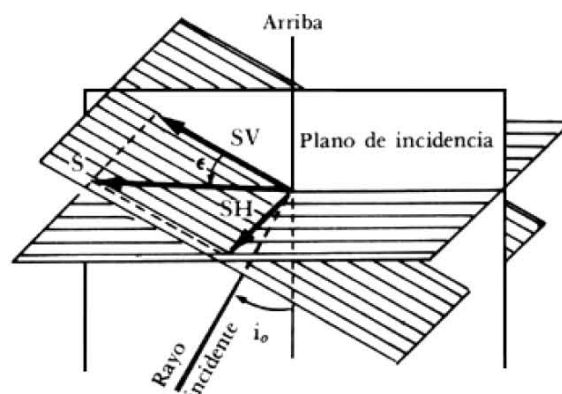


Figura 2.17. La onda S y sus componentes SV y SH.

El desplazamiento de las partículas en el terreno durante el paso de la onda puede ser en cualquier dirección perpendicular a la de propagación; pero, a veces, pueden desplazarse en una sola dirección, en cuyo caso se dice que las ondas están *polarizadas*.

La componente vertical de la onda S se denota a menudo por SV, mientras que la componente horizontal se denota por SH fig. 2.17.

Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la onda P, y se siente más fuerte que ésta.

### 2.6.3. Ondas convertidas.

Cuando una onda de cuerpo que viaja a través de un medio incide sobre una interfase (una superficie) que lo separa de otro medio con distintas propiedades elásticas, como se indica en la fig. 2.18., en general parte de la energía es transmitida al segundo medio y parte es reflejada.

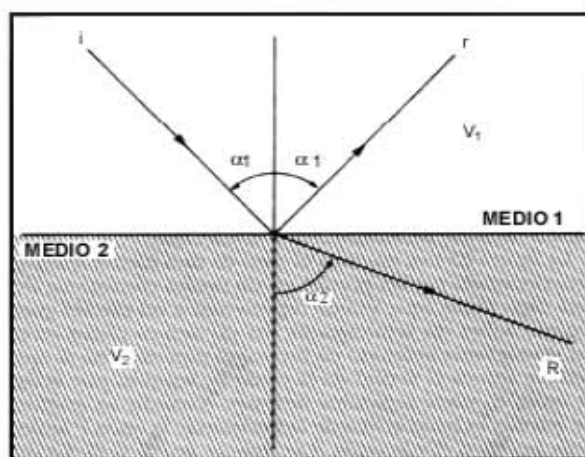


Figura 2.18. i rayo incidente, r rayo reflejado, R rayo refractado.

Si pensamos en una línea perpendicular a la interfase (la *normal*), y medimos los ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  que forman los distintos rayos con ella, podemos ver que están relacionados según la siguiente fórmula, conocida como *ley de Snell*:

$$\text{sen } \alpha_1 / \text{sen } \alpha_2 = V_1 / V_2$$

Si pensamos en una línea perpendicular a la interfase (la *normal*), y medimos los ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  que forman los distintos rayos con ella, podemos ver que están relacionados según la siguiente fórmula, conocida como *ley de Snell*:

$$\text{sen } \alpha_1 / \text{sen } \alpha_2 = V_1 / V_2$$

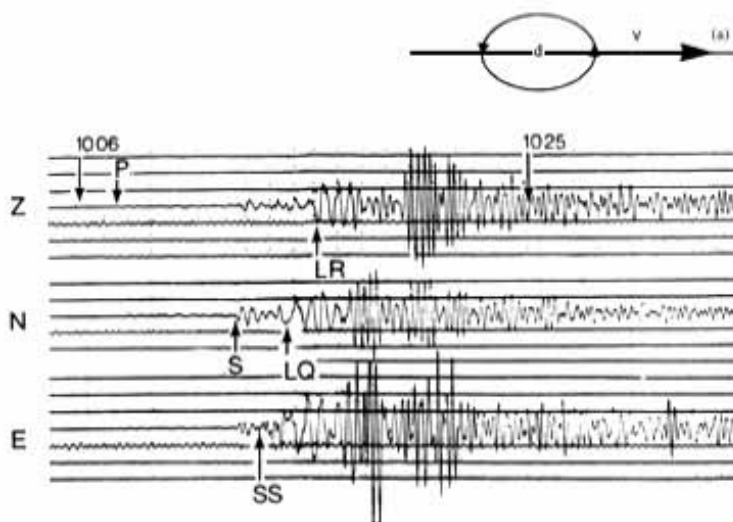
donde  $V_1$  es la velocidad (P o S) del rayo en el primer medio y  $V_2$  su velocidad en el segundo medio. La aplicación de la ley de Snell nos permite saber cómo se comportan los rayos sísmicos cuando encuentran alguna de las discontinuidades que presenta la Tierra.

La ley de Snell nos dice que si un rayo pasa de un medio de menor velocidad a otro de mayor velocidad se aleja de la normal, mientras que si pasa de un medio de mayor a otro de menor velocidad se acercará a ella. En particular, cuando  $\sin \alpha_2 = 1$  el ángulo de refracción es de  $90^\circ$ , y el rayo, llamado *críticamente refractado* viaja por el medio inferior, paralelamente a la interfase.

*Coda*. Después de la llegada de las ondas P y S, vemos que la señal en un sismograma decae poco a poco. Esta parte de la "cola" de la señal se llama *coda*, y se debe a energía sísmica "dispersa" que llega hasta el sensor después de haber sido reflejada por las heterogeneidades propias del terreno.

## 2.7. ONDAS SUPERFICIALES

Además de las ondas que viajan a través del terreno, existen otras que lo hacen por la superficie, esto es, su amplitud es máxima en ésta y nula en las grandes profundidades. Estas ondas pueden explicarse como causadas por la interferencia de las ondas de cuerpo y son más lentas que éstas. En el caso de los *telesismos* (los que ocurren a más de 1000 km de distancia del observador), como el mostrado en la fig. 2.19., las ondas superficiales llegan mucho después que las de cuerpo, y podemos apreciar que presentan *dispersión*; esto es, las ondas de diferentes frecuencias viajan con diferentes velocidades.



**Figura 2.19.** Telesismo registrado en sismómetros vertical (Z) y horizontal en dirección Norte-Sur (N) y Este-Oeste (E).

En la fig. 2.19., se observa un tele sismo registrado en sismómetros vertical (Z) y horizontal en dirección Norte-Sur (N) y Este-Oeste (E). En (a) *d* indica cómo es el desplazamiento de una partícula de la superficie de la Tierra al paso de una onda

Rayleigh con velocidad  $v$ . A continuación veremos los dos tipos principales de ondas superficiales y explicaremos algunas de sus propiedades.

**2.7.1. Ondas de Rayleigh.**

Éstas se denotan usualmente por  $R$ , o  $LR$  cuando son de periodo muy largo, se debe a la interacción entre las ondas  $P$  y las  $SV$ , y el movimiento de cada partícula de la superficie del terreno al paso de la onda se da en forma de elipse retrógrada, según se muestra en la fig. 2.20., son las ondas más lentas con *velocidades de grupo* (la velocidad con que viaja la energía) que van de 1 a 4 km/s, según se muestra en la fig. 2.21., que muestra varias curvas que corresponden a diversos *modos* de propagación de la onda de Rayleigh.

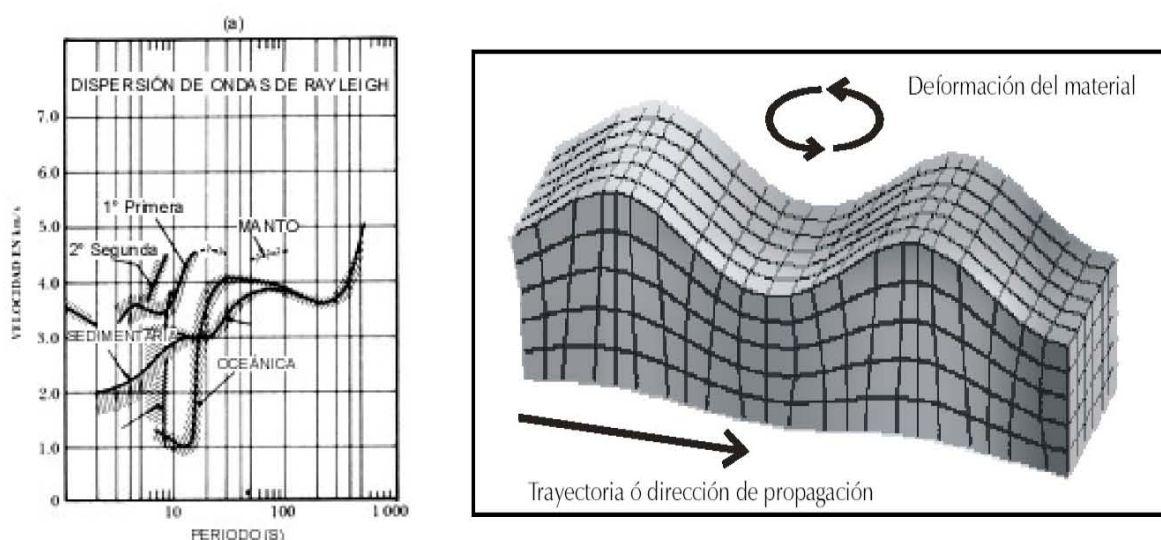


Figura 2.20. Velocidades de grupo para ondas Rayleigh.

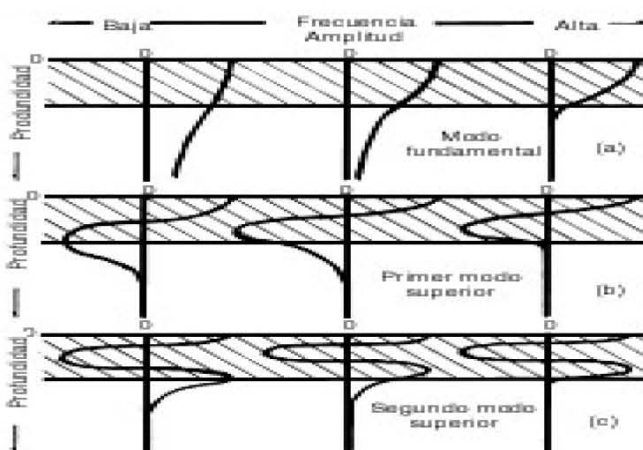


Figura 2.21. Amplitudes de los modos propios de vibración para el modo fundamental y los dos primeros superiores de una onda de Rayleigh.

### 2.7.2. Ondas de Love

Ondas Love (en inglés *Love waves*) son las denotadas usualmente por L, o G o LQ si son de periodo muy largo, ver fig. 2.22., se comportan de manera muy parecida a la descrita para las ondas de Rayleigh, pero se deben a interferencia constructiva de ondas SH solamente, por lo que no pueden existir en un semiespacio, sino que requieren al menos una capa sobre un semiespacio, donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica.

Son polarizadas horizontalmente (como las SH) y, por lo tanto, no se registran en sensores verticales.

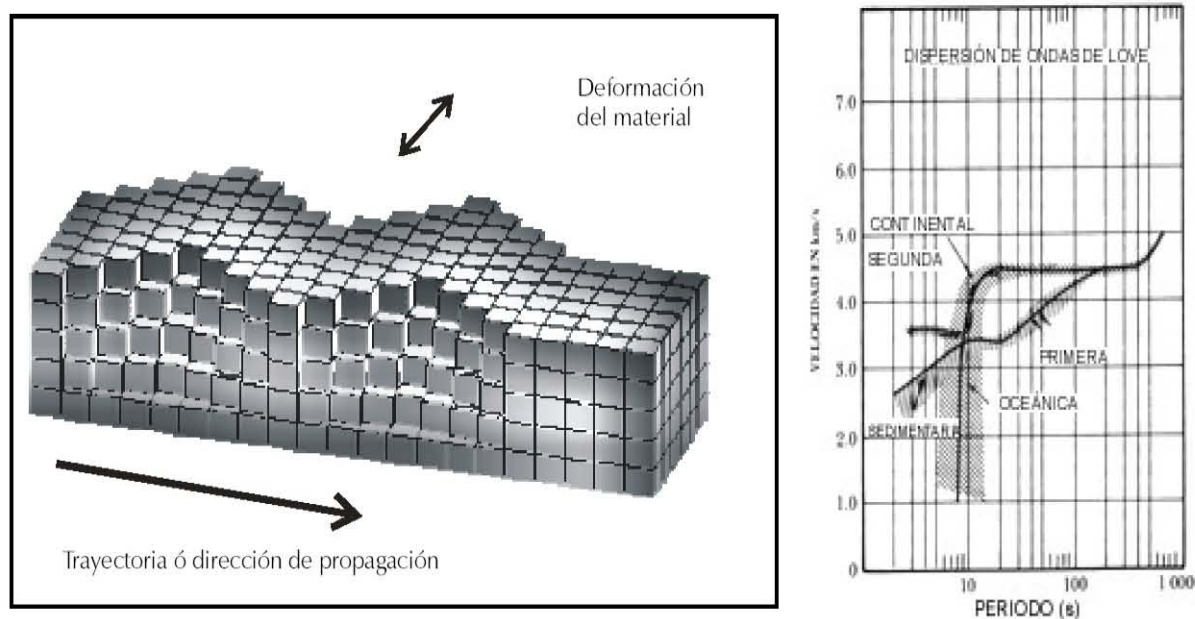


Figura 2.22. Velocidades de grupo para ondas Love.

Aunque más lentas que las ondas de cuerpo, las ondas de Love tienen velocidades de 1 a 4.5 km/s son más veloces que las de Rayleigh.

### 2.8. ONDAS GUIADAS

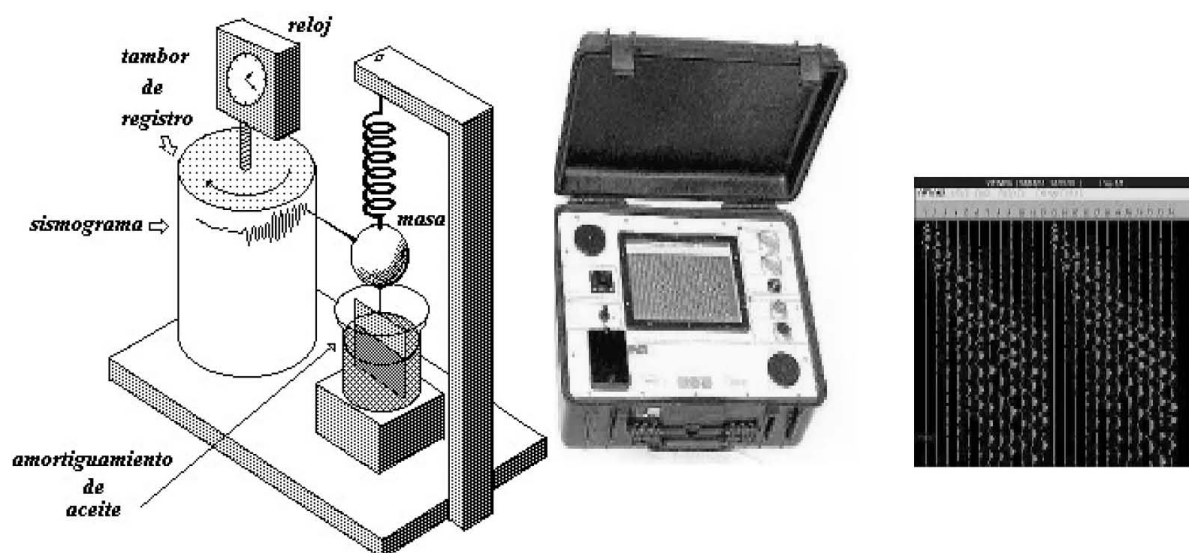
Cuando una capa o nivel de roca se encuentra rodeada de otras rocas con velocidades sísmicas superiores, algunas de las ondas que se encuentren dentro de ella no podrán escapar a los medios circundantes y serán transmitidas a lo largo de la capa con muy poca pérdida de energía. Este tipo de estructura es conocido como *guía de ondas*. Existen varios tipos de guías de ondas; podemos considerar que la superficie de la Tierra es una guía de ondas para las ondas de Rayleigh y de Love. En el océano existe una capa de agua de baja velocidad, conocida como canal *SOFAR*, que transmite ondas hasta grandes distancias; si un sismo genera ondas que se transmitan por este canal (a la



velocidad del sonido en el agua), al alcanzar la tierra firme serán registradas después de la llegada de las ondas P y S, por lo que son conocidas como ondas T (de "Terceras").

## 2.9. REGISTRO DE SISMOS Y SU MEDICIÓN

La vibración de la tierra debida a la ocurrencia de un temblor se observa experimentalmente con el auxilio de sismógrafos: instrumentos sumamente sensibles a los movimientos de la superficie de la tierra. Los primeros sismógrafos fueron construidos a finales del siglo pasado, empleando un sistema puramente mecánico. En la actualidad, estos se han modificado y perfeccionado, aunque el principio básico de operación es el mismo: una masa suspendida de un resorte sostenido por un soporte empotrado en el suelo. Cuando el suelo se mueve por el paso de las ondas sísmicas, también se mueve el soporte. Sin embargo, la inercia de la masa que ésta permanezca "estable" en su sitio, permitiéndonos medir así el desplazamiento relativo entre la masa y el suelo fig. 2.23.



*Figura 2.23. Principio básico de operación y registro de un sismógrafo que mide el desplazamiento vertical del terreno.*

Normalmente, el desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo es tan pequeño que es necesario amplificarlo para poder medirlo. Inicialmente, la amplificación se hacía mecánicamente, por medio de palancas; en la actualidad se lleva a cabo electrónicamente y los instrumentos modernos amplifican el movimiento del terreno centenas de miles de veces. Una vez amplificado el movimiento del suelo, éste se registra en papel o en un cinta magnética. El registro obtenido en esta forma se llama sismograma. Además, los sismógrafos cuentan con un preciso control de tiempo que se inscribe directamente sobre los sismogramas para identificar exactamente el tiempo de llegada de las diferentes ondas sísmicas que arriban a una estación sismológica.

El diseño y construcción de los sismógrafos se ha perfeccionado notablemente; en la actualidad existen redes sísmicas de detección, transmisión y registro de temblores que envían las señales detectadas por medio de radio, microondas o satélite a grandes distancias. Este tipo de redes permite estudiar la sismicidad de una amplia zona o de un región de difícil acceso.

## 2.10. LOCALIZACION DE EPICENTROS, SU INTENSIDAD Y MAGNITUD

### 2.10.1. Determinación de epicentros.

Como las ondas sísmicas viajan a diferentes velocidades, las diferencias de tiempo de arribo entre las ondas **P** y **S** registradas en una estación sismológica están en función directa de su distancia al sitio donde ha ocurrido el temblor. Por ejemplo, para distancias regionales la diferencia en segundos entre el tiempo de arribo de las ondas **P** ( $t_p$ ) y las ondas **S** ( $t_s$ ) multiplicada por ocho, nos da la distancia aproximada al epicentro en kilómetros [ distancia  $\sim 8 \times (t_s - t_p)$  ]. Sin embargo, es obvio que los datos de una sola estación no basta para determinar el epicentro del sismo, puesto que la diferencia ( $t_s - t_p$ ) nos da la distancia, pero no la dirección; es necesario contar con un mínimo de tres estaciones sismológicas que registren el temblor para poder estimar la ubicación del epicentro.

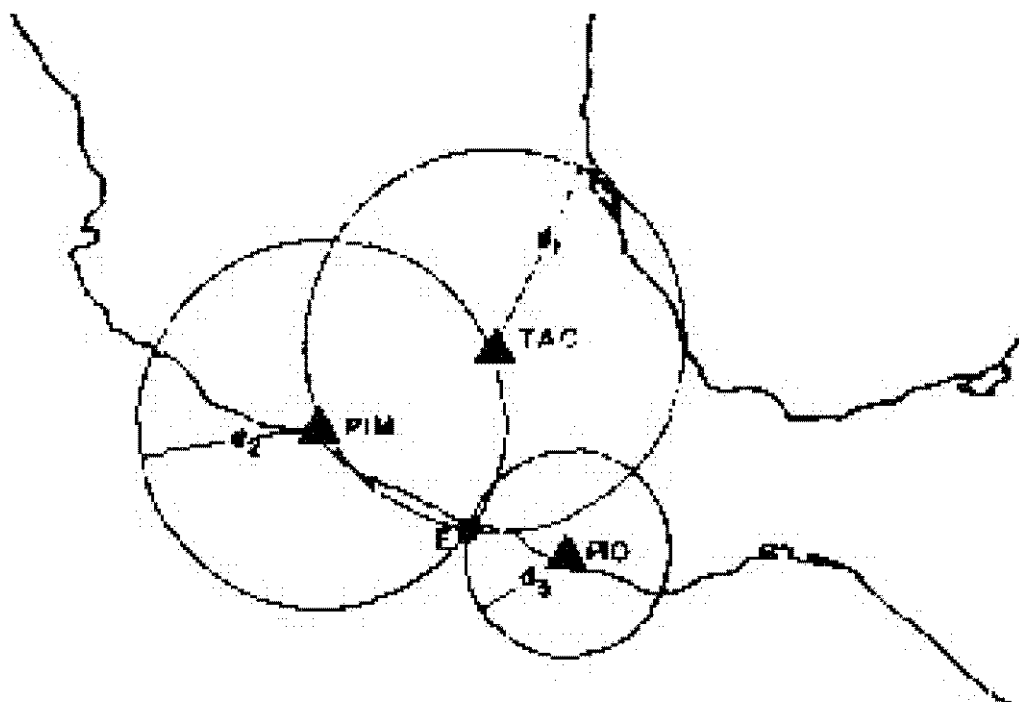


Figura 2.24. Determinación del epicentro de un sismo.

Conociendo la distancia ( $d$ ) de una estación sismológica al epicentro, ésta puede representarse como un círculo de radio  $d$  con centro en dicha estación. Si contamos con observaciones al menos en tres estaciones, el punto de intersección ( $E$ ) de los círculos corresponde al epicentro. En la fig. 2.24., se representa el ejemplo de un sismo en las costas de Guerrero, localizado mediante registros de las estaciones: Tacubaya, D.F. (TAC); Presa Infiernillo, Mich. (PIM); y Pinotepa Nacional, Oax. (PIO).

En términos generales, la localización es relativamente simple: basta ubicar las estaciones sismológicas en un mapa y trazar para cada una de ellas, un círculo cuyo radio sea igual a la distancia de la estación al epicentro que se ha calculado con base en las diferencias de llegada de las ondas **P** y **S**. El punto o región donde se intersectan los círculos trazados es el epicentro ver fig. 2.24. En la práctica, el procedimiento para localizar epicentros en los observatorios sismológicos es más complicado, pues debe tomarse en consideración la estructura interna y la esfericidad de la tierra. Las localizaciones epicentrales se hacen rutinariamente por medio de una computadora, aunque el principio general es el mismo ya descrito.

## 2.11. MEDICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS

Existen dos medidas principales para determinar el "tamaño" de un sismo: la *intensidad* y la *magnitud*, ambas expresadas en grados. Aunque a menudo son confundidas, expresan propiedades muy diferentes, como veremos a continuación.

### 2.11.1. Intensidad.

La intensidad es una medida de los efectos causados por un sismo en un lugar determinado de la superficie terrestre. En ese lugar, un sismo pequeño pero muy cercano puede causar alarma y grandes daños, en cuyo caso decimos que su intensidad es grande; en cambio un sismo muy grande pero muy lejano puede apenas ser sentido ahí y su intensidad, *en ese lugar*, será pequeña. Cuando se habla de la intensidad de un sismo, sin indicar dónde fue medida, ésta representa (usualmente) la correspondiente al área de mayor intensidad observada (*área pleistocista*).

Una de las primeras escalas de intensidades es la de Rossi-Forel (de 10 grados), propuesta en 1883. En la actualidad existen varias escalas de intensidades, usadas en distintos países, por ejemplo, la escala MSK (de 12 grados) usada en Europa occidental desde 1964 y adoptada hace poco en la Unión Soviética (donde se usaba la escala semiinstrumental GEOFIAN), la escala JMA (de 7 grados) usada en Japón, etc. Las escalas MM y MSK (propuesta como estándar internacional) resultan en valores parecidos entre sí (1 y 2). La escala más común en América es la escala modificada de Mercalli (mm) que data de 1931, va del grado I (detectado sólo con instrumentos) hasta el grado XII (destrucción total), y corresponde a daños leves hasta el grado V. Como la

intensidad varía de punto a punto, las evaluaciones en un lugar dado constituyen, generalmente, un promedio; por eso se acostumbra hablar solamente de grados enteros.

Es común representar en un mapa los efectos de un sismo mediante curvas, llamadas *isosistas*, que representan los lugares donde se sintió la misma intensidad. La fig. 2.25., nos muestra un mapa isosístico de los efectos de un sismo ocurrido en Guerrero, cerca de la frontera con Oaxaca, el 26 de agosto de 1959.

Generalmente se observan las mayores intensidades cerca de la zona epicentral; aunque, a veces, pueden existir factores, como condiciones particulares del terreno, efectos de guías de ondas, etc., que ocasionen que un sismo cause mayores daños a distancias lejanas del epicentro. Otro factor que hace que la región pleistocista no coincida con la epicentral, es que pueden reportarse las mayores intensidades en otros sitios; donde, debido a la concentración de población, un terremoto causará más daños (o al menos serán reportados más daños) que en una región comparativa o totalmente deshabitada.

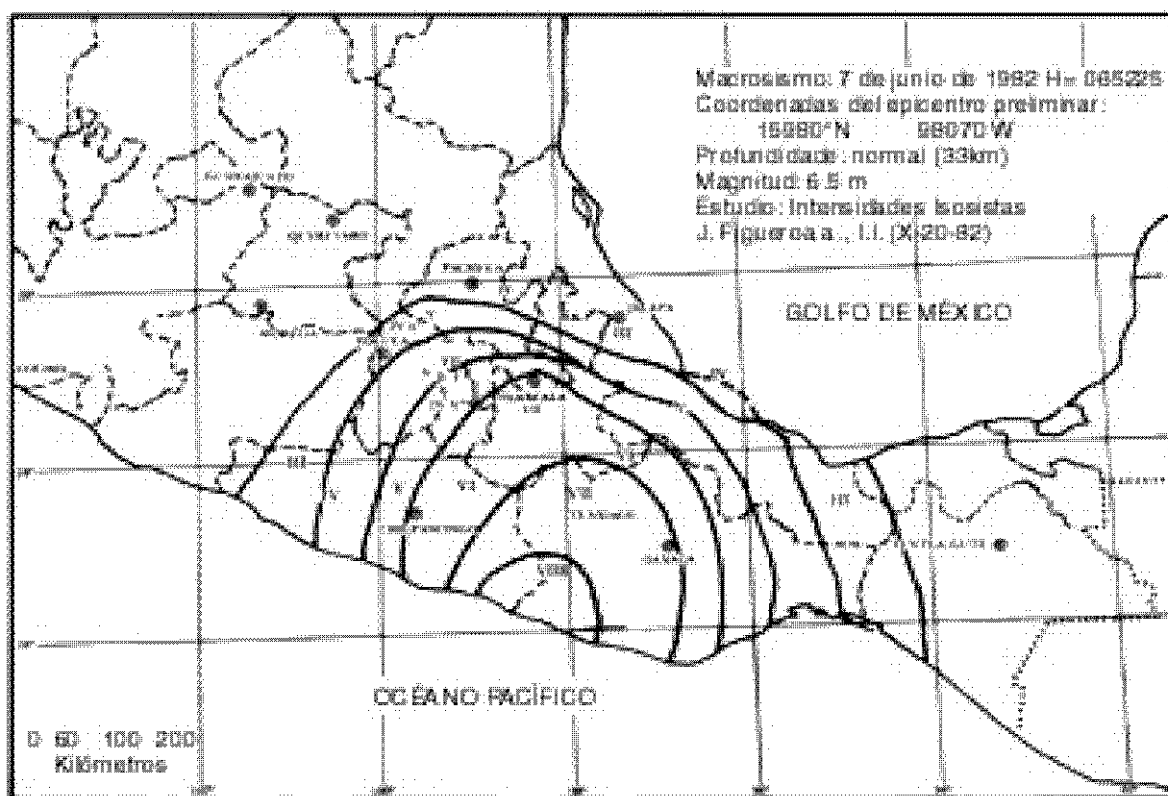


Figura 2.25. Intensidades e isosistas.

Cuando una falla se propaga *i. e.*, crece, preferentemente, en una dirección determinada, puede producir mayores intensidades en sitios situados a lo largo de esa dirección que a lo largo de otras. Este efecto se conoce con el nombre de *directividad*, y es uno de los factores que hacen que las isosistas no formen círculos concéntricos.

Como las intensidades son medidas de daños, y éstos están muy relacionados con las aceleraciones máximas causadas por las ondas sísmicas, es posible relacionarlos aproximadamente. Una de tantas relaciones es:

$$\log_a \left( \frac{cm}{s^2} \right) = \frac{I}{3} - \frac{1}{2},$$

donde I es la intensidad. Esta relación nos dice que una intensidad de XI (11.0) corresponde a aceleraciones del orden de  $1468 \text{ cm/s}^2 = 1.5 \text{ g}$  ( $g = 980 \text{ cm/s}^2$  es la aceleración de la gravedad en la superficie terrestre), una intensidad de IX corresponde a  $0.7 \text{ g}$ , y una de VII a  $0.07 \text{ g}$ . Aparentemente la aceleración mínima que percibe el ser humano es del orden de  $0.001 \text{ g}$ , correspondiente a la intensidad.

### 2.11.2. Magnitudes y energía

C. Richter definió, en 1935, el concepto de "magnitud" pensando en un parámetro que describiera, de alguna manera, la energía sísmica liberada por un terremoto. *La magnitud de Richter o magnitud local*, indicada usualmente por  $M_L$  está definida como el logaritmo (base 10) de la máxima amplitud ( $A_{max}$ , medida en cm) observada en un sismógrafo Wood-Anderson estándar (un sismógrafo de péndulo horizontal muy sencillo), menos una corrección por la distancia (D) entre el epicentro y el lugar de registro, correspondiente al logaritmo de la amplitud ( $A_0$ ) que debe tener, a esa distancia, un sismo de magnitud cero:

$$M_L = \log (A_{max}) - \log A_0 (D).$$

Richter definió esta magnitud tomando como base las características de California, Estados Unidos (por lo que no es necesariamente aplicable a cualquier parte del mundo), y para distancias menores de 600 km (de aquí su nombre de "local").

Otra escala de magnitudes, muy usada para determinar magnitudes de sismos locales, es la escala basada en la longitud de la coda de los sismos. Es también logarítmica y se designa, usualmente, por  $M_c$ ; es una escala muy estable, pues los valores obtenidos dependen menos que  $M_L$  de factores como el azimut entre fuente y receptor, distancia y geología del lugar, que causan gran dispersión en los valores de ésta.

Para cuantificar los sismos lejanos se utilizan comúnmente dos escalas: *la magnitud de ondas de cuerpo  $m_b$*  y *la magnitud de ondas superficiales  $M_s$*  o  $M$ . En varias partes del mundo se utilizan diferentes definiciones de estas magnitudes; casi todas ellas están basadas en el logaritmo de la amplitud del desplazamiento del terreno (la amplitud leída en el sismograma se divide entre la amplificación del sismógrafo para la frecuencia predominante de la onda correspondiente) corregida por factores que dependen de la

distancia (a veces también de la región epicentral) y de la profundidad hipocentral, así como del periodo de las ondas observadas.

La magnitud de Richter tiene dos problemas graves: un sismo grande *satura* los sismógrafos cercanos a él (es decir, produce ondas mayores de las que los aparatos pueden registrar, resultando en registros que aparecen truncados), de manera que no podemos saber cuánto vale el desplazamiento máximo. Es común que los sismógrafos no saturados se hallen fuera del rango de los 600 km para el cual es válida la definición de  $M_L$ . Sin embargo, es factible obtener una estimación de  $M_L$  a partir de registros de acelerógrafos o de sismógrafos de gran rango dinámico, construyendo un sismograma pseudo-Wood-Anderson, mediante técnicas de filtrado y procesamiento digital.

Otro problema es la ruptura asociada con un sismo grande, la cual dura bastante tiempo y radia energía durante todo este tiempo; por lo tanto, como esta definición de magnitud se refiere solamente a una característica momentánea del sismograma, leída además en un instrumento de periodo corto, resulta que no puede distinguir entre un sismo que genere un pulso de una amplitud determinada y otro que produzca varios pulsos de la misma amplitud. Este efecto es conocido como *saturación* (también) de la magnitud, y hace que la magnitud de Richter sea confiable sólo para sismos menores del grado 7.

Este problema de la saturación de la magnitud se aplica también a los otros tipos de magnitudes mencionados:  $m_b$ , que es leída también para periodos cortos, se satura alrededor del grado 7;  $M_s$ , que es determinada de ondas de alrededor de 20s, se satura para grados mayores de 8.3. En general, cualquier medida de magnitud se satura cuando el periodo dominante de las ondas observadas es menor que el tiempo de ruptura de la fuente sísmica. Para evitar este efecto han sido utilizadas escalas de magnitud basadas en medidas a periodos mucho más largos, y actualmente es común utilizar la *magnitud de momento*  $M_w$ , cuyo valor se calcula a partir del logaritmo del momento sísmico  $M_0$  como:

$$M_w = \frac{2}{3} \text{Log}M_0 - 10.7,$$

el cual representa, en teoría, las frecuencias más bajas.

Por lo tanto, cada medida de magnitud evalúa un sismo a través de una "ventana" distinta de frecuencias.  $M_L$  y  $m_b$  valoran los pulsos de periodo corto, relacionados con la caída de esfuerzos y los detalles de la historia de la ruptura;  $M_S$  mide periodos intermedios y depende, por lo tanto, de tendencias en la historia de ruptura, también depende fuertemente de la profundidad de la fuente;  $M_w$  y otras medidas de periodo largo miden las características promediadas de la fuente y se relacionan con las dimensiones y tiempos totales de la ruptura sísmica. Las particularidades de los sismos,

observadas a través de las magnitudes, varían de lugar a lugar; por ejemplo, los que ocurren en las sierras peninsulares, en el norte de Baja California, presentan valores más pequeños de  $M_S$ , para un sismo de  $m_b$  dada, que los sismos que ocurren en el valle de Mexicali; esto puede indicar que los esfuerzos en el terreno son menores en el valle de Mexicali, donde existe una espesa capa de sedimentos y altas temperaturas asociadas con los centros de dispersión.

La comparación entre  $m_b$  y  $M_S$  para un sismo dado permite distinguir también sismos tectónicos de explosiones. La razón  $M_s/m_b$  es siempre menor para sismos tectónicos que para explosiones, debido a la diferencia en los procesos de excitación de ondas y a la relativamente menor dimensión de las fuentes explosivas.

Aunque, como vimos arriba, las isosistas en general no forman círculos, existen varias relaciones aproximadas entre la magnitud de un sismo y su intensidad a cierta distancia de la fuente. Como ejemplo presentamos una apropiada para los sismos someros en México:

$$I = 8.16 + 1.45M - 2.46 \log R,$$

donde  $R$  es la distancia (en km) de la fuente al punto de observación.

Existen varias fórmulas que relacionan la magnitud de un sismo con su energía; diferentes fórmulas son aplicables a los sismos en diferentes lugares o suelos. Un ejemplo de la relación magnitud/ energía radiada, propuesto por Gutenberg y Richter, es:

$$\log E_s(\text{ergs}) = 11.4 + 1.5M,$$

Puede usarse  $M$  para sismos pequeños a intermedios, pero para grandes es más apropiada  $M_w$ .

Como ejemplos de energías radiadas podemos mencionar los sismos de Michoacán de 1985 ( $M_w = 8.1$ ) con  $E_s = 3.8 \times 10^{23}$  ergs, y de Chile 1960 ( $M_w = 9.5$ ) con  $E_s = 4.5 \times 10^{25}$  ergs; mientras que los sismos medianos o pequeños, con magnitudes  $M = 5$  y  $M = 3$  generan  $7.9 \times 10^{18}$  y  $7.5 \times 10^{15}$  ergs, respectivamente. De aquí podemos ver que la energía liberada por los sismos medianos y pequeños es mucho menor que la liberada por los grandes (requeriríamos de 33 millones de sismos de magnitud 3, o 31 000 de magnitud 5 para liberar la energía correspondiente a uno de magnitud 8.0); por lo tanto, la ocurrencia de sismos pequeños no sirve como válvula de escape para la energía de deformación que dará lugar a sismos grandes.

## 2.12. PREDICCIÓN SÍSMICA

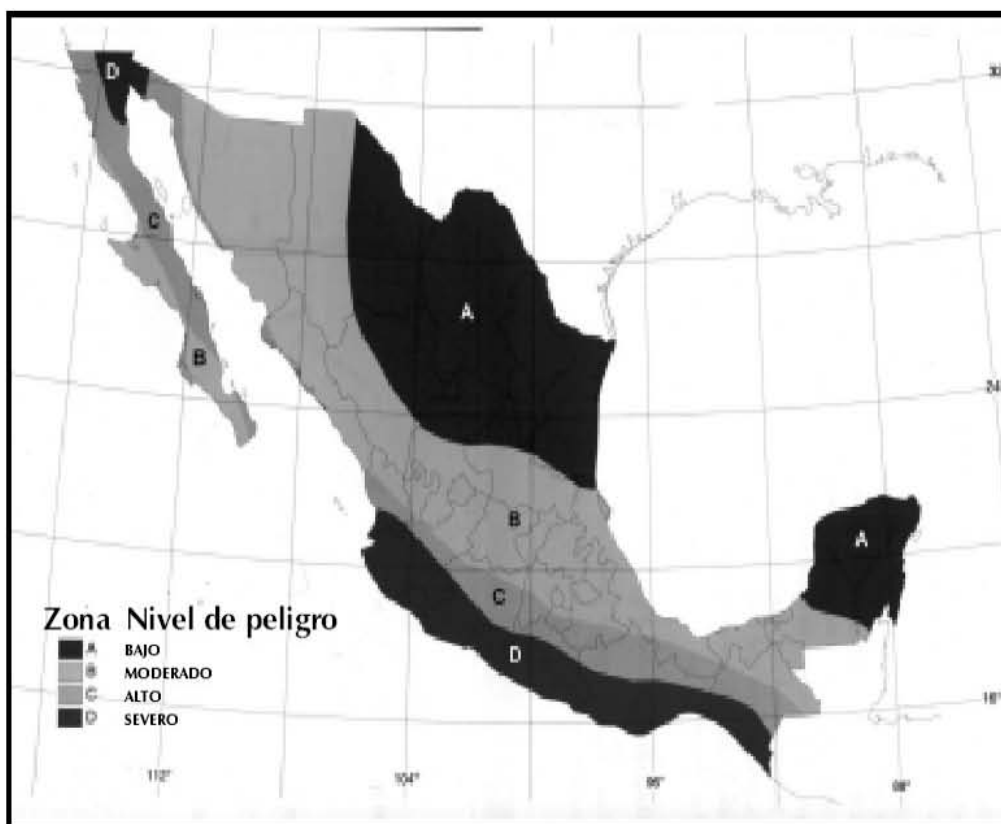


Figura 2.26. Regionalización Sísmica de la República Mexicana.

En la fig. 2.26., se muestra un mapa que nos muestra las zonas de sismicidad en la republica mexicana, esto con el fin de conocer las zonas de peligro y así poder generar una normatividad que regule la construcción de inmuebles, casas habitación, oficinas, hospitales, etc., y evitar con esto perdidas humanas al presentarse algún desastre sísmico, según la zona en donde se apliquen.

## 2.13. POTENCIAL SÍSMICO

El *potencial sísmico* de un lugar determinado es la *posibilidad* de que, en un intervalo de decenios, siglos o milenios, pueda ocurrir en él un gran terremoto. Su determinación se basa en datos como los resultantes de estudios sísmicos, geológicos e históricos, que permitan identificar un lugar como sismogénico, aunque no sean suficientes como para poder determinar tiempos probables ni evaluar niveles de confianza sobre la ocurrencia de futuros sismos. La determinación de potenciales sísmicos resulta de gran valor para la identificación de regiones de interés para futuros estudios sismológicos y puede considerarse como un paso previo a la predicción.



Como ejemplo de declaraciones sobre el potencial sísmico podemos citar a A. Imamura, quien encontró que los terremotos en el sureste de Japón se repetían con intervalos de 100 a 150 años, y notó que no había ocurrido (en 1928) ningún terremoto al sureste de Shikoku en 70 años, por lo que sugirió que uno era inminente. En esa zona ocurrieron dos terremotos, con  $M_s = 8$  y  $M_s = 8-2$ , en 1944 y 1946 respectivamente.

La comparación de las velocidades de corrimiento determinadas a partir de los momentos sísmicos, con las indicadas por los lineamientos magnéticos y otras observables de la tectónica de placas sirven perfectamente para identificar posibles zonas de acumulación de esfuerzos. Por ejemplo, en la región de Oaxaca, el corrimiento medido a partir de la actividad sísmica es de 2 cm/año, y es mucho menor que el indicado por los movimientos relativos de las placas de Norteamérica y de Cocos [4.7 cm/año a 7.6 cm/año].

## 2.14. PREDICCIÓN A LARGO PLAZO

La predicción a largo plazo se basa, naturalmente, en observaciones a gran escala cuya extrapolación lleva implícita una incertidumbre que requiere de un intervalo extenso para asegurar una probabilidad confiable. Puede hacerse basándose únicamente en estudios estadísticos, o ayudándose con modelos físicos, semejantes a los que veremos a continuación.

Existen dos modelos principales (y muchas variantes de ellos) usados actualmente para proponer teorías de predicción. El modelo de *tiempo predecible* fig. 2.27(a), dice que los sismos ocurren cuando el esfuerzo (indicado en la parte superior) alcanza un valor determinado; por lo tanto, si conocemos ese nivel y sabemos cuál fue la caída de esfuerzos del sismo anterior y la velocidad con que se acumulan los esfuerzos, podemos predecir cuándo ocurrirá el siguiente, pero no podemos decir qué tan grande será.

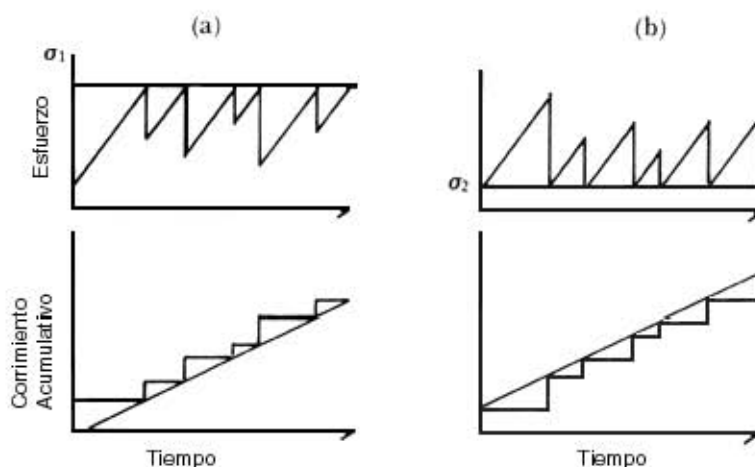
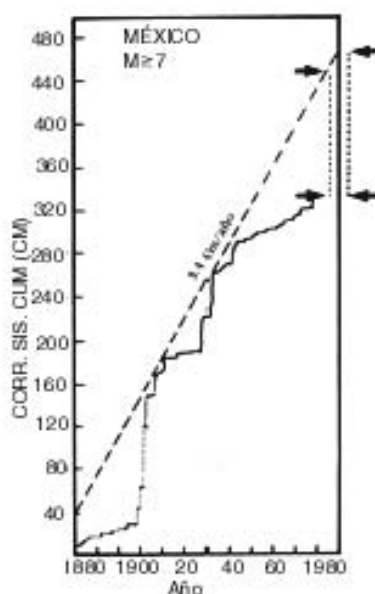


Figura 2.27. (a) Modelo de tiempo predecible; (b) Modelo de corrimiento predecible.

El modelo de *corrimiento predecible* fig. 2.27 (b), dice que cada vez que ocurre un sismo, el nivel de esfuerzos en la falla baja a un valor determinado, para lo cual el corrimiento en la falla en un sismo dado, debe ser tal que reponga la deficiencia de corrimiento que causa el esfuerzo. De esta manera, no podemos decir cuándo ocurrirá un sismo, pero sabemos qué tan grande será en el momento en que pueda ocurrir.

La fig. 2.28., muestra el corrimiento acumulativo de toda la costa de México, que parece ajustarse al modelo de corrimiento predecible. Sin embargo, sabemos que, en una falla determinada, los sucesos que se producen después de un sismo grande no regresan el nivel de esfuerzos de ésta a un nivel base, y que los grandes ocurren solamente a partir de que exista en la falla cierto nivel mínimo de esfuerzos, por lo que es posible que el modelo de corrimiento predecible sea apropiado solamente con base en datos que incluyan observaciones de muchas fallas.



**Figura 2.28.** Corrimiento sísmico acumulativo (1870 a 1980) en la Trinchera Mesoamericana a lo largo de México (Latitud 90 W a 150 W).

Estos modelos, aparentemente tan sencillos, llevan implícita una gran cantidad de suposiciones y condiciones, pero son un buen punto de partida para la elaboración de modelos más realistas, por ejemplo, algunos que incluyan efectos de la actividad viscosa postsísmica y de la deformación.

*Vacancias.* Se ha observado que los terremotos ocurren generalmente muy cerca de donde se han producido otros y que sus áreas de ruptura son muy parecidas a las de los terremotos previos; esto es, los terremotos "recurren" en los mismos lugares, y el tiempo entre repeticiones es llamado *periodo de recurrencia*.

Además se observó que las áreas de ruptura de los grandes terremotos casi no se traslapan con las adyacentes; generalmente las áreas de ruptura cosísmica nunca se traslapan, y los traslapes se observan, por lo común, sólo en las áreas definidas por réplicas durante tiempos largos (semanas a meses) después de un sismo.

Un área situada en una zona sísmica y donde haya ocurrido anteriormente al menos un gran terremoto, y en la que hace mucho tiempo no haya ocurrido otro, puede ser considerada como una zona que ha estado acumulando energía elástica y donde puede producirse un sismo semejante a los anteriores; se le conoce usualmente con el nombre de *gap*, aunque se ha intentado darle nombres en español, tales como *vacancia* o *brecha sísmica*. Si el tiempo transcurrido desde el último sismo es comparable a, o mayor que, el periodo de recurrencia, se dice que el *gap* está "maduro".

*Migración.* Algunos estudios sugieren que los epicentros de los terremotos *migran*, es decir, definen una trayectoria que puede indicar la dirección y el tiempo aproximado en que ocurrirá el siguiente sismo; la idea es razonable si consideramos que producen concentraciones en las áreas vecinas que, a su vez, originan nuevos terremotos. La interpretación de estas observaciones, sin embargo, parece ser bastante subjetiva, y en un buen número de casos sólo es efectiva en predicciones "al pasado" (descripciones de cómo las observaciones podrían haber predicho lo que ocurrió).

## 2.15. EFECTOS SÍSMICOS EN LOS EDIFICIOS

### 2.15.1. Características de la acción sísmica

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico, que por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones.

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento fig. 2.29., este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez.

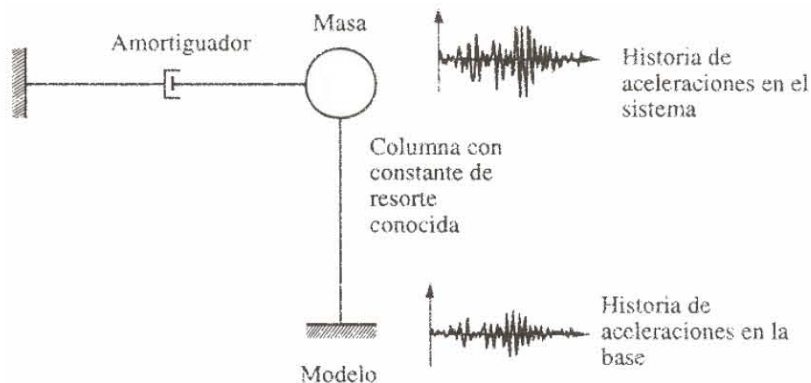


Figura 2.29. Modelo de un grado de libertad.

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

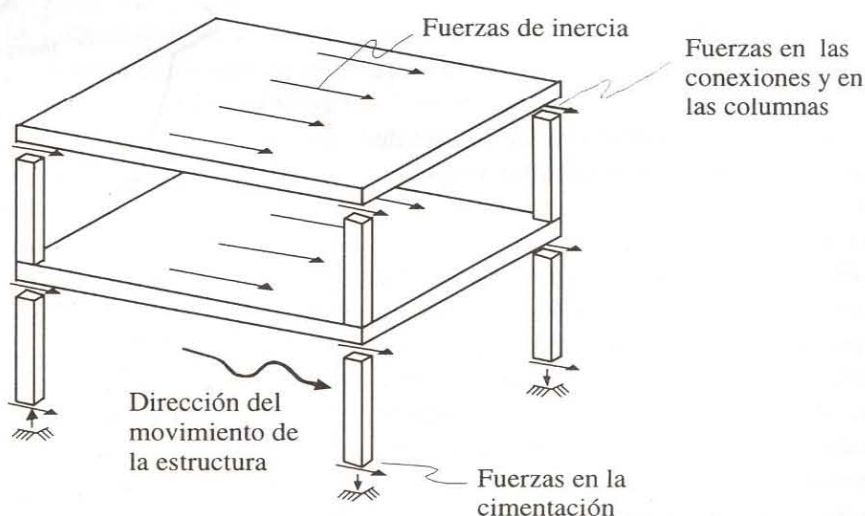


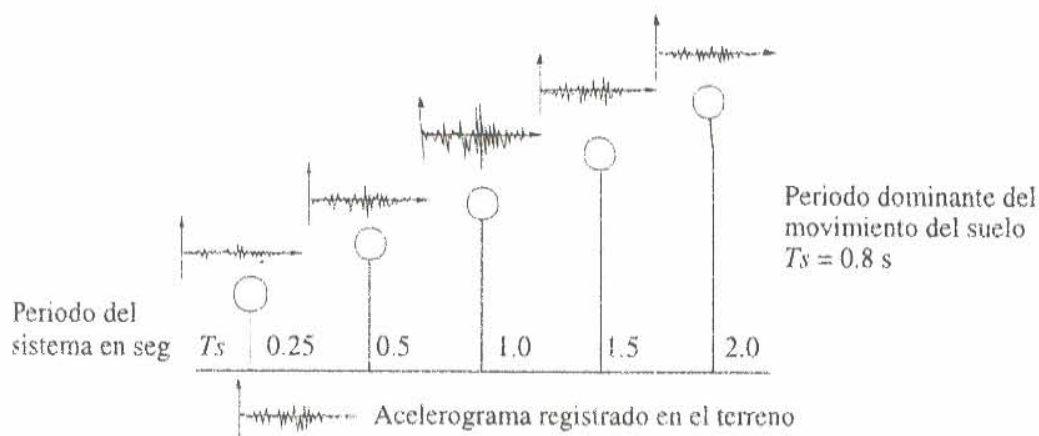
Figura 2.30. Flujo de fuerzas en una estructura típica.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. La fig. 2.30., muestra esquemáticamente el flujo de fuerzas en una estructura típica. Se observa que pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.

### 2.15.2. Respuesta de los edificios a la acción sísmica

La intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

Las características esenciales de la respuesta se llegan a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con periodo igual al fundamental de la estructura. La fig. 2.31., ilustra algunos aspectos del problema. Si se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a cierta ley de movimientos del terreno, cada uno responde de manera diferente; la amplitud de su respuesta depende esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento del suelo ( $T_E/T_S$ ). Se aprecia en el ejemplo que mientras más cercana a la unidad sea esta relación, mayor es la amplitud de la respuesta.



*Figura 2.31. Registros de los acelerogramas.*

Una estructura real es un sistema más complejo que el de un grado de libertad y su respuesta es más difícil de estimar. La fig. 2.32., muestra las aceleraciones medidas en distintos puntos de un edificio de la ciudad de México sometido a un sismo de intensidad moderada, así como en el terreno adyacente y en el subsuelo.

El conjunto de mediciones permite apreciar cómo el movimiento es casi imperceptible en los depósitos firmes profundos y crece en intensidad dentro de los estratos de arcilla (20 m de profundidad), y más aún en la superficie. El registro obtenido en el sótano del edificio resulta prácticamente igual al medido en el terreno libre, lo que indica que, en este caso, la presencia del edificio no altera significativamente el movimiento del terreno. Los registros obtenidos en el edificio van creciendo en intensidad con la altura, hasta que en la azotea la aceleración máxima es 2.5 veces mayor que la máxima registrada en el sótano. De los comentarios sobre la respuesta de sistemas de un grado de libertad se desprende que esta amplificación entre la azotea y el sótano depende principalmente de la relación entre el periodo fundamental del edificio y el periodo dominante del suelo.

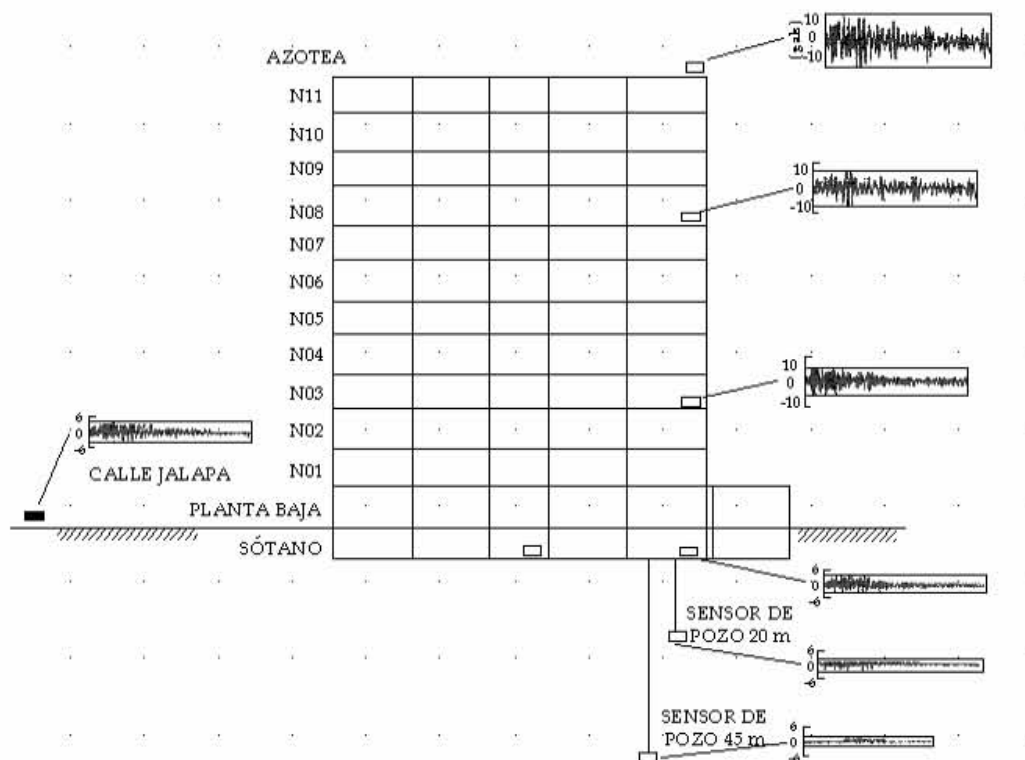


Figura 2.32. Modelo de instrumentación de un edificio.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve

disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

Importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento, mucho mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia,

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias del comportamiento no lineal, y del daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura.

La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio. La fig. 2.33., muestra formas típicas de esta relación para una estructura simple. Una corresponde a una estructura con ductilidad considerable y la otra a una de comportamiento frágil. En las curvas se distinguen puntos en los que la rigidez cambiaría drásticamente y que corresponden a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio del colapso. Estos puntos pueden asociarse a estados límite del comportamiento estructural. En el primero puede considerarse que se rebasan las condiciones deseables de servicio de la construcción, en el segundo se llega a daño estructural significativo y en el tercero ocurre el colapso.

El comportamiento ilustrado en la fig. 2.33., es muy esquemático; cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite. Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita

la mayor ductilidad posible.

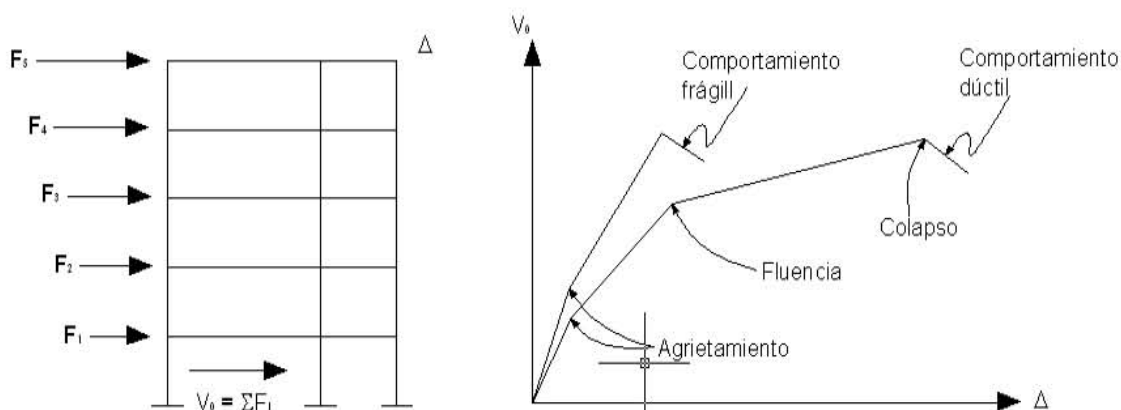


Figura 2.33. Relación carga deformación de una estructura.

Para ilustrar el efecto del comportamiento inelástico en la respuesta sísmica, la fig. 2.34., muestra la historia de desplazamientos de tres sistemas de un grado de libertad ante un mismo movimiento de la base, correspondiente a un sismo severo. Los tres sistemas tienen el mismo periodo de vibración y el mismo porcentaje de amortiguamiento. El primero posee suficiente resistencia para soportar el sismo manteniéndose en su intervalo de comportamiento lineal. El segundo tiene la mitad de esa resistencia y el tercero la cuarta parte, pero estos dos últimos poseen suficiente capacidad de deformación para que la respuesta se mantenga dentro de la zona de fluencia sin llegar al colapso, con un tipo de comportamiento que se denomina elastoplástico. Las historias de desplazamientos de la fig. 2.34., resultan parecidas en lo general y, en particular, el desplazamiento máximo de los tres sistemas es muy similar.

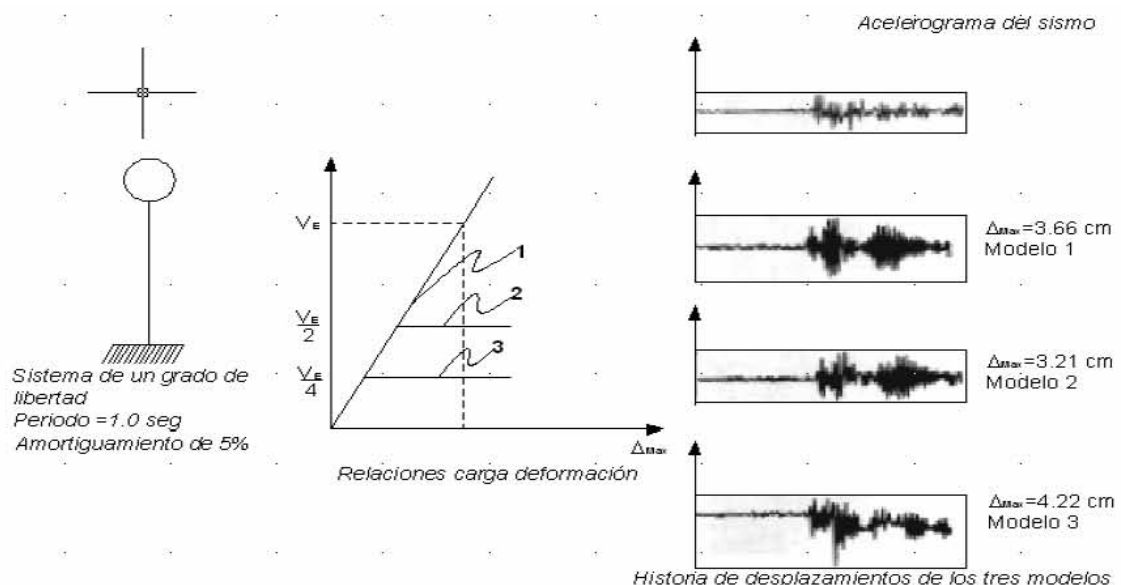


Figura 2.34. Respuesta elástica-inelástica de sistemas de un grado de libertad



Por lo que puede inferirse que es posible dar a una estructura una seguridad adecuada contra el colapso, con una resistencia elevada aunque no se cuente con mucha ductilidad, o con una resistencia mucho menor siempre que se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica (ductilidad). De esta segunda manera se aprovecha el amortiguamiento inelástico para disipar una parte sustancial de la energía introducida por el sismo.

### 2.15.3 Daños estructurales más comunes

El factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del diseño sismorresistente de edificios, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas (o por el contrario a buen comportamiento) y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras.

La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas y muros).

Para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante. La capacidad de deformación, o la ductilidad, es una propiedad que puede salvar un edificio del colapso. El detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar capacidad de deformación es un aspecto básico del diseño, donde la mayoría de las fallas observadas en estructuras de concreto están ligadas a un pobre detallado del refuerzo.

Las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad de la construcción. Se presentan en ellas con frecuencia concentraciones elevadas y condiciones complejas de esfuerzos, que han dado lugar a numerosos casos de falla. Particularmente críticas son las conexiones entre muros y losas en estructuras a base de paneles, y entre vigas y columnas en estructuras de marcos.

Un ejemplo dramático de falla de conexión se tiene en edificios de losas planas (apoyados directamente sobre columnas, sin vigas). Por los esfuerzos cortantes elevados en la losa alrededor de la columna puede ocurrir una falla de punzonamiento que deja sin apoyo los sistemas de piso y da lugar a un colapso total de los pisos que dejan paradas las columnas.

La liga de la estructura con su cimentación y la de ésta en el suelo son aspectos fundamentales para la estabilidad del edificio. Los casos de volteo de un edificio por

efectos sísmicos son escasos, pero pueden ocurrir en estructuras esbeltas.

La interacción entre elementos supuestamente no estructurales como los muros divisorios de mampostería y las columnas de marcos de concreto produce concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de columnas (columnas cortas o cautivas) que tienden a fallar por cortante en forma frágil.

El diseño sísmico no debe limitarse a la protección de la estructura contra el colapso, sino debe cuidar también que, por lo menos ante sismos moderados, no se presenten daños en los elementos no estructurales como los elementos divisorios o de fachada, los recubrimientos, los equipos e instalaciones. La fig. 2.35., muestra un caso de este tipo de daños que son la causa del mayor número de pérdidas económicas debidas a los sismos, sobre todo en los países más desarrollados.



*Figura 2.35. Colapso de un edificio por falla de columna (Bazán y Meli, 1999).*

#### **2.15.4. Acciones y medidas para la prevención de desastres por sismo.**

México es un país que cuenta con un elevado potencial sísmico, por lo que el estudio del fenómeno telúrico así como sus efectos en seres humanos, suelos y estructuras es de vital importancia, por lo que se cuenta con “La Coordinación de Instrumentación Sísmica”, la cual ha puesto particular interés en el desarrollo de proyectos para el registro de temblores en zonas de alto riesgo sísmico o en núcleos de población que puedan ser severamente afectados.

La instrumentación sísmica para el registro de temblores fuertes se inició a principios de

los años sesenta con la instalación de los primeros dos acelerógrafos, uno en la Alameda Central y otro en Ciudad Universitaria.

Dos meses antes de la ocurrencia de los macro sismos de septiembre de 1985, el Instituto de Ingeniería había instalado la Red de Guerrero y además contaba con ocho instrumentos en el valle de México. Esto ayudó al desarrollo de la ingeniería sísmica en México, debido a que se registró, por primera vez, un temblor de gran magnitud muy cerca de la zona epicentral y se obtuvieron registros en la ciudad de México que mostraban grandes efectos de amplificación del movimiento sísmico a una distancia de 400 kms del epicentro.

Con base en lo anterior, se han definido las principales líneas de investigación.

1. Instalación, operación y mantenimiento de redes acelerográficas de campo libre. Se operan aproximadamente 100 estaciones sísmicas, las cuales se encuentran ubicadas a lo largo de la franja costera del Pacífico, donde se localiza la zona de subducción mexicana. En la actualidad, se tiene una cobertura continua que va desde la estación de Caleta de Campos, en el estado de Michoacán, hasta la estación de Niltepec en el Istmo de Tehuantepec. Esta infraestructura se complementa con arreglos instrumentales que van de la costa hacia el interior del continente, los cuales también son conocidos como líneas de atenuación del movimiento sísmico. Adicionalmente, se mantienen operando redes en las ciudades de Acapulco, Chiapas, Puebla y Oaxaca así como en el valle de México, algunas de ellas complementadas con equipos de pozo profundo como en el caso de las ciudades de México y Acapulco.
2. Instrumentación de estructuras. Se tienen instrumentados, en la ciudad de México, cuatro edificios de concreto reforzado, dos de ellos ubicados en una zona que presentó un elevado índice de daños durante los sismos de 1985; además se tiene prevista la instrumentación de un edificio en Acapulco. Por otro lado, y con el objetivo de estudiar la vulnerabilidad sísmica del sistema Cutzamala, se tiene instrumentado un tramo de la tubería enterrada, así como la Catedral Metropolitana de la ciudad de México y se realiza el monitoreo de las presas el Guineo, en Guerrero y Trigomil en Jalisco, mediante convenios con la CNA.
3. Procesamiento de acelerogramas. Son relevantes las actividades de procesamiento, catalogación y distribución de los registros de aceleración, obtenidos en las redes sísmicas, debido a que son datos fundamentales para las investigaciones que se realizan en el Instituto sobre el fenómeno sísmico. El procesamiento de acelerogramas se ha desarrollado con base en la experiencia acumulada durante 40 años de registro sísmico. La coordinación de Instrumentación sísmica es eje fundamental del grupo conocido como

Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, el cual integra a las instituciones del país que operan las principales redes de registro de movimientos fuertes, como son el propio Instituto de Ingeniería, el CENAPRED, la CFE-GIEC, el CIRES, el CICESE, el RIIS y el Instituto de Geofísica de la UNAM.

4. Desarrollo de nuevas tecnologías de registro sísmico. Se ha implantado un sistema de registro sísmico conocido como el acelerógrafo digital ADII y aún cuando no se ha comercializado, sí ha permitido actualizar varios de los equipos existentes. Paralelamente, se han realizado diversos desarrollos para mejorar los sistemas de registro con que se cuenta. Asimismo, se han instrumentado sistemas de interrogación remota por medio de telefonía de línea y celular, adaptando los avances de la tecnología actual a instrumentación que data de los años ochenta.

5. Instalación y operación de redes sísmicas temporales. Estas actividades están ligadas a proyectos de investigación de corta duración y normalmente se ejecutan con la colaboración de las diferentes coordinaciones de la subdirección de estructuras del Instituto de Ingeniería.

6. Instalación, operación y mantenimiento de redes sismológicas con transmisión vía telemétrica. Durante 20 años la Coordinación de Instrumentación sísmica operó la red SISMEEX, siendo esta la única que registró con éxito los sismos de septiembre de 1985. Aunque la operación de la misma ha sido trasferida a la Coordinación de Ingeniería sismológica.

## 2.16. MEDIDAS A FUTURO

Para prever este tipo de desastres, tenemos la participación de diversos países, como es el caso de México y Rusia que pretenden lanzar en un plazo de tres años un 'nanosatélite' que podría predecir con mayor exactitud un sismo

México y Rusia construirán y lanzarán un "nanosatélite" de diez kilogramos de peso que podrá prever posibles sismos con mayor anticipación que los sistemas convencionales.

Se tendrá la participación de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y del Instituto de Física Nuclear de la Universidad de Moscú, participando en el proyecto con científicos de ambos centros de estudios. Firmaron este acuerdo el rector, Juan Ramón de la Fuente, con el director del Instituto Skobeitsyn de Física Nuclear de la Universidad Estatal de Moscú, Mijail Panasyuk.

El "nanosatélite", se a llamado así por su pequeño tamaño y escaso peso, "permitirá detectar precursores eléctricos y electromagnéticos, con importante potencial para prever posibles terremotos, con posibilidad de detectar sismos con mayor anticipación

que los sistemas convencionales, su funcionamiento es a partir de la emisión del gas radón, que se libera con los movimientos telúricos, este modifica el contenido de electrones en la ionosfera, el satélite lo detecta y mandara una señal a un receptor que estará en la Ciudad Universitaria de la UNAM, complementando el equipo del Servicio Sismológico. Dicho "nanosatélite" será construido por técnicos del Instituto Aeronáutico de Moscú con la participación directa de científicos mexicanos, y se ha acordado la cesión de la tecnología y de los diseños de plataforma básica a la UNAM, para que puedan reproducirse en México.

## 2.17. NORMATIVIDAD ACTUAL EN EL D. F.

Con la finalidad de tener la menor cantidad de desastres, pérdidas humanas y materiales, en caso de presentarse este fenómeno natural (sismos), se han elaborado documentos que rigen y norman los requisitos mínimos para la seguridad estructural de las construcciones (casa habitacional, edificios de oficinas, hospitales, puentes, etc.), tales como el "Reglamento de Construcciones para el D.F." y las "Normas Técnicas Complementarias", las cuales se han ido modificando de acuerdo con el resultado de estudios y experiencias en este tipo de fenómenos naturales.

En el "Reglamento de Construcciones para el D. F.", el tema de sismo se trata en el título sexto y en concreto en el capítulo 6 en los artículos 164 a 167, pero para efectos de diseño se toma en cuenta todo el título sexto, del cual se presenta un resumen de su contenido

### TÍTULO SEXTO

#### DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

##### CAPÍTULO I. GENERALIDADES (Art., 137 a 139)

##### CAPÍTULO II. DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES

(Art., 140 a 145)

##### CAPÍTULO III. DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL (Art., 146 a 159)

##### CAPÍTULO IV. DE LAS CARGAS MUERTAS (Art., 160)

##### CAPÍTULO V. DE LAS CARGAS VIVAS (Art., 161 a 163)

##### CAPÍTULO VI. DEL DISEÑO POR SISMO (Art., 164 a 167)

##### CAPÍTULO VII. DEL DISEÑO POR VIENTO (Art., 168)

CAPÍTULO VIII. DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES (Art., 169 a 173)

CAPÍTULO IX. DE LAS OTRAS OBRAS (Art., 174 a 176)

CAPÍTULO X. DE LAS CONSTRUCCIONES DAÑADAS (Art., 177 a 182)

CAPÍTULO XI. DE LAS OBRAS PROVISIONALES Y MODIFICACIONES (Art., 183 a 184)

CAPÍTULO XII. DE LAS PRUEBAS DE CARGA (Art., 185).



## **CAPÍTULO III**

# **IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS CON BASE EN PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES**



## CAPITULO III. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS CON BASE EN PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES

### 3.1. DESARROLLO TEÓRICO.

Se presenta y discute un procedimiento para la identificación de daños en estructuras constituidas con marcos, donde la localización y el grado del daño estructural se pueden determinar correctamente usando solamente un número limitado de medidas de frecuencias naturales. No se requiere ningún conocimiento de las formas modales de la estructura dañada. Basándose en las ecuaciones características de la frecuencia original y la frecuencia de la estructura dañada, se genera una sola ecuación. Para determinar el daño estructural mediante las ecuaciones derivadas, se emplearán dos técnicas de cómputo, la técnica directa de la iteración (DI) y la técnica mínimos cuadrados de Gauss-Newton (GNLS).

#### 3.1.1. Elementos de dinámica estructural.

**Dinámica estructural** es el estudio de las vibraciones en las estructuras, que resultan de la aplicación de fuerzas y cargas que varían con el tiempo. Las cargas estructurales, a menudo, dependen del tiempo, aunque en la mayoría de los casos la rapidez de variación de la carga es suficientemente lenta, de modo que se desprecia, y las cargas pueden considerarse como estadísticas. Ciertos tipos de estructuras requieren una consideración especial en relación con el comportamiento dinámico. Cualquier estructura que soporta cargas móviles, por ejemplo, los puentes, las trabes de grúas, y las estructuras diseñadas para soportar maquinaria giratoria o alternativa necesitan diseñarse de tal manera que se hagan mínimos, o por lo menos aceptables, los efectos de la vibración. Otras situaciones en las que los efectos dinámicos pueden influir en el diseño estructural incluyen fuerzas de viento no permanentes sobre los edificios, de impacto y, por supuesto, de sismos.

El estudio del comportamiento dinámico de las estructuras se basa en el análisis de las características desplazamiento-tiempo, y antes de comenzar dicho estudio necesitaremos introducir y definir ciertos términos.

- **Amplitud** es el desplazamiento máximo con respecto a la posición media.
- **Periodo** es el tiempo necesario para efectuar un ciclo completo de vibración.
- **Frecuencia** es el número de vibraciones en la unidad de tiempo generalmente se da en ciclos/segundo (hz).
- **Vibración forzada** es la vibración producida por una fuerza perturbadora externa que depende del tiempo.
- **Vibraciones libres** son las que ocurren al quitar la fuerza que produce el movimiento.



- **Amortiguamiento** es la reducción progresiva en la amplitud de la vibración debida a:
  - Fricción molecular interna,
  - Pérdida de energía asociada a la fricción debida al deslizamiento en las juntas, y
  - Resistencia al movimiento proporcionada por el aire u otro fluido (arrastre).

El tipo de amortiguamiento usualmente predominante en las vibraciones estructurales se denomina amortiguamiento viscoso en el cual la fuerza que resiste al movimiento es proporcional a la velocidad. Se sabe que este tipo de amortiguamiento representa adecuadamente la resistencia al movimiento proporcionada por el aire que rodea un cuerpo que se mueve a baja velocidad y también por la fricción molecular interna.

**Grados de Libertad** son los desplazamientos independientes o coordenadas necesarias para definir completamente el estado deformado de la estructura en cualquier instante. Cuando es suficiente una sola coordenada para definir la posición de cualquier parte de la estructura, entonces ésta tiene un sólo grado de libertad. Las fuerzas de inercia que actúan en una estructura vibratoria se encuentran a partir de la segunda ley de Newton;

$$\text{Fuerza} = \text{Masa} \times \text{Aceleración} \quad \text{ó} \quad P = Mj$$

Generalmente la masa de una estructura está distribuida de modo que la mayoría de las estructuras tiene un número infinito de grados de libertad. Una viga vibratoria en la cual las fuerzas de inercia se generan estrictamente a partir de la masa de la viga, como se indica en la fig. 3.1, tiene un número infinito de grados de libertad. Afortunadamente en dinámica estructural es generalmente satisfactorio transformar una estructura con un número infinito de grados de libertad en una con un número finito de grados de libertad. Esto se efectúa adoptando una representación a base de una **masa concentrada**, como se indica en la fig. 3.1b, c y d. La masa total de la estructura se considera aglutinada o concentrada en puntos específicos de la estructura y el movimiento se describe en función de los desplazamientos de las masas concentradas. La exactitud del análisis se mejorará aumentando el número de masas concentradas; por ejemplo, en la fig. 3.1d, la cual da una representación más exacta de la fig. 3.1a que las figs. 3.1b, o c. Debería notarse que las propiedades estructurales de la viga, el área de su sección transversal, su rigidez, etc., se conservan iguales. Solamente es la distribución de la masa la que se aproxima.

En estructuras de "edificios", tales como la del marco en portal indicado en la fig. 3.1e, la mayor parte de la masa total estará concentrada usualmente en los pisos del edificio. Bajo estas circunstancias y con algunas hipótesis de simplificación razonable con respecto a las propiedades estructurales de los miembros, pueden obtenerse muy buenas soluciones aproximadas a los problemas de vibraciones estructurales.

La exactitud del análisis depende no solamente del número de masas concentradas adoptado, sino también de la distribución real de las masas. Se obtienen mejores resultados si se adopta una "matriz de masas, consistente".

Sistema de un grado de libertad - vibraciones libres sin amortiguamiento

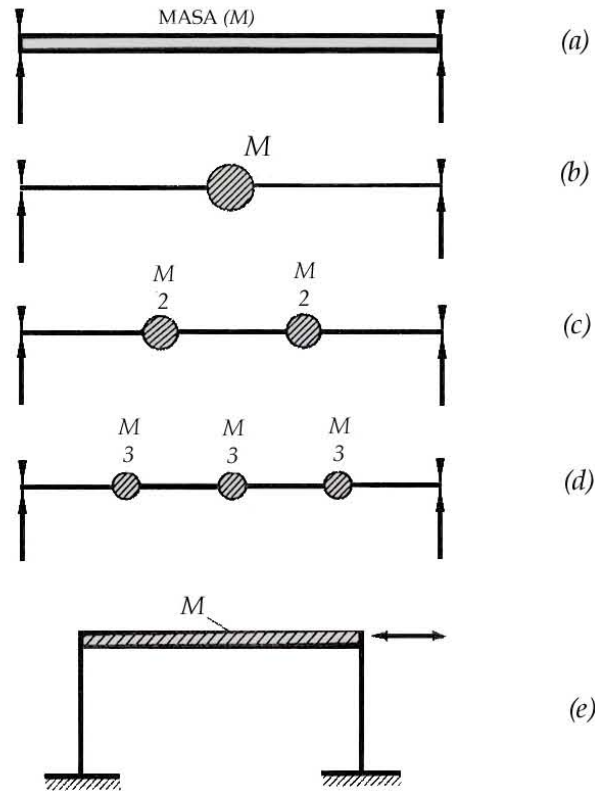


Figura.3.1. Representaciones de una masa distribuida y aglutinada.

### 3.1.2. Métodos de análisis

Los métodos de análisis que se utilizan para el diseño de las estructuras para edificios sismorresistentes se clasifican en un *Análisis Estático* y *Análisis Dinámico*.

### 3.1.3. Método Estático ó Procedimiento de la fuerza lateral equivalente

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente es un método que por simplicidad en el cálculo reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática lateral equivalente. Es común considerar las fuerzas laterales como una constante  $K$  multiplicada por el peso de cada elemento de la estructura. Recientemente ha habido una tendencia a utilizar el concepto del cortante sísmico en la base. Por tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza que se aplica en el terreno igual a la constante  $C_s$ , multiplicada por el peso total de la estructura y que se transmite a cada piso de ella.  $C_s$  varía entre 0.05 y 0.2 y

depende de las condiciones regionales y geológicas, la importancia, el periodo natural, la ductilidad y la distribución de la rigidez de las estructuras y otros factores.

### 3.1.4. Procedimiento del análisis dinámico

Puesto que la fuerza lateral que actúa durante un sismo no se puede evaluar en forma precisa por el método sísmico elástico, se adopta el análisis dinámico cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica y el comportamiento estructural. El análisis dinámico permite determinar la respuesta de una estructura estáticamente diseñada bajo una fuerza dinámica y valorar la seguridad de la respuesta de la estructura. Si la respuesta es insegura, el diseño se modifica para satisfacer el comportamiento requerido de la estructura. En este caso el primer paso del diseño estático tiene un papel muy importante.

Para el análisis dinámico existen los métodos elásticos e inelásticos, pero el primero se utiliza más a menudo por razones de simplicidad.

- *Análisis elástico dinámico.* La respuesta elástica de una estructura bajo una fuerza sísmica se puede determinar en mejor forma mediante un análisis modal. Primero se obtienen las historias en el tiempo de la respuesta de cada modo característico; después se suman para obtener la respuesta de la historia en el tiempo del sistema de masas concentradas y con  $n$  grados de libertad. Este procedimiento se llama *análisis modal de historia en el tiempo*. No siempre es necesario, ya que a menudo sólo se requieren los valores máximos de respuesta para el diseño sísmico. En estos casos, los valores máximos de respuesta para cada modo se obtienen de los espectros de diseño y se suman para determinar la respuesta máxima de todo el sistema. Este procedimiento se llama *análisis modal del espectro de respuesta*. La técnica de suma que generalmente se utiliza es el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados. Sin embargo, este método no se puede utilizar cuando, por ejemplo, hay algunos modos de vibración translacional o torsional que tienen periodos casi iguales al del periodo natural, de manera que se presenta un acoplamiento. En dichos casos, se requiere la integración directa de la ecuación de movimiento.
- *Análisis dinámico inelástico.* Para obtener la respuesta dinámica de una estructura sometida a un sismo intenso es necesario el análisis dinámico inelástico. El análisis modal se puede extender para tratar el régimen inelástico de la respuesta (Chopra y Newmark, 1980). Sin embargo, para una solución más rigurosa, se requiere la integración directa de la ecuación de movimiento; esto es, utilizar las características inelásticas de la fuerza restauradora. Cuando se realiza este procedimiento, se debe utilizar una onda sísmica apropiada como datos de entrada.

Para el diseño sísmico de las estructuras de mediano tamaño, se utiliza generalmente el método sísmico elástico definido por la mayoría de los reglamentos. Se aconseja también verificar el diseño con los espectros de diseño que corresponden a la ubicación de la estructura.

Mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo una fuerza sísmica, más confiable y económico será el diseño. Sin embargo, es racional, desde el punto de vista de la ingeniería, llevar a cabo un análisis apropiado al sistema estructural, a la configuración, el tamaño, la importancia y otras características relevantes de las estructuras en consideración.

Para el caso de estructuras pequeñas de mampostería y de madera de un solo piso se pueden diseñar con seguridad, simplemente al especificar del lado seguro los elementos de soporte de las cargas laterales por unidad del área del piso, su disposición, los detalles estructurales y los materiales relacionados. Este concepto se adopta en las reglas del código.

Para el diseño sísmico de las estructuras de mediano tamaño, se utiliza generalmente el método sísmico elástico definido por el reglamento. Se aconseja también verificar el diseño con los espectros de diseño que corresponden a la situación de la estructura.

### **3.1.5. Teoría de identificación de daños en estructuras.**

Los daños estructurales se pueden detectar con varias técnicas no destructivas, tales como: emisión acústica, ultrasonido, termógrafo, prueba modal, entre otras. Cualquier cambio de la rigidez, ya sea local o distribuido da lugar a los cambios de parámetros modales, tales como frecuencias naturales, formas modales, etc.

La localización y la severidad del daño en las estructuras, se puede determinar de los cambios de características modales. Además, puesto que las frecuencias naturales se pueden determinar con eficacia midiendo solamente en un punto de la estructura independiente a la posición elegida, el método basado en la medida de frecuencias naturales es potencialmente atractivo.

Los parámetros modales se utilizan como base para la detección de daños. Sin embargo, una característica común de estos estudios, es que se requiere la forma modal de la estructura dañada. Por lo tanto, estos métodos están limitados a estructuras en las cuales las formas modales son relativamente fáciles de medir, por ejemplo, perno-anclaje. Para evitar la dificultad de identificar formas modales, se han propuesto varios métodos que usan solamente frecuencias naturales. Cawley y Adams presentaron un método para estimar la localización de daños en estructuras con cambios en las medidas de frecuencias naturales. Este método se puede utilizar para detectar y para localizar daños en estructuras, no obstante no puede cuantificar correctamente daño en casos generales, (Cawley y Adams,1979). Lallement propuso las técnicas para localizar errores basados en el modelado de los daños estructurales. Estas técnicas de localización son capaces de

representar distancias mucho más grandes del modelo estructural en el caso de espectros con frecuencias separadas, (Lallement, 1988). Para el acoplamiento Link utiliza la matriz de sensibilidad de los valores propios para calcular los parámetros iniciales del ajuste que se utilizan para corregir el modelo inicial, (Link, 1990). El procedimiento de la iteración es iniciado solucionando el problema del valor propio que usa otra vez el modelo corregido, ampliando el concepto a un modelo de estructura continua al problema de diagnóstico de daños de estructuras de gran espacio, (Stubbs et, 1990). Si se asume que las formas modales para la estructura dañada pueden ser obtenidas analíticamente y con las relaciones de sensibilidad, se obtiene un sistema de ecuaciones relacionadas con las frecuencias naturales. Mientras que se utiliza un modelo continuo, este método no se puede utilizar para determinar una posición específica de un miembro dañado.

Por otra parte, Ewins presenta un procedimiento para determinar los parámetros modales revisados con un análisis no lineal de la sensibilidad. El procedimiento se basa en descartar los vectores propios de la estructura modificada y emplea la característica inmóvil del cociente de Rayleigh para determinar los valores propios y los vectores propios modificados, (Ewins, 1991).

Se desarrolla una formulación para la predicción de daños que usa solamente los cambios de frecuencias naturales. Se muestra que el método aquí descrito no puede predecir la localización del daño pero puede determinar la cantidad de daño de un número limitado de frecuencias naturales. Aunque el uso de la técnica propuesta se aplica para las estructuras enmarcadas, el mismo concepto puede ser extendido para varios tipos de estructuras. Primero se desarrolla una ecuación característica relacionada con el cambio relativo en rigidez. En segundo lugar, se derivan dos ecuaciones generalizadas relacionadas con los indicadores escalares de daños del elemento y los cambios en formas modales. En tercer lugar, se desarrollan dos procedimientos de cómputo, la técnica iteración directa (DI) y la técnica de los mínimos cuadrados de Gauss-Newton (GNLS). La técnica, para encontrar los indicadores escalares de los daños de elementos desconocidos primarios y finalmente, se demuestra la eficacia del acercamiento propuesto para diversas estructuras constituidas por marcos.

## **3.2. INSTRUMENTACIONES Y MEDICIONES EMPLEADAS.**

### **3.2.1. Edificios instrumentados.**

Actualmente la instrumentación sísmica de edificios a nivel mundial es muy pobre, a excepción de las grandes potencias económicas como Estados Unidos y Japón. En México, es en 1950 cuando se realizan los primeros trabajos de instrumentación mediante la colocación de transductores de desplazamiento y acelerógrafos en la torre Latinoamericana. Los registros sísmicos obtenidos con estos instrumentos, sirvieron como referencia para definir los coeficientes sísmicos de la norma de diseño vigente

hasta ese momento. Debido a diversas circunstancias, no fue posible llevar a cabo más estudios de este tipo, por lo que al presentarse el sismo de 1985, no hubo ningún edificio instrumentado en el país, perdiéndose una valiosa oportunidad de conocer el comportamiento de estructuras que sufrieron diferentes niveles de daño y en algunos casos el colapso.

Es en 1987 cuando se impulsa una serie de estudios para conocer la respuesta sísmica en edificios instrumentados, incursionando en este campo de conocimiento diversos centros de investigación e instituciones. Así, para 1995 ya se contaba con 30 edificios instrumentados en todo el país.

### **3.2.2. Registro de señales de vibración ambiental y forzada en edificios instrumentados.**

Dentro de las técnicas de registros de aceleraciones en edificios, existe la llamada técnica de vibración ambiental, que consiste en el registro de pequeños movimientos provocados por el paso de vehículos, acción de motores, movimiento de cargas vivas, etc. Con esta herramienta se puede conocer algunas propiedades dinámicas de las estructuras, sin embargo, se ha observado que a partir de este tipo de mediciones los resultados obtenidos pueden tener variaciones hasta de 20% comparados con los resultados de excitaciones sísmicas, (Muria, 1995). Este hecho se atribuye al nivel de deformación que en uno u otro caso experimentan las estructuras.

Otra técnica utilizada para determinar las propiedades dinámicas de las estructuras, es la llamada vibración forzada, la cual es producida artificialmente por el hombre, lográndose la excitación del edificio con la ayuda de masas excéntricas oscilando con ayuda de motores. Esta técnica es recomendada cuando el edificio posee gran rigidez lateral (Ruiz, 1999). Otro tipo de vibración forzada es la producida por efectos sísmicos y aunque es impredecible, proporciona información de mayor calidad que las otras.

En un estudio realizado con diez edificios de la Cd. de México, de los cuales 7 se encuentran en terreno blando, (González, 1989), se presentó una correlación de las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente, basándose en registros de vibración ambiental, con las calculadas de modelos analíticos. Concluyéndose que debía existir una definición clara de un máximo espectral asociado a las frecuencias fundamentales de vibración para los espectros de Fourier. Se encontró un coeficiente de amortiguamiento de alrededor de 4 por ciento y se propuso una expresión sencilla para la obtención del periodo fundamental en la dirección más flexible,  $T = 0.16N$ , donde  $N$  es el número de niveles. El modelo analítico correspondiente, se supuso empotrado en su base, con un comportamiento elástico de la estructura y un sistema de piso rígido en sus niveles. Para este modelo, se propuso la expresión de  $T = 0.086N$  para la obtención del periodo fundamental de la estructura. Finalmente se hace notar que la flexibilidad del suelo es un parámetro que contribuye significativamente en la rigidez de edificios

desplantados en la zona III del Distrito Federal, y por tanto en la obtención de las propiedades dinámicas del edificio.

### 3.3. METODOLOGÍA PROPUESTA.

Partiendo de las ecuaciones característica original y de la estructura dañada a considerar, respectivamente, se tiene:

$$(K - \lambda_i M)\phi_i = 0 \quad (III.1)$$

$$(K^* - \lambda_i^* M^*) \phi_i^* = 0 \quad (III.2)$$

donde K y M son la matriz global de la rigidez y la matriz global de masa para la estructura original:

$\lambda_i$  y  $\phi_i$  son el i-ésimo valor vectorial y la forma correspondiente del modo para la estructura original, mientras que las cantidades denotadas con un exponente \* se refieren a los términos respectivos para la estructura dañada. Los daños estructurales que se consideran en el resultado, serán solamente un cambio en la matriz de rigidez, es decir, no se tendrá cambio en la matriz de masa.

$$K^* = K + \Delta K \quad (III.3)$$

$$M^* = M \quad (III.4)$$

donde  $\Delta K$  es un incremento en la matriz global de rigidez. El incremento en la rigidez conduce a un cambio en características modales. Por lo tanto, los cambios en un valor propio  $\Delta\lambda_i$  y el vector propio  $\Delta\phi_i$  pueden ser expresados en la siguiente forma:

$$\Delta\lambda_i = \lambda_i^* - \lambda_i \quad (III.5)$$

$$\Delta\phi_i = \phi_i^* - \phi_i \quad (III.6)$$

Por otra parte, se asume que el cambio de rigidez debido al daño estructural no conducirá a ningún intercambio de valores propios. Usando las ecuaciones (III.3) - (III.6), el cambio en el vector propio se puede expresar de la ecuación (III.2):

$$\Delta\phi_i = -\phi_i - (K - \lambda_i^* M)^{-1} \Delta K(\phi_i + \Delta\phi_i) \quad (III.7)$$

De la descomposición espectral y asumiendo que los vectores propios originales de masa normalizados, el término  $(K - \lambda_i^* M)^{-1}$  se puede tomar como:

$$(k - \lambda_i * M)^{-1} = \sum_{k=1}^N \frac{\Phi_k \Phi_k^T}{\lambda_k - \lambda_i} \quad (III.8)$$

Ahora se colocaran solamente los valores que muestran diferencias entre la estructura original y la estructura dañada que se consideran para evitar el denominador de la ecuación (III.8) que desaparece. Sobre la sustitución de la ecuación (III.8), la ecuación (III.7) se puede reescribir como:

$$\Delta\Phi_i = -\Phi_i + \frac{\Phi_i^T \Delta k (\Phi_i + \Delta\Phi_i)}{\Delta\lambda_i} \Phi_i + \sum_{k=1, k \neq i}^N \frac{\Phi_k^T \Delta k \Phi_i + \Phi_k^T \Delta k \Phi_i}{\lambda_i * -\lambda_k} \Phi_k \quad (III.9)$$

Pre-multiplicando la ecuación (III.2) por  $\phi_i^T$ , tenemos:

$$\phi_i^T \Delta K (\phi_i + \Delta\phi_i) = \Delta\lambda_i + \Delta\lambda_i \phi_i^T M \Delta\phi_i \quad (III.10)$$

Despreciando el término de mayor orden, conduce a

$$\phi_i^T \Delta K (\phi_i + \Delta\phi_i) = \Delta\lambda_i \quad (III.11)$$

Sustituyendo la ecuación (III.11), en la ecuación (III.9) se convierte en:

$$\Delta\Phi_i = \sum_{k=1, k \neq i}^N \frac{\Phi_k^T \Delta k \Phi_i + \Phi_k^T \Delta k \Phi_i}{\lambda_i * -\lambda_k} \Phi_k \quad (III.12)$$

Puede ser visto en la ecuación (III.12) que el cambio de un vector propio se puede expresar como la combinación lineal de los vectores propios originales. Cuando k es muy grande, los términos con los subíndices mayores que k pueden ser despreciables. Por lo tanto, N se puede sustituir convenientemente por NC, denotando el número de las formas originales de modos disponibles, y se reescribe la ecuación (III.12) como

$$\Delta\Phi_i = \sum_{k=1, k \neq i}^{NC} C_{ik} \Phi_k \quad (III.13)$$

donde el modo del factor de participación  $C_{ik}$  se define como:

$$C_{ik} = \frac{\Phi_k^T \Delta k \Phi_i + \Phi_k^T \Delta k \Delta\Phi_i}{\lambda_i * -\lambda_k} \quad (III.14)$$

reordenando la ecuación (III.14) tenemos lo siguiente:

$$\Phi_k^T \Delta k \Phi_i + \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} C_{il} \Phi_k^T \Delta k \Phi_l + \lambda_k C_{ik} - \lambda_i^* C_{ik} \quad (III.15)$$



Sustituyendo las ecuaciones (III.13) y (III.14), en la ecuación (III.10) se puede ahora describir como:

$$\Phi_k^T \Delta k \Phi_i + \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} C_{il} \Phi_k^T \Delta k \Phi_l - \Delta \lambda_i \quad (III.16)$$

donde el término de mayor orden desaparece debido a la ortogonalidad de los vectores propios originales. Además, se asume un modelo para escalar daños, es decir el cambio en la matriz de la rigidez se puede expresar en la forma

$$\Delta k = \sum_{j=1}^{NE} \alpha_j k_j \quad (III.17)$$

donde el escalar  $\alpha_j$  indica el daño para el elemento j-ésimo. El  $K_j$  es la contribución del elemento j a la matriz global de la rigidez; El NE es un número de elementos estructurales. Por lo tanto, las ecuaciones (III.16) y (III.15) se pueden describir en la forma

$$\sum_{j=1}^{NE} a_{iji} \alpha_j + \sum_{j=1}^{NE} \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} C_{il} a_{ijl} \alpha_j - \Delta \lambda_i = 0 \quad (III.18)$$

donde finalmente tenemos:

$$\sum_{j=1}^{NE} a_{kji} \alpha_j + \sum_{j=1}^{NE} \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} a_{kjl} C_{il} \alpha_j - (\lambda_i^* - \lambda_k) C_{ik} = 0 \quad (III.19)$$

donde están los coeficientes el  $a_{iji}$ ,  $a_{ijl}$ ,  $a_{kji}$  y  $a_{kjl}$  de la sensibilidad del vector modo-rigidez, que se pueden definir en una forma general como:

$$a_{kji} = \Phi_k^T K_j \Phi_i \quad (III.20)$$

Las ecuaciones (III.18) y (III.19) representan las ecuaciones generalizadas que se relacionan con los indicadores escalares  $\alpha_j$  y los factores  $C_{ik}$  de daños del elemento de la participación del modo en dos técnicas de cómputo, la técnica de iteración directa (DI) y la técnica de mínimos cuadrados de Gauss-Newton (GNLS), las cuales se utilizan para encontrar los indicadores escalares de daños del elemento así como los factores de participación modal, (Chen,1997).

Una vez que se encuentren los factores  $C_{ik}$  de participación modal, usando las ecuaciones (III.6) y (III.13), se pueden calcular los vectores propios para la estructura dañada como:

$$\Phi_i^* = \Phi_i + \sum_{k=1, k \neq i}^{NC} C_{ik} \Phi_k \quad (III.21)$$

donde la interacción de los valores propios para la estructura original y la estructura dañada se puede comprobar usando los factores de MAC (Aseguramiento del Criterio Modal), definidos como:

$$MAC(k,i) = \frac{|\Phi_k^T \Phi_i^*|^2}{|\Phi_k^T \Phi_k| |\Phi_i^{*T} \Phi_i^*|} \quad (III.22)$$

El MAC(k,i) más alto indicado por los factores pares modales más posibles del original k y del modo de rigidez i.

### 3.3.1. Técnica de iteración directa

Rescribiendo la ecuación (III.18), obtenemos

$$\sum_{j=1}^{NE} S_{ij} \alpha_j = z_i \quad (III.23)$$

donde están la matriz y el vector  $S_{ij}$  y  $Z_i$  de la sensibilidad de la eigenmodo-rigidez, respectivamente, que se definen como

$$S_{ij} = a_{iji} + \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} C_{il} a_{ijl} \quad (III.24)$$

$$Z_i = \Delta_i \quad (III.25)$$

Similarmente, se rescribe la ecuación (III.19) como

$$C_{ik} = \frac{b_{ki} + \sum_{l=1, l \neq i, k}^{NC} C_{il} b_{kl}}{\lambda_i^* - \lambda_k - b_{kk}} \quad (III.26)$$

donde  $b_{ki}$  esta definido como:

$$b_{ki} = \sum_{j=1}^{NE} a_{kji} \alpha_j \quad (III.27)$$

La fórmula anterior será aplicada para desarrollar un procedimiento iterativo de la solución. El procedimiento se inicia suponiendo que los factores iniciales  $C_{ik}$  de la participación del modo son cero. Físicamente, esto implica que los indicadores escalares

del daño de los elementos que inicialmente provienen de asumir que los vectores propios dañados son idénticos a los originales. Una primera aproximación para el  $\alpha_j$  se obtiene de la ecuación (III.23). Dependiendo del número de las frecuencias naturales disponibles  $NL$  y un número de elementos estructurales de  $NE$  presentes, la matriz de sensibilidad del vector modal-rigidez puede no ser cuadrada.

Para encontrar una solución para la cuál se genera un sistema condicionado, la técnica singular filtra la descomposición del valor que se aplica (SVD), (Ojalvo y Zhang,1993).

Después de obtener el  $\alpha_j$  inicial de los indicadores de daño, la aproximación siguiente para los factores  $C_{ik}$  de la participación del modo se obtiene de la ecuación (III.26). Por lo tanto, las ecuaciones (III.23) y (III.26) se utilizan recurrentemente para obtener el  $\alpha_j$  lejano de la aproximación adicional y se repite  $C_j b$  y el proceso se repite hasta que se alcanza el  $\alpha_j$  final de los indicadores de daño de la convergencia. Para clarificar la descripción anterior, el procedimiento se describe en el cuadro 3.1.

Paso 1: Asuma los factores iniciales  $C_{ik}^0$  de la participación del modo para ser cero, i.e, no cambian en vectores propios. Establezca los valores iniciales para  $\alpha_j^1$  y  $C_{ik}^1$  provenientes de:

$$\sum_{j=1}^{NE} S_{ij}^1 \alpha_j^1 = z_i, \text{ donde } S_{ij}^1 = a_{ij}$$

$$C_{ik}^1 = \frac{b_{ki}^1}{\lambda_i^* - \lambda_k - b_{kk}^1}, \text{ donde } b_{ki}^1 = \sum_{j=1}^{NE} a_{kij} \alpha_j^1$$

Paso 2: Evalúe la estimación actual para  $\alpha_j^n$  en

$$\sum_{j=1}^{NE} S_{ij}^n \alpha_j^n = z_i, \text{ donde } S_{ij}^n = a_{ij} + \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} C_{il}^{n-1} a_{ijl}$$

Paso 3. Evalúe los nuevos factores modales  $C$  de la participación en

$$C_{ik}^n = \frac{b_{ki}^n + \sum_{l=1, l \neq i, k}^{NC} C_{il}^{n-1} b_{kl}^n}{\lambda_i^* - \lambda_k - b_{kk}^n}, \text{ donde } b_{ki}^n = \sum_{j=1}^{NE} a_{kji} \alpha_j^n$$

y vuelva al paso 2 si no ha convergido la solución.

**Cuadro 3.1.** Procedimiento de cómputo para el método de iteración directa (DI)

### 3.3.2. Técnica de mínimos cuadrados de gauss-newton.

Combinando los dos sistemas de ecuaciones (III.18) y (III.19), un sistema agrandado de un total de  $NEQ=NL*NC$  las ecuaciones se relacionan con el  $\alpha_j$  de las variables y  $C_{ik}$  se

escribe como sistema de ecuaciones no lineales para determinar el  $\alpha_j$  de los indicadores del daños así como los factores  $C_{ik}$  de la participación modal.

$$f_m(\alpha_j, C_{ik}) = 0 \quad (III.28)$$

Las ecuaciones anteriores de NEQ (28) abarcan dos porciones, que son obtenidas combinando el sistema de ecuaciones de NL (III.18) y el sistema de las ecuaciones de (NEQ-NL) (III.19). Por lo tanto, la gama del índice  $m=1$ , NL cubre el sistema de las ecuaciones (III.18), mientras que la gama  $m = NL+1$ , NEQ representa el sistema de las ecuaciones (III.19). El algoritmo no lineal de la solución requerirá la primer derivada de la función  $f_m(\alpha_j, C_{ik})$  con respecto a  $\alpha_j$  y a  $C_{ik}$ . Para la primera parte, es decir lejos la gama  $m = 1, NL$ , las derivadas con respecto a  $\alpha_r$  del indicador del daño como está a continuación.

$$\frac{\partial f_m}{\partial \alpha_r} = a_{iri} + \sum_{l=1, l \neq i}^{NE} a_{irl} C_{il} \quad (III.29)$$

donde están  $r = 1, NE$  y  $m=i$ . las derivadas correspondientes con respecto al  $C_{st}$  del factor de la participación modal.

$$\frac{\partial f_m}{\partial \alpha_r} = \begin{cases} \sum_{j=1}^{NE} a_{ijt} \alpha_j, & s = i \\ 0, & s \neq i \end{cases} \quad (III.30)$$

donde los rangos para  $s$  y  $t$  son  $s = 1, NL$  y  $t = 1, NC$  ( $s \neq t$ ), y otra vez  $m = i$ . Por analogía, las derivadas para la segunda parte, i.e.  $m = NL + 1, NEQ$ , siguen de

$$\frac{\partial f_m}{\partial \alpha_r} = a_{kri} + \sum_{l=1, l \neq i}^{NC} a_{krl} C_{il} \quad (III.31)$$

donde  $r = 1, NE$ , y en  $m = (i \neq k) * NC + k$  ( $i \neq k$ ), y de

$$\frac{\partial f_m}{\partial C_{st}} = \begin{cases} \sum_{j=1}^{NE} a_{kjt} \alpha_j, & s = i, \quad t = k \\ \sum_{j=1}^{NE} a_{kjk} \alpha_j - (\lambda_i^* - \lambda_k), & s = i, \quad t = k \\ 0, & s \neq i \end{cases} \quad (III.32)$$

dónde la gama de los índices  $s$  y  $t$  está  $s = 1, NL$  y  $t = 1, NC$  ( $s \neq t$ ), y  $m = (i - 1) * NC + k$  ( $i \neq k$ ).

El sistema de ecuaciones básicas (III.28) representa un sistema de ecuaciones no lineales que se solucionarán por un algoritmo iterativo. La técnica singular filtrada de la descomposición del valor (SVD) se utiliza la solución del sistema de ecuaciones lineales en cada iteración.

Se desarrolla el procedimiento de cómputo usando la combinación del método de iteración del Gauss-Newton y de la técnica de mínimos cuadrados.

Rescribiendo las ecuaciones no lineales básica (III.28) tendremos:

$$f_m(X_n) = 0 \quad (III.33)$$

El sistema generalizado de  $X_n$  desconocido se define como

$$x_n = \{\alpha_j, C_{ik}\}^T \quad (III.34)$$

donde  $m = 1, NEQ$   $n = 1, NV$ . Pues  $NL$  puede no ser igual al  $NE$ , el número de las ecuaciones disponibles  $NEQ$  puede no ser igualar al número total de variables en la ecuación (III.28)  $NV = NE + NL*(NC - 1)$ .

La generación de variables  $X_n$  se puede dividir en dos partes, en la primer parte  $n = 1, NE$ , las variables generalizadas  $X_n = \alpha_j$  donde  $j = 1, NE$ , es decir  $n = j$ ; y en la segunda parte  $n = NE + 1, NV$ , las variables generalizadas  $X_n = C_{ik}$  donde  $i = 1, NL$  y  $k = 1, NC(i \neq k)$ . es decir  $n = (i - 1) * NC + k$  ( $i \neq k$ ).

La norma  $y$  de la ecuación (III.33) se define como

$$y = y(x_n) = \sum_{m=1}^{NEQ} f_m^2(x_n) \quad (III.35)$$

Si  $|y| = |y(\bar{x}_n)| \pi \varepsilon$  donde la tolerancia  $\varepsilon$  es la convergencia, después  $\bar{x}_n$  será considerado como la solución a la ecuación (III.33) en los mínimos cuadrados en un sentido.

Por otra parte, el primera derivada de  $f_m(X_n)$  con respecto al  $X_n$  se expresa como

$$f_{m,n} = \frac{\partial f_m}{\partial x_n} \quad (III.36)$$

El procedimiento iterativo empleado se detalla en el cuadro 3.2.

Paso 1: Asuma el valor inicial para las variables,  $X_n^{(0)}$

Paso 2: Encontrar el incremento de la variables,  $\Delta X_n^{(0)}$

$$\Delta X_n^{(0)} = -(D_{mn}^{(0)})^{-1} f_m X_n^{(0)}$$

Como  $(D_{mn}^{(0)})^{-1}$  es la inversa general de  $(D_{mn}^{(0)})$  obtenida con la técnica de SVD, y de la tangente algorítmica se define como

$$D_{mn}^{(0)} = f_{m,n} \Big|_{x_n=x_n^{(0)}}$$

Paso 3: buscar el factor de aceleración  $s_f^{(0)}$  que satisfaga

$$y = y(x_n^{(0)} + s_f^{(0)} \Delta x_n^{(0)}) = \text{Mínimo}$$

Paso 4: Evalúe la nueva aproximación para las variables,  $x_n^{(1)}$

$$x_n^{(1)} = x_n^{(0)} + s_f^{(0)} \Delta x_n^{(0)}$$

Si  $|y| \pi \varepsilon$  o  $|s_f^{(0)} \Delta x_n^{(0)}| \pi \varepsilon$ , que  $x_n^{(1)}$  se considera como la solución de la ecuación (33), si no se regresa al paso 2 hasta que la condición de la convergencia se satisfaga.

**Cuadro 3.2.** Procedimiento de cómputo para el método de Mínimos Cuadrados de Gauss-Newton (GNLS)

### 3.4. EJEMPLOS ILUSTRATIVOS

#### 3.4.1. Armadura

La estructura ilustrada en la fig. 3.2., se utiliza para demostrar la eficacia y el funcionamiento de la convergencia de dos técnicas de cómputo. El modelo, esta simplemente apoyado en sus extremos, tiene 5 miembros estructurales, 4 nodos y 9 grados de libertad. Todos los miembros de la estructura tienen las mismas características de materiales  $E = 2,1 \times 10^{11} \text{ Nm}^{-2}$ ,  $\nu = 0,3$ ,  $\rho = 7800 \text{ kgm}^{-3}$ , presenta la misma área de sección en todos los elementos  $A = 0,0045 \text{ m}^2$ , momento de inercia  $I = 4,25 \times 10^{-6} \text{ m}^4$  y constante de torsión  $J = 8,5 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ . La geometría de la estructura con dimensiones externas de 3, 4 y 5 m y la numeración de elementos se muestran en la fig. 3.2.

Un panorama hipotético de daños es inducido reduciendo el módulo de Young de diversos elementos, con diversas magnitudes el cual se resume en la tabla 3.I., se realizó un análisis finito de los elementos para la estructura original y al caso de la estructura dañada a las frecuencias de cálculo y a las formas naturales del modo. Las primeras 5 frecuencias naturales (Hz) para la estructura original y la estructura dañada se enumeran en la Tabla 3.II.

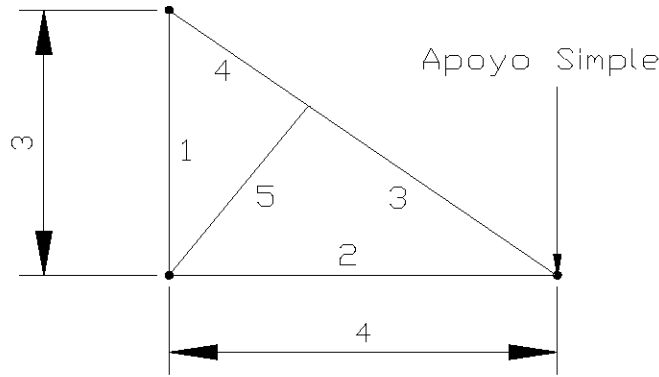


Figura 3.2. Modelo de armadura (vista plana)

No de elemento	1	2	3	4	5
Cantidad del daños	0%	-5%	-10%	-15%	-20%

Tabla 3.I. Panorama de daños.

Modo	1	2	3	4	5
Original	5.7189	14.0371	21.6589	28.3530	46.5395
Daño	5.4576	13.4521	20.6917	26.6604	44.2477

Tabla 3.II. Primeras 5 frecuencias naturales (Hz) para la estructura original y la dañada.

CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS (EN %)								
Iteración No.	Método	Elemento 1	Elemento 2	Elemento 3	Elemento 4	Elemento 5	$\Delta\alpha^*$	y
1	ID	-4.14	-5.50	-7.81	-18.95	-14.02	0.50EO	
	GNLS	-4.00	-5.31	-7.54	-18.30	-13.54	0.48EO	0.93E+6
2	ID	-0.99	-5.21	-9.40	-15.72	-18.71	0.12EO	
	GNLS	0.94	-4.94	-10.77	-13.90	-21.56	0.20EO	0'10E+6
3	ID	-0.43	-5.07	-9.75	-15.36	-19.39	0.20E-1	
	GNLS	0.09	-4.98	-10.06	-14.91	-20.13	0.40E-1	0'15E+3
4	ID	-0.14	-5.02	-9.91	-15.11	-19.80	0.11E-1	
	GNLS	0.00	-5.00	-10.00	-15.00	-20.00	0.39E-2	0.63E-2
5	ID	-0.05	-5.02	-9.96	-15.04	-19.92	0.34E-2	
	GNLS	0.00	-5.00	-10.00	-15.00	-20.00	0.67E-5	0.34E-12
6	ID	-0.02	-5.00	-9.98	-15.01	-19.97	0'13E-2	
	GNLS	0.00	-5.00	-10.00	-15.00	-20.00	0.16E-9	0.17E-23

$$* \Delta\alpha = \sum_{j=i}^{NE} |\Delta\alpha_j|$$

Tabla 3.III. Comparación de convergencia para los métodos de ID y GNLS.

De la información de las cinco frecuencias con daño, se emplea el inverso para determinar la localización y la cantidad de daño estructural. Los métodos de: iteración directa (DI) y el método de mínimos cuadrados de Gauss-Newton (GNLS), se utilizan para comparar la convergencia, que se puede ver en la Tabla 3.III. En ambos métodos se observa que se llega a la convergencia después de algunas iteraciones, no obstante, la convergencia del método de mínimos cuadrados de Gauss-Newton (GNLS) se alcanza con mayor rapidez. Pero el método de iteración directa (DI) converge cuando  $\Delta\alpha < 10^{-3}$ ; para el método de GNLS la solución converge cuando  $\Delta\alpha < 10^{-3}$  o donde la norma es  $y < 10^{-12}$ .

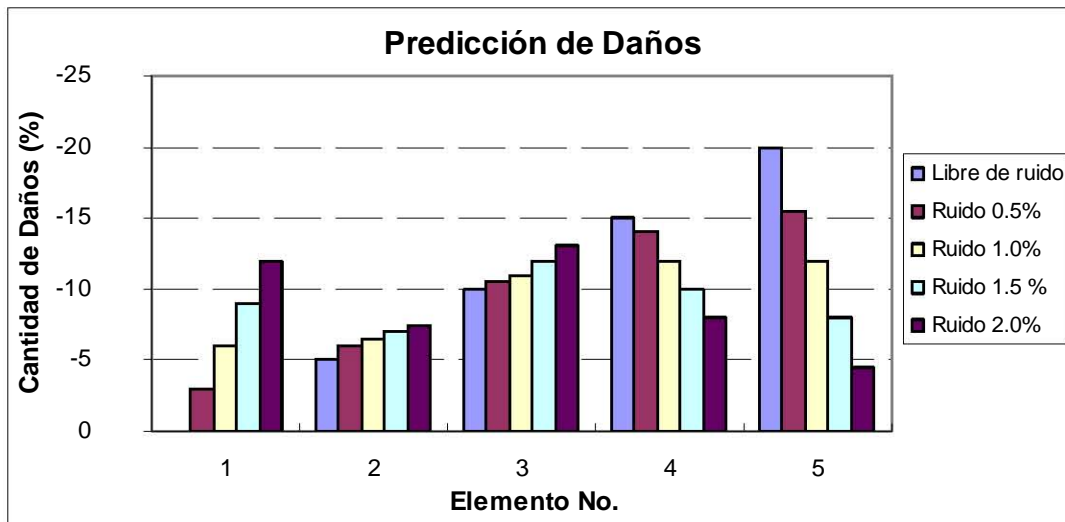


Figura 3.4. Predicción de daño para los escenarios con varios niveles de ruido.

Daño	Vector propio original								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	<u>1.0000</u>	0.0244	0.0806	0.0005	0.0111	0.2049	0.1307	0.0765	0.0615
2	0.0221	<u>0.9994</u>	0.0194	0.1294	0.0126	0.1900	0.1479	0.0008	0.0308
3	0.0766	0.0134	<u>0.9984</u>	0.0021	0.0001	0.1404	0.0959	0.0791	0.0057
4	0.0006	0.1224	0.0071	<u>0.9992</u>	0.1168	0.0300	0.0159	0.1085	0.2571
5	0.0213	0.0054	0.0001	0.0971	<u>0.9923</u>	0.0169	0.0213	0.1007	0.0342

Tabla 3.IV. Factores MAC de los vectores propios para la estructura original y la dañada

Aunque las frecuencias naturales medidas se pueden estimar exactamente, los errores de medición no pueden ser excluidos. En la fig. 3.3., se indica el nivel del ruido al medir frecuencias naturales al azar adentro que afecta la predicción del daño estructural. Como se espera la predicción del daño estructural llega a ser mejor con una reducción del nivel de ruido al azar en frecuencias naturales.

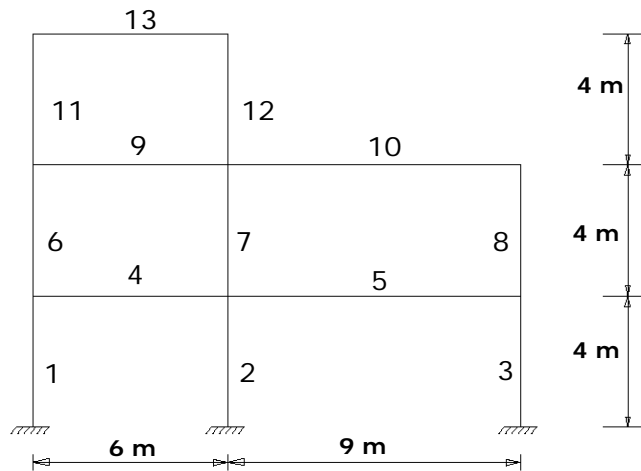


La correlación entre los vectores propios para la estructura original y la estructura dañada se comprueba usando los factores MAC, dando por resultado los valores demostrados en la Tabla 3.IV. Se puede ver que los modos para la estructura dañada empalman muy bien con los modos correspondientes de la estructura original.

En los siguientes ejemplos, se asume que todas las frecuencias naturales de la estructura dañada son silenciosas y se concuerda correctamente con las frecuencias naturales para la estructura original.

**3.4.2. Marco plano.**

Un marco plano con 11 nodos, 13 miembros y 24 grados de la libertad, se ilustra en la fig. 3.4., se utiliza para investigar el efecto del número de los vectores propios originales disponibles y de las frecuencias naturales de la estructura dañada adoptada en el cálculo. Todos los miembros tienen las mismas características de materiales con  $E = 2.1 \times 10^{11} \text{ Nm}^{-2}$  y  $p = 7800 \text{ km}^{-3}$ , y misma área de seccionada transversalmente de  $A = 0,092 \text{ m}^2$  y el segundo momento de área es  $I = 4.52 \times 10^{-5} \text{ m}^4$ . La geometría de la estructura y la enumeración del elemento se muestran en la fig. 3.4.



*Figura 3.4. Modelo del marco plano.*

Panorama 1		Panorama 2		Panorama 3		Panorama 4	
Elemento No.	Porcentaje de daño	Elemento No.	Porcentaje de daño	Elemento No.	Porcentaje de daño	Elemento No.	Porcentaje de daño
7	- 10%	2	- 10%	2	- 30%	2	- 10%
		4	- 10%	7	- 20%	5	- 30%
		5	- 10%	12	- 10%	9	- 20%
		7	- 10%			12	- 10%

*Tabla 3.V. Panorama de daños*

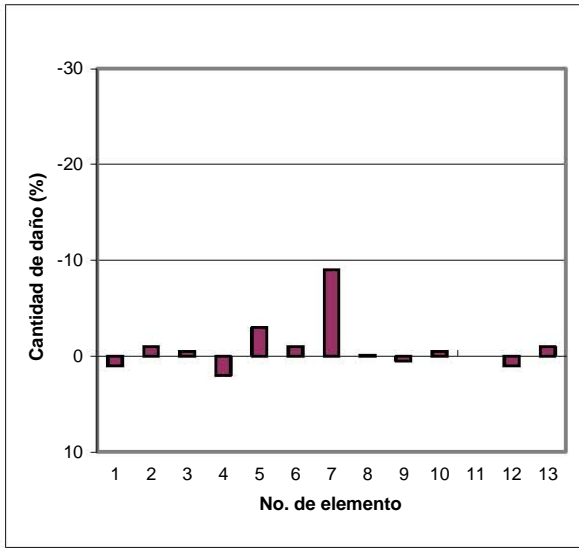
Nodo	Original	Panorama 1	Panorama 2	Panorama 3	Panorama 4
1	0.9231	0.9187	0.8982	0.8926	0.8863
2	2.7933	2.7896	2.7732	2.7215	2.7144
3	4.4878	4.4363	4.4085	4.2963	4.4433
4	5.9387	5.9147	5.8866	5.8153	5.8134
5	8.0442	7.9593	7.8436	7.6570	7.8913
6	9.2476	9.2397	9.2194	9.1090	9.0777
7	12.2398	12.2128	12.1133	11.9975	11.9083
8	15.7944	15.7023	15.6188	15.4955	15.5547
9	16.5157	16.4832	16.3041	16.2901	16.0149
10	22.6664	22.5770	22.3320	22.2948	22.3240
11	29.8585	29.8200	29.7964	29.4660	29.3509
12	80.1569	78.7504	76.1908	68.8165	77.3116
13	98.3258	98.3228	98.2764	98.3120	98.1716

*Tabla 3.VI. Primeros 13 frecuencias (Hz) de la estructura original y la dañada.*

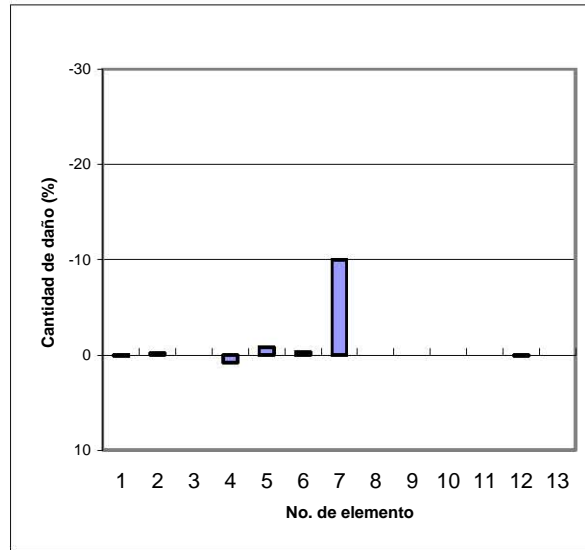
Se generan cuatro panoramas de daño, con diversa magnitud en diferentes ubicaciones resumidas en la Tabla V. Las primeras 13 frecuencias naturales (Hz) para la original y para cada uno de los panoramas de daños se han calculado por separado para la referencia y se enumeran en la Tabla VI.

Para estudiar la eficacia del método propuesto con respecto a la cantidad requerida de información modal, se seleccionan varios números de los vectores propios originales y las frecuencias naturales dañadas, para el proceso de la identificación para los panoramas de daños 1-4, según lo demostrado en las figs. 3.5. a 3.8.

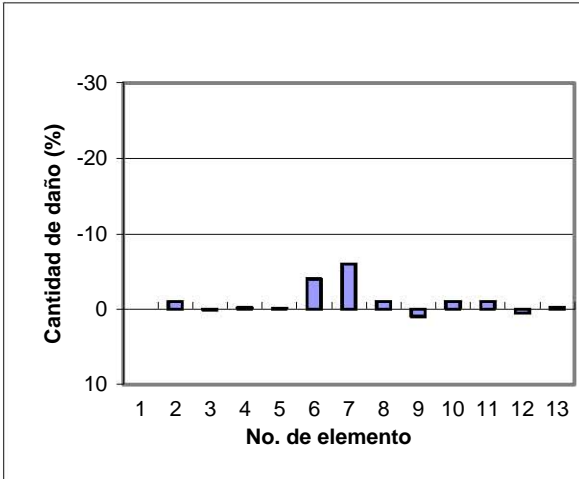
Se utilizan ambos métodos, el método de DI y el método de GNLS. Obteniendo resultados similares de ambos métodos, sólo los resultados del método de GNLS se presentan aquí. De los resultados, se puede ver que no es requerido tener el conocimiento de todos los vectores propios originales.



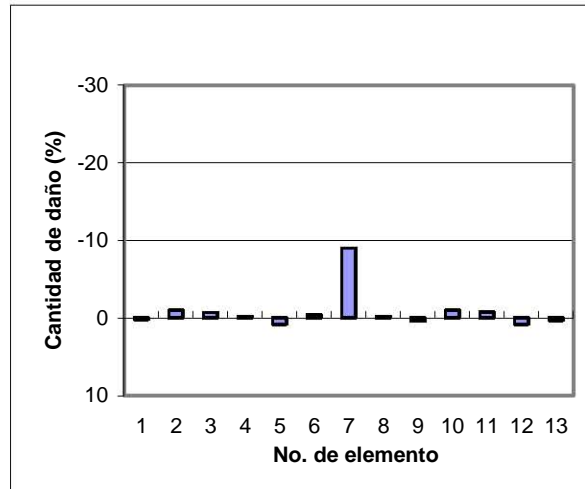
(a) 13 Frecuencia de daño (NL=13)  
14 Valores característicos originales (NC=14)



(b) 13 Frecuencia de daño (NL=13)  
18 Valores característicos originales (NC=18)

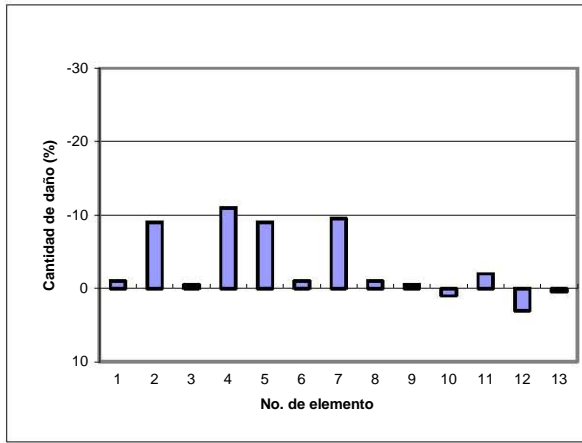


(c) 4 Frecuencia de daño (NL=4)  
18 Valores característicos originales (NC=18)

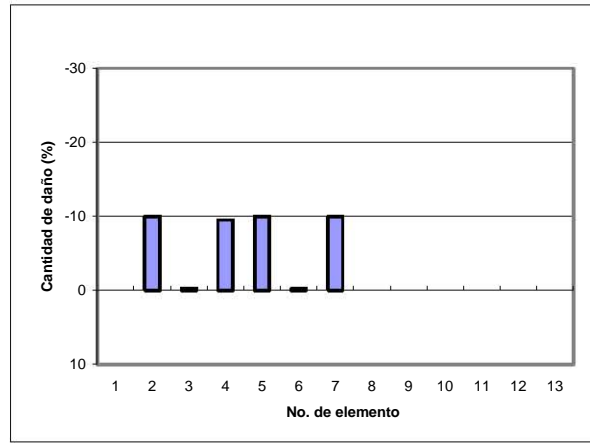


(d) 9 Frecuencia de daño (NL=9)  
18 Valores característicos originales (NC=18)

Figura 3.5. Predicción de daños para el escenario 1, con información en varios modos sobre daños en frecuencias naturales (NL) y valores característicos originales (NC)

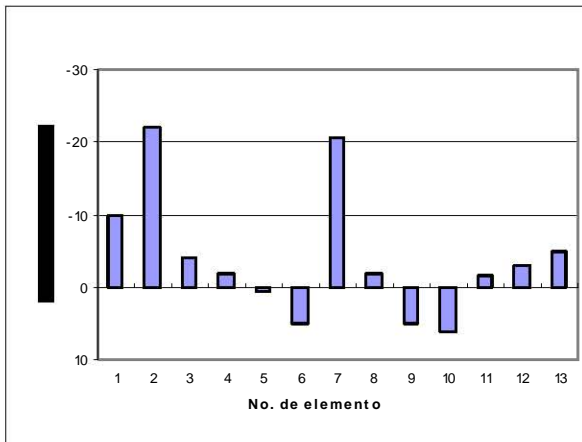


(a) 6 Frecuencia de daño (NL=6)  
18 Valores característicos originales (NC=18)

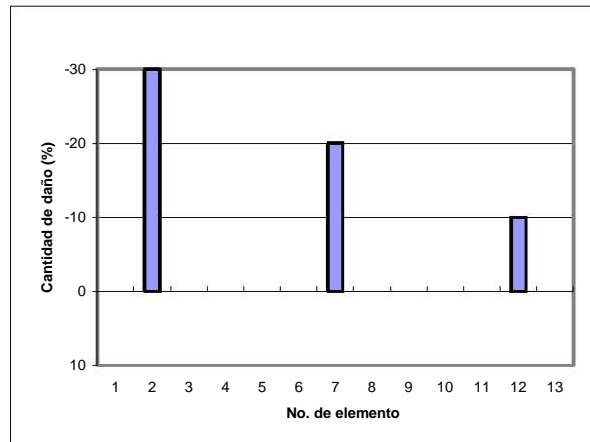


(b) 13 Frecuencia de daño (NL=13)  
18 Valores característicos originales (NC=18)

Figura 3.6. Predicción de daños para el escenario 2, con información en varios modos sobre daños en frecuencias naturales (NL) y valores característicos originales (NC)

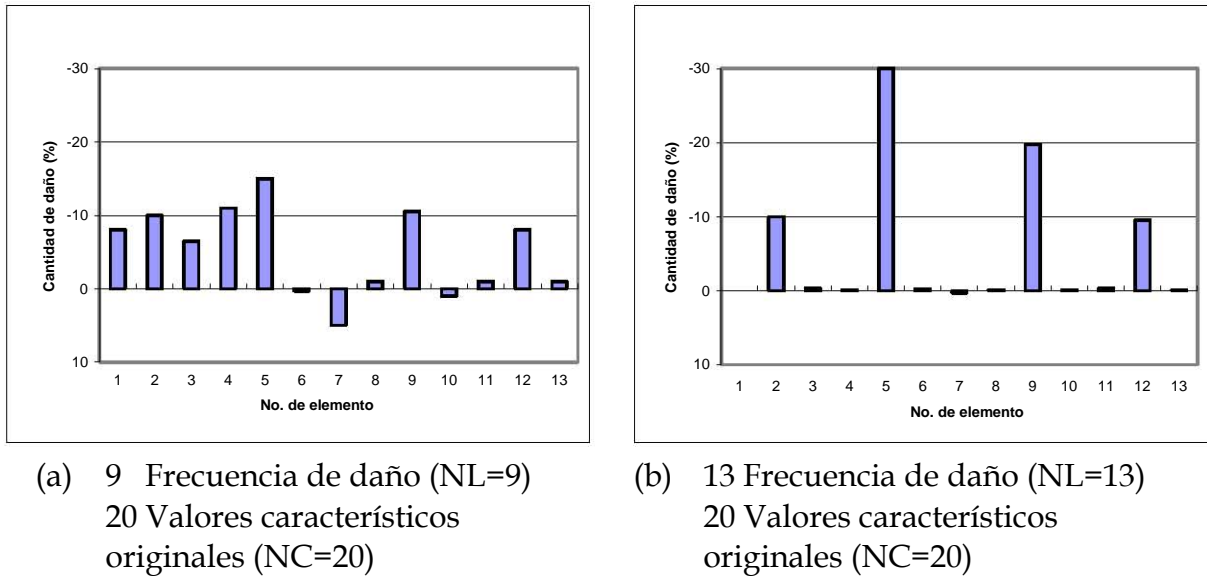


(a) 9 Frecuencia de daño (NL=9)  
18 Valores característicos originales (NC=18)



(b) 13 Frecuencia de daño (NL=13)  
18 Valores característicos originales (NC=18)

Figura 3.7. Predicción de daños para el escenario 3, con información en varios modos sobre daños en frecuencias naturales (NL) y valores característicos originales (NC)



*Figura 3.8. Predicción de daños para el escenario 4, con información en varios modos sobre daños en frecuencias naturales (NL) y valores característicos originales (NC)*

Para los casos donde el daño es menor (panoramas 1 y 2) para la localización y la cantidad de daño estructural, puede ser estimado correctamente usando solamente 4 o 6 frecuencias naturales dañadas. Para los casos con un daño más serio (los panoramas 3 y 4) de daño estructural se pueden predecir usando 9 frecuencias naturales. Sin embargo, si se utilizan 13 frecuencias naturales, la localización y la cantidad en cualquier caso se pueden determinar exactamente.

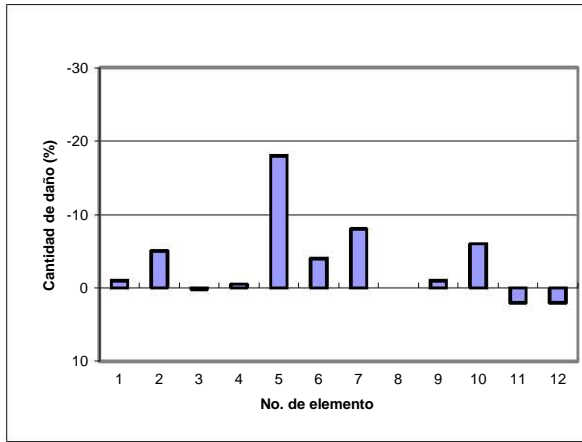
### 3.5. VENTAJAS

Los resultados presentados para diversos tipos de estructuras indican que el acercamiento propuesto no solamente predice la localización del daño, si no también la determinación del grado de daño estructural.

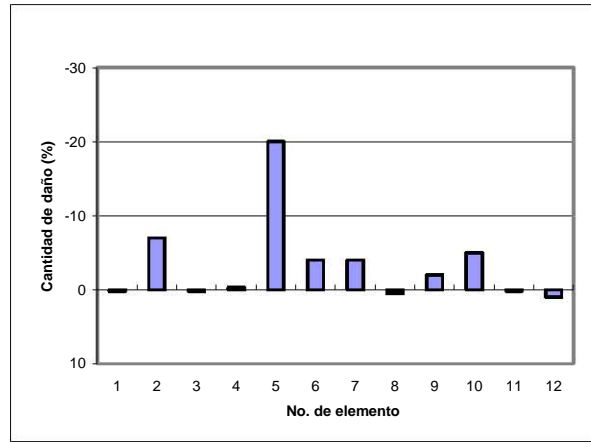
Se han destacado varias ventajas, dentro de las cuales se encuentran las siguientes:

**Primero**, el análisis propuesto requiere el acercamiento a solamente un punto en la estructura, realizado en un tiempo relativamente corto para probarlo con las frecuencias naturales medidas, usando técnicas transitorias. **Segundo**, los elementos estructurales que no presentan muchos daños en las frecuencias naturales, se requiere determinar la localización y el tamaño del daño. Cuando es menor el daño estructural, se requieren menores frecuencias naturales. **Tercero**, no se requiere ningún conocimiento de las formas del modo para la estructura dañada, de hecho, las formas del modo para la estructura dañada se pueden obtener como resultado del método propuesto.

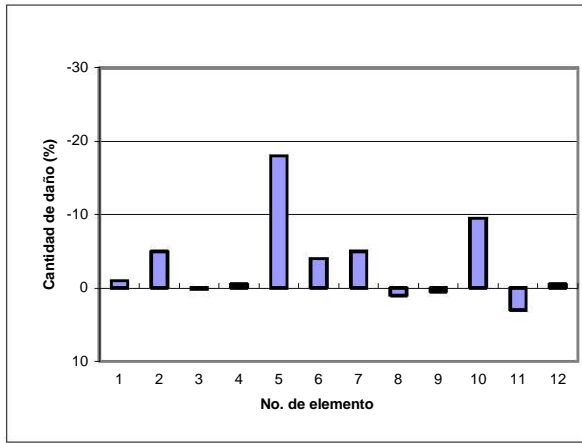
Finalmente, el planteamiento propuesto es también conveniente para las estructuras simétricas, si la masa concentrada adicional se aplica a la estructura.



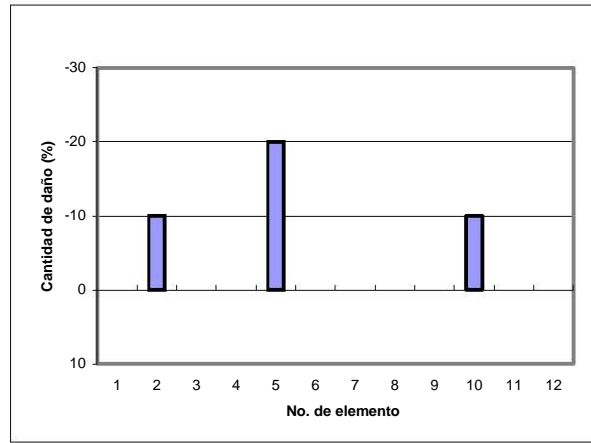
(a) 8 Frecuencia de daño (NL=8)  
Se adicionó una masa de 25,000 kg.



(b) 8 Frecuencia de daño (NL=8)  
Se adicionó una masa de 50,000 kg.

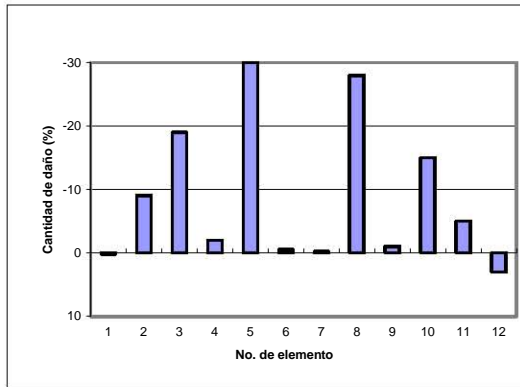


(c) 10 Frecuencia de daño (NL=10)  
Se adicionó una masa de 25,000 kg.



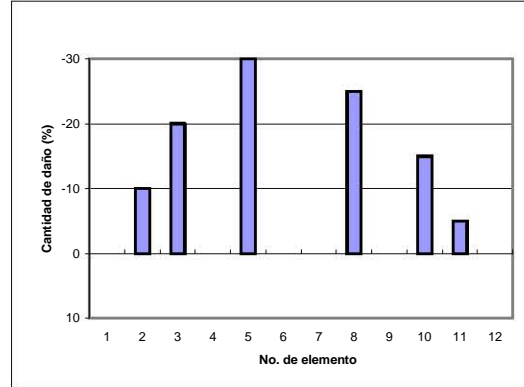
(d) 12 Frecuencia de daño (NL=12)  
Se adicionó una masa de 25,000 kg.

**Figura 3.9.** Predicción de daño para el escenario 2. Usando el método de ID con varios números de la frecuencia natural dañada (NL) y adicionando masa.



(c) 12 Frecuencia de daño (NL=12)

Se adicionó una masa de 20,000 kg.



(d) 12 Frecuencia de daño (NL=12)

Se adicionó una masa de 30,000 kg.

*Figura 3.10. Predicción de daño para el escenario 3. Usando el método de ID con varios números de la frecuencia natural dañada (NL) y adicionando masa.*



**CAPÍTULO IV**

**APLICACIÓN DEL MÉTODO  
EN UN EDIFICIO REAL**





## CAPITULO IV. APLICACIÓN DEL MÉTODO EN UN EDIFICIO REAL.

La aplicación a una estructura real del método de Iteración Directa (ID) y el método de Mínimos Cuadrados de Gauss-Newton (GNLS) descritos en el capítulo anterior requieren del software empleado en la literatura revisada y descrita en el capítulo anterior ya que el análisis se vuelve muy complejo; por lo que se aplicará una propuesta alterna, proponiendo al igual que en los métodos anteriores una variación de los valores del módulo de elasticidad, para estimar el nivel de daño en función de la variación de las frecuencias naturales de vibrar. Como ejemplo práctico aplicado a este capítulo se empleará el edificio de la ex Comisión Nacional de Subsistencia Populares (ex – CONASUPO), ya que este edificio al estar instrumentado se cuenta con información de su forma de vibrar ante eventos sísmicos y de vibración ambiental.

### 4.1 UBICACIÓN.

El edificio de la ex Comisión Nacional de Subsistencia Populares (CONASUPO), se encuentra ubicado a unas cuadras del metro Chilpancingo, con dirección en: Insurgentes Sur No. 489, Col Hipódromo Condesa entre las Avenidas Insurgentes y eje 4 Xola, como se muestra en la fig. 4.1.

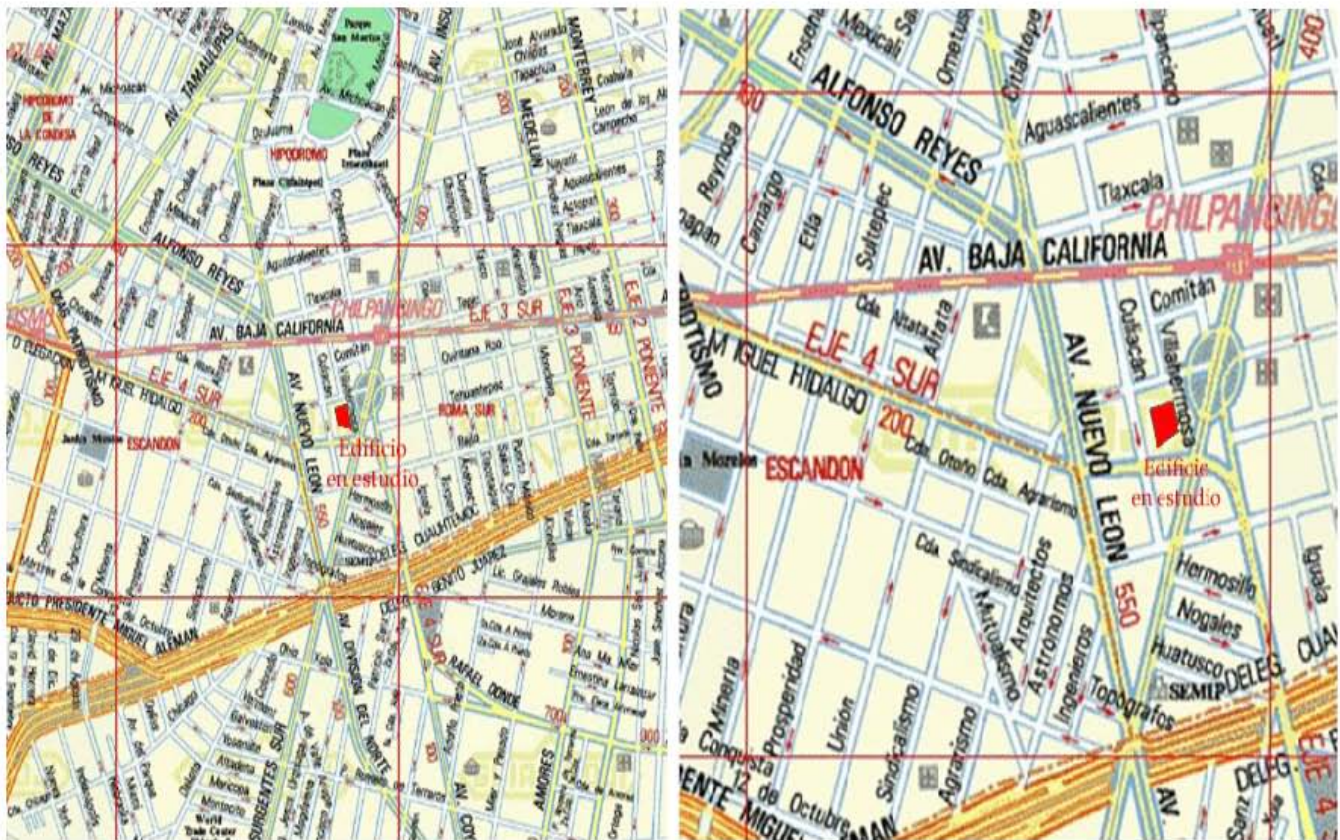


Figura 4.1. Ubicación del inmueble en la colonia del Valle en México D.F.

## 4.2. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

El edificio de la ex Comisión Nacional de Subsistencia Populares (CONASUPO), es una estructura de concreto reforzado, usado para oficinas, cuenta con 23 niveles, distribuidos en: 1 sótano, planta baja, Mezanine, 17 niveles, 3 pent house y 1 helipuerto. Teniendo una vista en planta rectangular, de dimensiones aproximadas de 20 m x 30 m. En la fig. 4.2., se muestra una planta tipo del edificio.

Está desplantado sobre terreno presumiblemente de transición, con un periodo del suelo, de acuerdo al reglamento del distrito federal, entre 0.8 y 1.0 s. Su sistema estructural está formado por muros de cortante cabeceros en la dirección longitudinal (norte-sur) y marcos con columnas en dirección transversal (este-oeste), su sistema de piso es a base de losa aligerada. La cimentación del edificio es un cajón de concreto reforzado apoyado en pilotes.

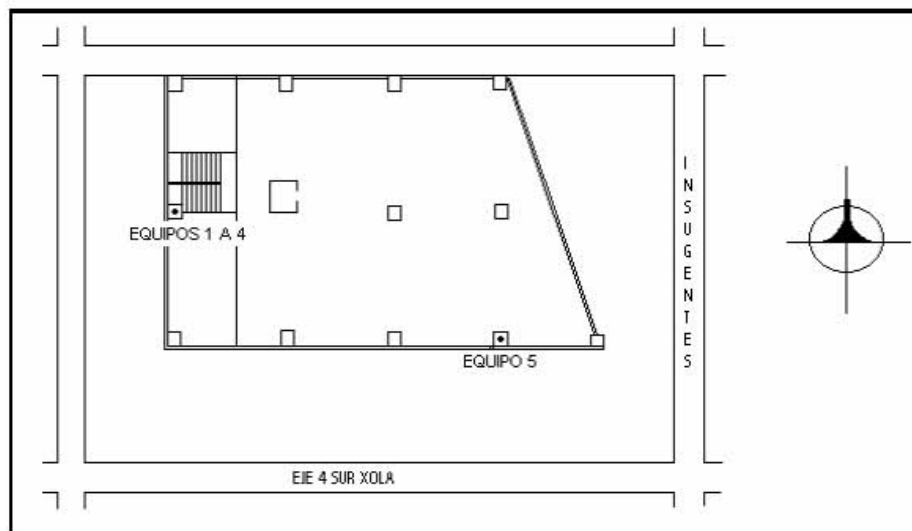


Figura 4.2. Planta tipo del edificio y ubicación de equipos de medición.

## 4.3. PROBLEMAS PRESENTADOS EN LA ESTRUCTURA

Al realizar una revisión estructural del edificio, se encontró que presentaba desplazamientos excesivos en la dirección transversal, originados sin duda por la flexibilidad que presentaba el inmueble en esta dirección, al no contar con un sistema estructural rígido.

A través de una inspección realizada por el inmueble, se encontró que algunos muros y losas presentaban un nivel de agrietamiento importante, debido a esto, se tomó la decisión por las autoridades de la ex CONASUPO de llevar a cabo un proyecto de reforzamiento de la estructura, para poder brindar una mayor seguridad en caso de sismos.

### 4.3.1 Reforzamiento

El reforzamiento del edificio se llevó a cabo mediante la inyección de resina epóxica en las grietas de los muros longitudinales y en el sistema de losa aligerada, mientras que en el sentido transversal se colocaron diagonales metálicas (contraventeos) y disipadores de energía, estos fueron colocados estratégicamente para reducir el daño ante eventos sísmicos intensos.

En las figs. 4.3., y 4.4., se muestra el reforzamiento del edificio en su parte Frontal y Posterior.



*Figura 4.3. Reforzamiento estructural  
(Vista Frontal)*



*Figura 4.4. Reforzamiento estructural  
(Vista Posterior)*



*Figura 4.5. Detalle de la unión de las diagonales metálicas con el disipador de energía*

#### 4.4. INSTRUMENTACIÓN Y MEDICIONES REALIZADAS

En el proyecto de reforzamiento de la estructura se incluyó la instalación de un sistema de monitoreo sísmico, formado por 5 equipos de medición (acelerómetros), para obtener un mejor registro de la señales sísmicas y de vibración ambiental, esto se realizó con el fin de que permitieran identificar y estudiar el comportamiento dinámico de su estructura del inmueble, antes de que se reforzara la estructura, durante y después del reforzamiento.

Con la información obtenida de los resultados del análisis estructural realizado por los responsables del proyecto de reforzamiento, se concluyó que no existe un efecto importante de torsión en los niveles del edificio, debido a la gran rigidez lateral que proporcionan los muros de cortante en sentido longitudinal.

Este resultado sirvió como base, para definir el número y la ubicación en planta de los equipos de medición necesarios para identificar con la mejor aproximación, las propiedades dinámicas del edificio.

La distribución y la ubicación en planta de los equipos de medición, se muestran en la fig. 4.2., mientras que la ubicación en elevación se indica en la Tabla 4.1.

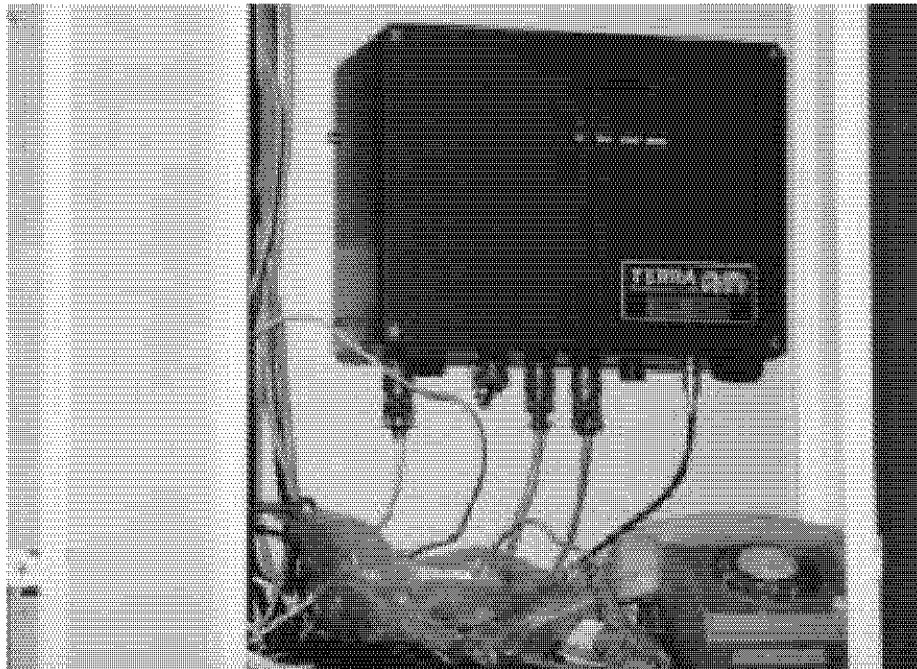
EQUIPO	UBICACION	TIPO	NIVEL DE ACELERACION MAXIMA
1	SOTANO	GSR-12	0.5g
2	NIVEL 6	GSR-12	1.0 g
3	NIVEL 13	GSR-12	1.0 g
4	NIVEL PH3 ( escalera )	GSR-12	2.0 g
5	NIVEL PH3 ( exterior)	GSR-16	2.0 g

*Tabla 4.1. Ubicación y características de los equipos instalados en el edificio.*

##### 4.4.1. Características del sistema de monitoreo sísmico.

El sistema de medición y monitoreo sísmico que se instaló en el edificio de la ex CONASUPO, está formado por 5 instrumentos (acelerómetros) como el que se muestra en la fig. 4.6., los cuales se encuentran ubicados: en el sótano, piso 6, piso 13 y dos equipos en la azotea.

Para poder dar la mejor ubicación de los instrumentos en planta, esta fue realizada con el resultado de estudios previos, en donde se observa que los efectos de torsión eran mínimos, esto debido a la gran rigidez torsional que proporcionan los muros longitudinales de concreto. Por esta razón y para facilidad de acceso, se colocaron cuatro instrumentos en la línea de columnas adyacente a la zona de escaleras y un quinto equipo fue colocado diagonalmente en la azotea.



*Figura 4.6. Equipo de medición maestro tipo GSR-12 que se encuentra instalado en la azotea del edificio*

En la Tabla 4.2. Se describen las características más importantes de cada instrumento.

Con la información proveniente de este tipo de señales, se pudieron calibrar y validar los resultados obtenidos con el modelo analítico inicial, que sirvió esto como base para llevar a cabo el modelo analítico del edificio donde se incluyó el refuerzo.

Equipo No. 1.	Equipos No. 2 y 3.
Ubicación: Sótano. Nombre de la estación: sot. <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Registrador digital GSR-12 marca Terra-Technology</li> <li>✓ 12 bits</li> <li>✓ 3 canales de registro (sensor triaxial interno SSA-320)</li> <li>✓ Montaje vertical</li> <li>✓ Memoria RAM 4.0 MB</li> <li>✓ Nivel máximo de aceleración que puede registrarse: 0.50 g</li> <li>✓ Umbral de disparo al que fue configurado: 2 gals (0.002g)</li> <li>✓ Tiempo de pre-evento: 30 seg.</li> <li>✓ Tiempo de post-evento: 20 seg.</li> <li>✓ Muestras por segundo: 100</li> <li>✓ Ubicación: Piso 6 y piso 13.</li> </ul>	Nombre de la estación: p6 y p13 respectivamente. <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Registrador digital GSR-12 marca Terra-Technology</li> <li>✓ 12 bits</li> <li>✓ 2 canales de registro (sensor biaxial interno SSA-220)</li> <li>✓ Montaje vertical</li> <li>✓ Memoria RAM 4.0 MB</li> <li>✓ Nivel máximo de aceleración que puede registrarse: 1.00 g</li> <li>✓ Umbral de disparo al que fueron configurados: 3 gals (0.003g)</li> <li>✓ Tiempo de pre-evento: 30 seg.</li> <li>✓ Tiempo de post-evento: 20 seg.</li> <li>✓ Muestras por segundo: 100</li> </ul>

Equipo No. 4. (Equipo maestro)	Equipo No. 5.
Ubicación: Azotea escalera. Nombre de la estación: aes. <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Registradores digitales GSR-12 marca Terra-Technology</li> <li>✓ 12 bits</li> <li>✓ 3 canales de registro (sensor triaxial interno SSA-320)</li> <li>✓ Montaje vertical</li> <li>✓ Memoria RAM 4.0 MB</li> <li>✓ Nivel máximo de aceleración que puede registrarse: 2.00 g</li> <li>✓ Umbral de disparo al que fue configurado: 6 gals (0.006g)</li> <li>✓ Tiempo de pre-evento: 30 seg.</li> <li>✓ Tiempo de post-evento: 20 seg.</li> <li>✓ Muestras por segundo: 100</li> <li>✓ Funciona como equipo maestro con una interfaz 485 para comunicación con los otros equipos.</li> <li>✓ Equipado con GPS (unidad de geoposicionamiento).</li> <li>✓ Equipado con módem para la comunicación a distancia.</li> </ul>	Ubicación: Azotea exterior. Nombre de la estación: aex. <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Registradores digitales GSR-16 marca Terra-Technology</li> <li>✓ 16 bits</li> <li>✓ 3 canales de registro (sensor triaxial interno SSA-320)</li> <li>✓ Montaje vertical</li> <li>✓ Memoria RAM 4.0 MB</li> <li>✓ Nivel máximo de aceleración que puede registrarse: 2.00 g</li> <li>✓ Umbral de disparo al que fue configurado: 6 gals (0.006g)</li> <li>✓ Tiempo de pre-evento: 30 seg.</li> <li>✓ Tiempo de post-evento: 20 seg.</li> <li>✓ Muestras por segundo: 100</li> </ul>

*Tabla 4.2. Características de los equipos empleados*

El sistema de medición y monitoreo sísmico está controlado por un equipo maestro (equipo No. 4) colocado en la azotea, el cual se encarga de garantizar que el disparo sea simultáneo en todos los instrumentos. Además, posee un modem para el resguardo de información a través de una línea telefónica y una unidad de geoposicionamiento (GPS) que nos proporciona el tiempo exacto a nivel mundial, para tener un tiempo común de referencia de los registros sísmicos en el edificio respecto a otras estaciones localizadas en el Valle de México y en las costas del Pacífico Sur del país.

El registro de datos se activa simultáneamente en todos los equipos del sistema cuando en alguno de ellos se rebasa el umbral de disparo preestablecido.

Es importante mencionar que la amplitud de los niveles de aceleración se definió previamente, para tratar de evitar la saturación de la memoria física de los equipos por efecto de ruido ambiental insignificante.

Una vez almacenadas las señales en forma digital, se procesan mediante el programa ALLView (alvieww, 1998), el cual controla el funcionamiento interno de los equipos, sin embargo, su empleo está limitado al cálculo de velocidad, desplazamiento y espectros de Fourier y de potencia. Con ayuda de este programa es posible transformar las señales registradas al sistema ASCII, para su proceso posterior.

#### 4.4.2. Registro de señales de vibración ambiental y forzada.

Para la obtención de las propiedades dinámicas de un edificio, existen dos tipos de pruebas aplicadas a estructuras reales, (González, 1989). La primera de ellas asume que el comportamiento de la estructura es lineal y es posible determinar los principales parámetros dinámicos (periodos, formas modales y amortiguamiento). El segundo tipo considera el comportamiento no lineal de la estructura, cuyo objetivo es estudiar la fluencia y la disipación de energía en elementos estructurales.

Existen algunos tipos de pruebas dinámicas que se realizan en estructuras reales, sin embargo, nos enfocaremos al estudio de pruebas de vibración ambiental y de vibración forzada.

Como su nombre lo dice, las señales de vibración ambiental se producen por efectos de ruido interno y externo a la estructura, como por ejemplo: el tránsito de vehículos, el efecto de viento o motores, etc., mientras que las señales producto de vibración forzada se producen principalmente por excitaciones sísmicas y dispositivos mecánicos fabricados por el hombre, entre otras.

El registro de señales sísmicas y/o ambientales se obtiene en términos de aceleración contra tiempo en tres componentes ortogonales. Para el análisis de las mismas, se asume la hipótesis de que las fuentes de excitación producen datos estacionarios y ergódicos, que excitan a la estructura en todos los modos de vibrar.

Aunque el análisis de señales de vibración ambiental está basado en el comportamiento lineal de la estructura (donde se cuente con mediciones antes y después de un sismo severo) debido a la magnitud de sus desplazamientos, puede proporcionarnos información valiosa de edificios, de estructuras reforzadas o en general en aquellas en las que se desea analizar la interacción suelo-estructura

El análisis de señales se llevó acabo en 2 etapas principales.

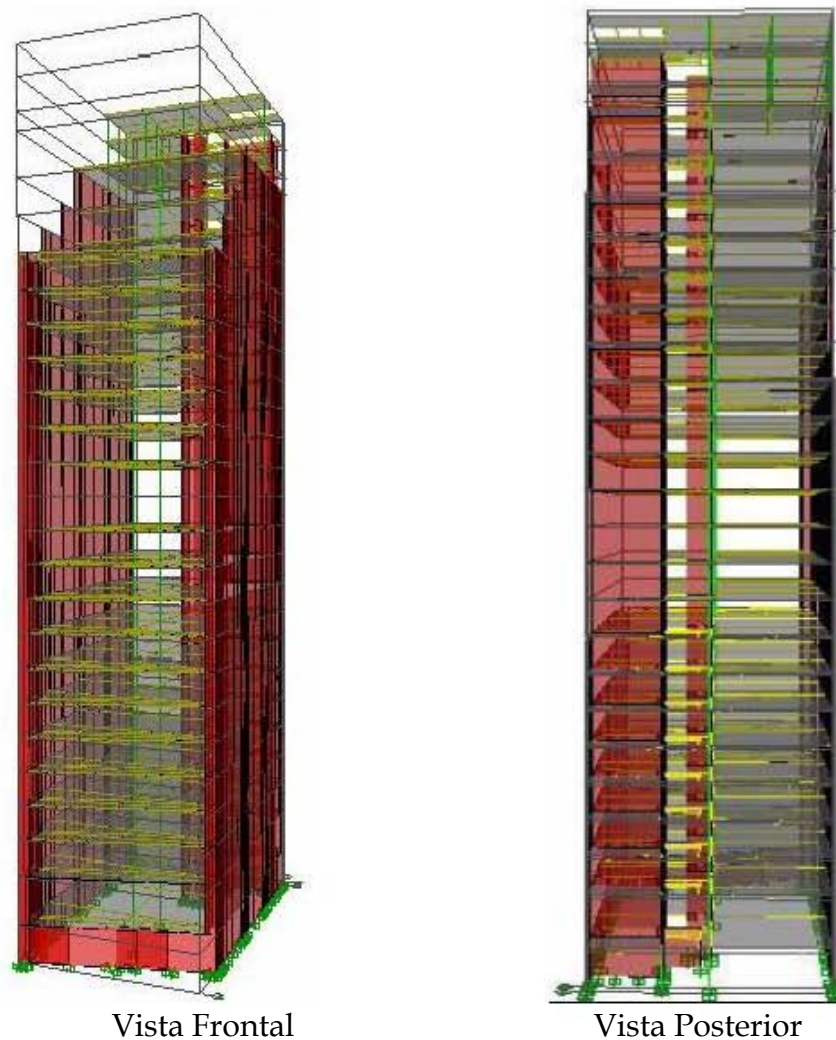
- La inspección visual de las señales: con esta es posible identificar algunos parámetros, tales como los niveles máximos de amplitud, duración total del evento y el contenido de frecuencias.
- El análisis y proceso numérico para la obtención de espectros: Para el cálculo de frecuencias de vibrar se utilizan espectros de Fourier y de Potencia, así como funciones de transferencia; mientras que para obtener los modos de vibrar de la estructura se hace uso de la función de coherencia y la función de fase. Así mismo, se puede determinar la fracción de amortiguamiento crítico con base en las amplitudes del espectro de potencia.

## 4.5. MODELO MATEMÁTICO

Para contar con un modelo matemático congruente con su representación real, se incluyó, en el reforzamiento estructural del edificio de la ex CONASUPO, un sistema de medición y monitoreo sísmico con el objeto de evaluar la eficiencia del reforzamiento propuesto y estudiar el comportamiento sísmico del edificio en función de sus propiedades dinámicas (frecuencias de vibrar, modos y amortiguamiento).

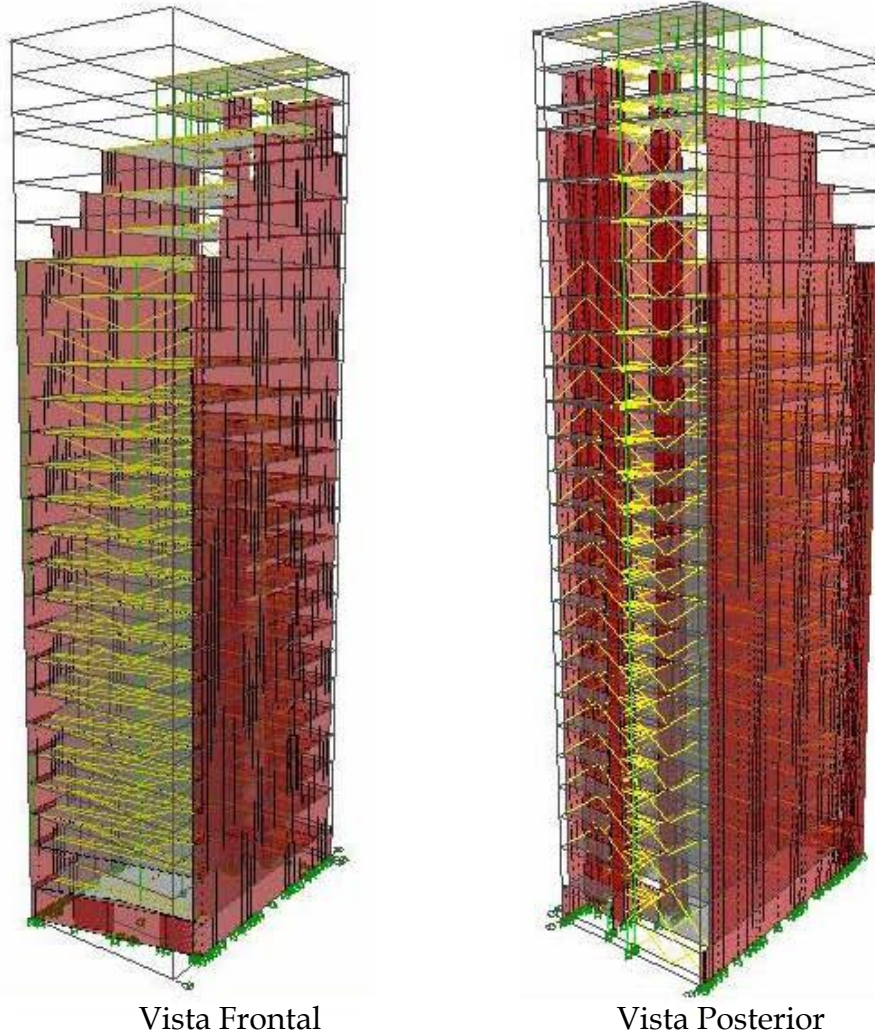
La instalación del sistema de monitoreo, previa al refuerzo del edificio, permitió evaluar su comportamiento antes, durante y después de estos trabajos, con base en mediciones de señales de vibración ambiental y sísmicas.

En las figs. 4.7., y 4.8., se muestra el edificio antes del refuerzo y después del refuerzo en su parte frontal y posterior respectivamente.



*Figura 4.7. Modelo sin refuerzo realizado en ETABS versión 8.0.*





Vista Frontal  
 Vista Posterior  
**Figura 4.8.** Modelo con refuerzo realizado en ETABS versión 8.0.

Para simular el daño en la estructura se disminuirá el módulo elástico en los elementos estructurales que conforma al edificio de la EX-CONASUPO, logrando tener con esto una disminución en la rigidez de los elementos estructurales según el nivel en el que se encuentren. En la primer corrida en el programa ETABS, se propone realizar la disminución del módulo elástico del de 0% en los últimos niveles que conforman el helipuerto (MQ2 a HLP), en los siguientes 7 niveles (MQ1 a N15), se realizará la disminución del 2% del módulo elástico, en los 8 niveles posteriores (N14 a N07), se realizará una disminución del 4% y por último se realizara en los primeros 8 niveles (N06 a VEZ), una disminución del 6%. De igual manera de realizaran 5 corrida mas, estas se realizarán con una disminución gradual del modulo elástico de: 3%, 4%, 5%, 7% y 10%. Para poder tener en la última corrida una disminución del modulo elástico en los primeros 8 niveles del 30%. Simulado con esto el daño en la estructura, las disminuciones que se realizarán al modulo elástico se presenta en la Tabla 4.3 y la distribución de los entrepisos y alturas se muestra en la fig. 4.9.

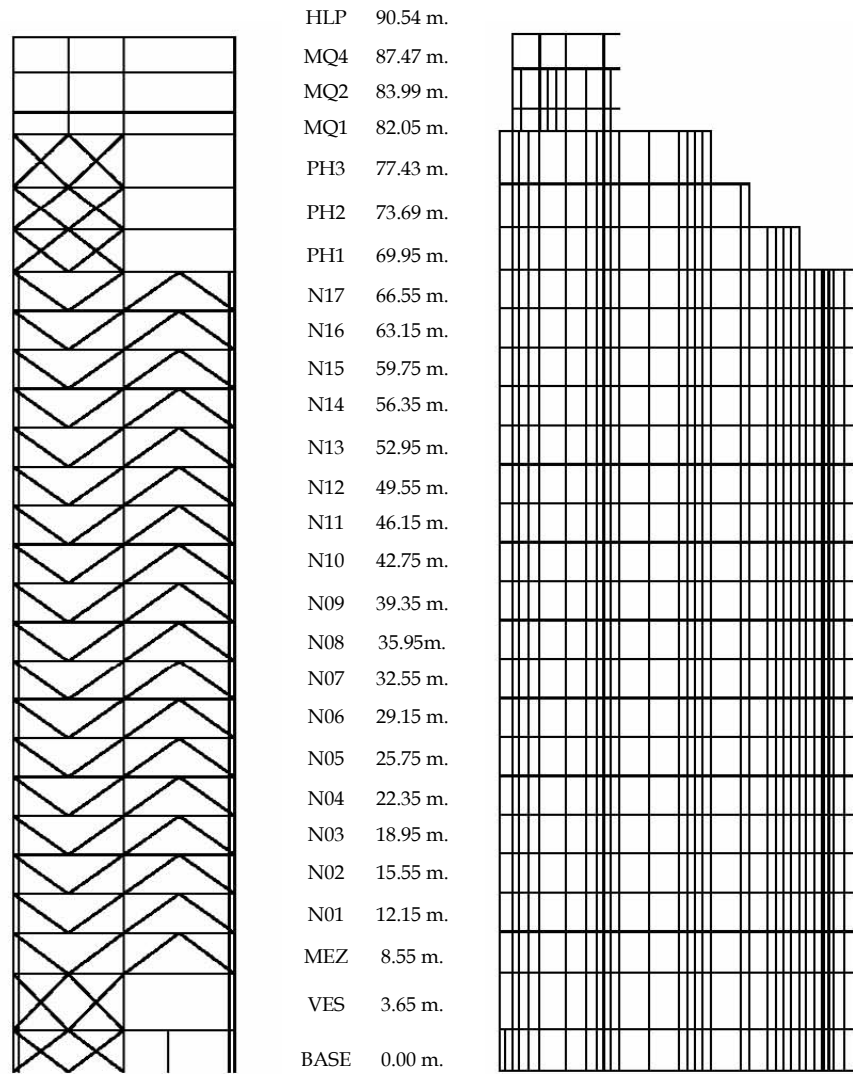
Esto se realiza con base en experiencias recopiladas de daños presentados en otras estructuras similares a éstas, en las que se observó que conforme el elemento se encuentre más cerca de la base de la estructura y al presentarse una carga sísmica se tendría un mayor daño en las vigas, columnas, muros y losas.

Daño del 2%				Daño del 3%			
Nivel		Disminución del módulo elástico	Número de niveles	Nivel		Disminución del módulo elástico	Número de niveles
HLP	MQ2	0%	3	HLP	MQ2	0%	3
N15	MQ1	-2%	7	N15	MQ1	-3%	7
N07	N014	-4%	8	N07	N014	-6%	8
VEZ	N06	-6%	8	VEZ	N06	-9%	8
Daño del 4%				Daño del 5%			
Nivel		Disminución del módulo elástico	Número de niveles	Nivel		Disminución del módulo elástico	Número de niveles
HLP	MQ2	0%	3	HLP	MQ2	0%	3
N15	MQ1	-4%	7	N15	MQ1	-5%	7
N07	N014	-8%	8	N07	N014	-10%	8
VEZ	N06	-12%	8	VEZ	N06	-15%	8
Daño del 7%				Daño del 10%			
Nivel		Disminución del módulo elástico	Número de niveles	Nivel		Disminución del módulo elástico	Número de niveles
HLP	MQ2	0%	3	HLP	MQ2	0%	3
N15	MQ1	-7%	7	N15	MQ1	-10%	7
N07	N014	-14%	8	N07	N014	-20%	8
VEZ	N06	-21%	8	VEZ	N06	-30%	8

**Tabla 4.3.** Disminución del módulo elástico

El análisis del modelo matemático se realizó en el programa de computo ETABS, dadas las características de la estructuras a revisar, que consta de mas de 60 metros de altura y con base en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, no se puede emplear el método estático, por lo que se realizo un análisis dinámico modal que se especifica en el Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias, adoptando como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico

Se aplicó un espectro de diseño para la zona II según el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal del 2004 (Normas Técnicas Complementarias para Sismo Capitulo III).



*Figura 4.9. Entrepisos de la estructura y altura.*

Los coeficientes para el cálculo del Espectro de Diseño se muestra en la Tabla 4.4., con las formulas que se emplearan para la obtención del Espectro de Diseño, y el espectro de Diseño Sísmico con sus reducciones del coeficiente Q se muestra en la fig. 4.10.

Con base en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal 2004, se aplicó un coeficiente de reducción  $Q=2$  en la dirección "X" dado que se presentaban en este eje muros ligados a la estructura y un  $Q=3$  en la dirección de "Y" dado que en este eje esta conformado por diagonales metálicas y muros desligados de la estructura.

De la Normas Técnicas Complementarias (diseño por sismo)

### Requisitos para Q= 3

Se usará Q= 3 cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

### Requisitos para Q= 2

Se usará Q= 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará Q= 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones					
Zona	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub> 1	T <sub>b</sub> 1	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

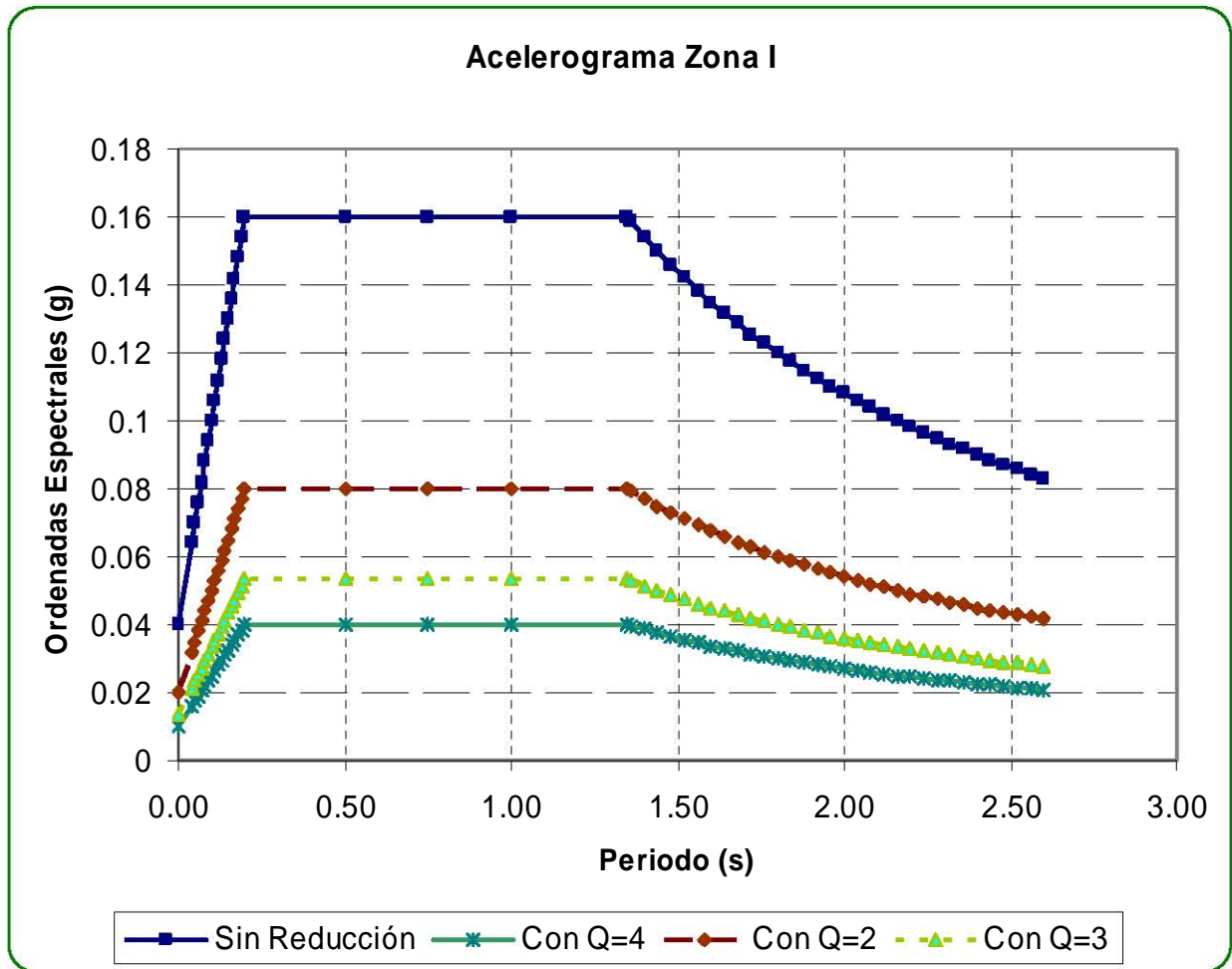
$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.1)$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.2)$$

**Tabla 4.4.** Coeficientes para el cálculo del espectro de diseño y ecuaciones empleadas.



*Figura 4.10. Espectro de diseño, para la zona II según el RCDF 2004 con sus correspondientes coeficientes de reducción sísmica.*

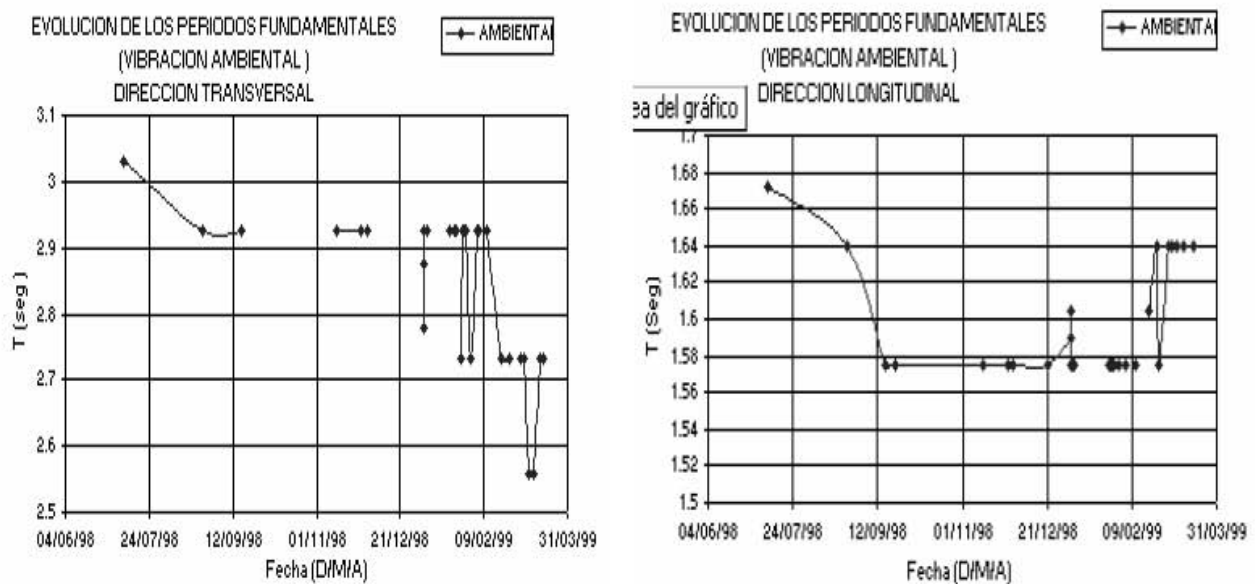
#### 4.6. ANÁLISIS DE SEÑALES.

A partir de la instalación del sistema de monitoreo sísmico en el edificio en Mayo de 1998, se obtuvieron una gran cantidad de registros generados principalmente por ruido ambiental (tráfico de vehículos, etc.) y/o ruido interno en el edificio (elevadores, planta de luz, planta de aire, etc.), con los cuales se ha observado la variación de sus frecuencias y periodos de vibrar, antes, durante y después del reforzamiento.

En la fig. 4.11., se muestra la evolución que tuvo el periodo fundamental de la estructura en sus dos direcciones ortogonales durante este proceso de reforzamiento, donde se muestran también los valores iniciales de frecuencias de 0.33 hz ( $T= 3.03$  s) en dirección transversal y 0.60 hz ( $T= 1.67$  s) para la dirección longitudinal del edificio.

El reforzamiento de la estructura se realizó en el periodo de finales de noviembre de 1998 al mes de febrero de 1999.

A medida que se avanzó en estos trabajos, se hizo evidente el incremento de la rigidez lateral de la estructura principalmente en la dirección transversal del edificio en la cual se colocaron las diagonales metálicas. Después del reforzamiento, los valores estimados de los periodos en las direcciones transversal y longitudinal del edificio, con base en señales de vibración ambiental, fueron de 0.36 hz ( $T= 2.73$  s) y 0.60 hz ( $T= 1.64$  s) respectivamente. El incremento en la rigidez lateral de la estructura fue relativamente menor en la dirección longitudinal, por lo que el periodo en esta dirección no sufrió un cambio importante.



**Figura 4.11.** Evolución de los periodos de la estructura en direcciones transversal y longitudinal, antes, durante y después del reforzamiento obtenidos con señales de vibración ambiental.

Para conocer si los resultados obtenidos con el modelo matemático propuesto están de acuerdo con lo que se registra con la instrumentación realizada al edificio, se hace una comparación de los resultados que se obtuvieron al analizar la estructura.

En la Tabla 4.5. se presentan los modos de vibrar de la estructura antes de realizar los trabajos de refuerzo, donde se observan que en la dirección transversal se tienen frecuencias de 0.28347 hz ( $T= 3.5276$  s) y en la dirección longitudinal la frecuencia es de 1.0195 hz ( $T= 0.9808$  s)

De las Tablas 4.5., se observa que los resultados del modelo matemático obtenidos con el programa ETABS v 8.0., en la dirección transversal son muy similares a los valores que se obtuvieron con la instrumentación del edificio, mientras que en la dirección longitudinal se presenta una variación un tanto mayor en los modos de vibra, pero aun así estas variaciones se consideran pequeñas y se pueden aceptar los resultados obtenidos del modelo matemático.

Resultados de la instrumentación			
Antes del refuerzo		Después del refuerzo	
Dirección		Dirección	
Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Frecuencia (hz)		Frecuencia (hz)	
0.33	0.60	0.36	0.60
Periodo (s)		Periodo (s)	
3.03	1.67	2.73	1.64

Resultados del programa (ETABS)			
Antes del refuerzo		Después del refuerzo	
Dirección		Dirección	
Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Frecuencia (hz)		Frecuencia (hz)	
0.2834	1.0194	0.4622	1.1063
Periodo (s)		Periodo (s)	
3.5276	0.9808	2.1633	0.9039

*Tabla 4.5. Comparativo de los modos de vibrar.*



**CAPÍTULO V**

**PRESENTACIÓN DE  
RESULTADOS**





---

## CAPITULO V. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Para conocer la variación que las propiedades dinámicas de la estructura pudieran tener ante diferentes niveles de daño en los elementos estructurales que la conforman (muros, trabes, columnas y losas), se indujo la disminución del modulo elástico, planteando tres escenarios:

**1.- Daño en marcos estructurales** (disminución del modulo elástico solo en vigas y columnas),

**2.- Daño en losas y muros** (disminución del modulo elástico en losas de entre piso y muros de cortante),

**3.- Daño general** (disminución del modulo elástico afectando a todos los elementos que conforman).

En cada escenario se estudian dos casos (I y II); el Caso I considera que el análisis sísmico se realiza con un 100% de la magnitud de la fuerza sísmica en la dirección "X" y un 30% en la dirección "Y", para el Caso II cambia el porcentaje de esta magnitud, siendo para la dirección "X" un 30% y de un 100% en la dirección "Y".

Con base en los análisis realizados al modelo matemático en este capítulo, se presentan las gráficas de fuerzas cortantes y de desplazamientos, así como la variación que sufren los modos de vibrar, correspondientes a cada uno de los escenarios de daño considerados. Estos resultados se obtuvieron con el programa de análisis estructural ETABS v8.0., los cuales nos ayudaran a conocer el comportamiento que podría experimentar la estructura ante eventos sísmicos futuros, además de poder realizar una comparativa de la información obtenida relacionada con la distribución de fuerzas y cambio en los periodos naturales de vibrar, para correlacionarlos con los resultados obtenidos de la **instrumentación** del edificio. De la instrumentación de la estructura se emplearán los resultados generados antes y después de realizar el refuerzo a que fue sometida y estimar el incremento en rigidez que se dió con el reforzamiento.

Con los resultados obtenidos se pretende realizar un diagnostico que nos permita saber el daño que presentaría la estructura al conocer las variaciones en los periodos naturales de vibrar que se obtienen del registro de la instrumentación instalada en el edificio.

### 5.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

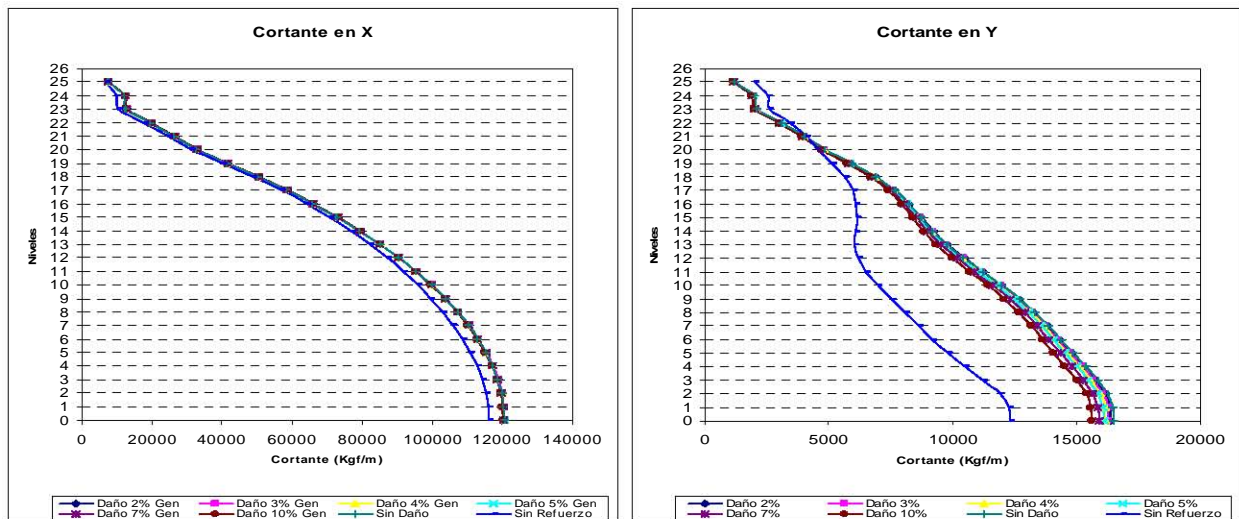
Se presentan a continuación los resultados obtenidos para los tres escenarios de daño considerados en la estructura.

### 5.1.1. Daño en marcos estructurales.

De los análisis realizados para el escenario 1, se obtuvieron las figs. 5.1., y 5.2., correspondientes al Caso I y Caso II respectivamente, donde se presenta un resumen de la distribución de las fuerzas cortantes en los entresijos de la estructura, en las direcciones "X" y "Y".

Cada curva presentada en estas gráficas describe el comportamiento de las fuerzas cortantes generadas en la estructura, siendo la curva más separada y con valores menores (color azul), la que corresponde a la estructura antes de ser reforzada y las demás curvas corresponden a las distribuciones de fuerzas cortantes generadas a partir de la disminución en % del módulo elástico.

En el Caso I, fig. 5.1., las curvas de distribución de las fuerzas cortantes que representan el comportamiento en la dirección "Y", describen un decremento en la fuerza cortante a medida que el daño inducido es mayor, mientras que en la dirección "X" las distribuciones describen un valor prácticamente constante de la fuerza. Además, las magnitud de estas fuerzas es considerablemente mayor en la dirección "X" que en la dirección "Y".



*Figura 5.1. Cortantes correspondientes al análisis de daño en marcos estructurales  
Caso I (100% X+30% Y).*

Para el Caso II, fig. 5.2., las distribuciones de la fuerza cortante presentan un comportamiento similar al Caso I ya que en la dirección "Y", se presenta un decremento en la fuerza cortante a medida que el daño inducido aumenta, mientras que en la dirección "X", el valor de la fuerza cortante es prácticamente constante. En este caso, la magnitud de las fuerzas es mayor en la dirección "Y" que en la dirección "X", pero sin existir una diferencia tan marcada como en el Caso I.

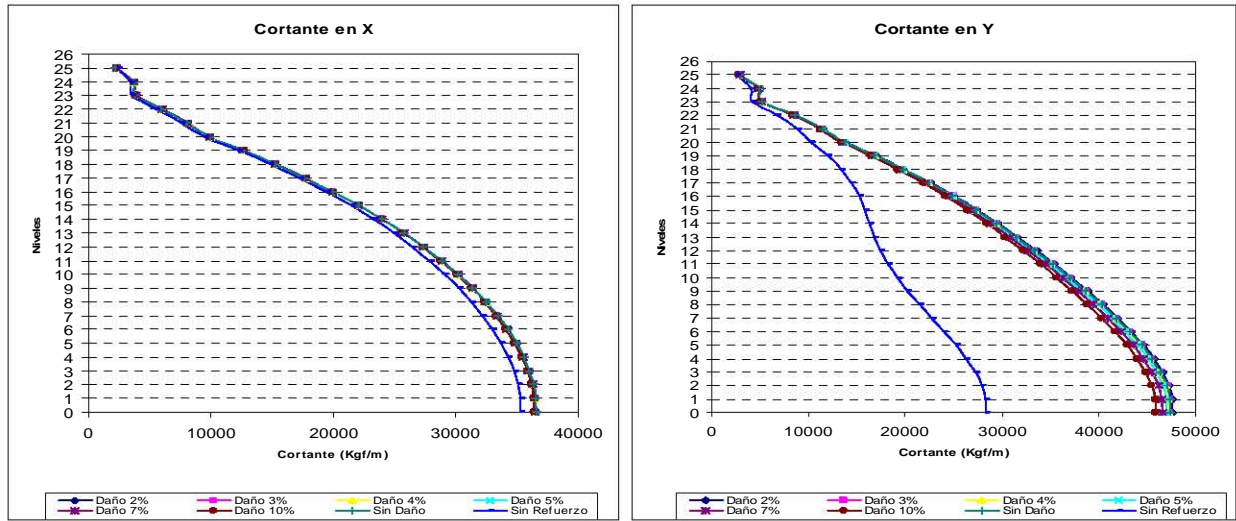


Figura 5.2. Cortantes correspondientes al análisis de daño en marcos estructurales Caso II (30% X+100% Y).

En ambos casos se observa que la distribución de fuerzas cortantes en el edificio antes del refuerzo presenta valores menores.

En las figs. 5.3., y 5.4, se muestran los desplazamientos que tiene la estructura para los Casos I y II de análisis. De manera análoga a las figs. 5.1., y 5.2., cada curva describe el comportamiento de los desplazamientos generados por la disminución del módulo elástico en la estructura, donde la curva en color azul, corresponde al comportamiento de la estructura antes de que esta fuera reforzada.

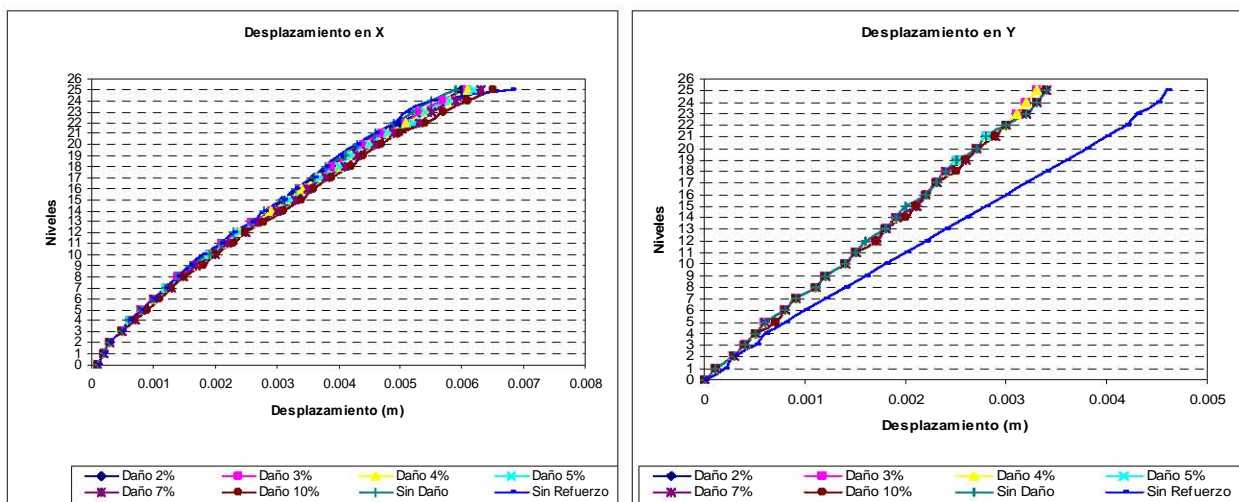
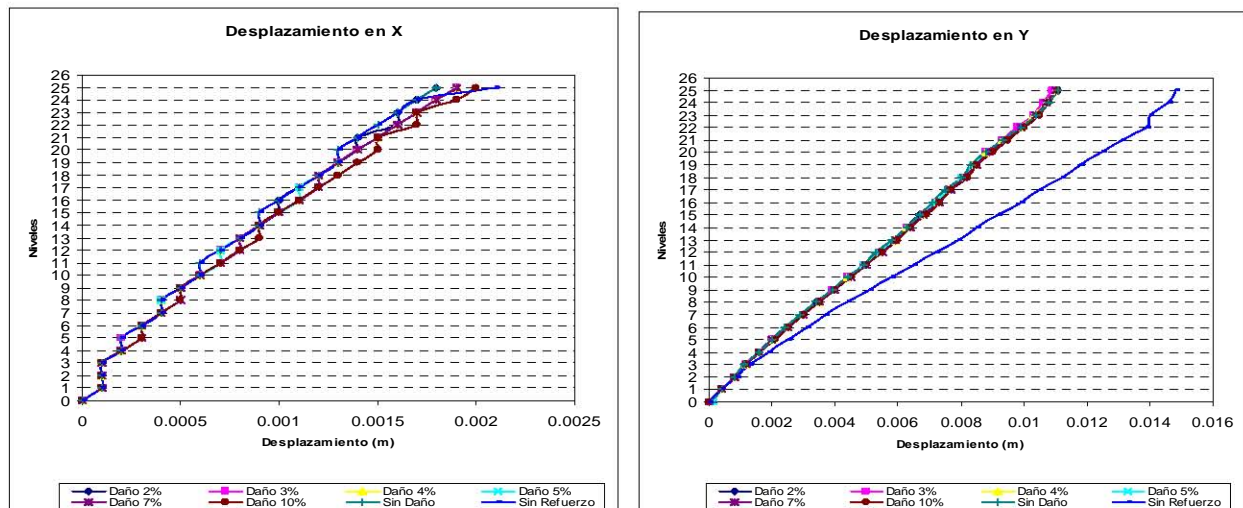


Figura 5.3. Desplazamientos correspondientes al análisis de daño en estructuras Caso I (100% X+30% Y).

En la fig. 5.3., (Caso I) las curvas de distribución de desplazamientos correspondientes a la dirección "X", describen un aumento en los desplazamientos a medida que el daño

inducido aumenta; siendo estos valores mayores al obtenido antes de que la estructura se reforzara.

En la dirección "Y", se observa que el desplazamiento va en aumento conforme se disminuye el porcentaje del módulo elástico, pero en esta dirección los valores de los desplazamientos son menores al desplazamiento que tenía la estructura antes de ser reforzada.



*Figura 5.4. Desplazamientos correspondientes al análisis de daño en estructuras  
Caso II (30% X+100% Y).*

Para el Caso II, fig. 5.4., la distribución de desplazamientos presenta un comportamiento similar al Caso I, ya que en la dirección "X", se presenta un incremento en los desplazamientos a medida que el daño inducido es mayor, siendo mayores que el desplazamiento presentado antes de que la estructura fuera reforzada; pero sin ser tan uniformes como en el Caso I. En la dirección "Y", las gráficas también describen un incremento en los desplazamientos a medida que el daño inducido es mayor, siendo menores a los presentados por la estructura antes del refuerzo.

Cabe mencionar que los valores de los desplazamientos son mayores en la dirección donde las fuerzas sísmicas se aplican al 100%, presentando valores mayores para el Caso II.

En la tabla 5.1., se muestran las variaciones que se tiene en los periodos de vibrar, en cada una de las dos direcciones de análisis (longitudinal y transversal), estos valores son para cada uno de los porcentajes de afectación del módulo elástico.

El primer valor que se presenta es el del periodo de vibrar antes de que la estructura fuera reforzada, el siguiente valor corresponde al modelo con refuerzo, los siguientes valores que se muestran son los correspondientes a los del daños inducido del 2%, 3%,

4%, 5%, 7% y 10% en la estructura, mostrando los valores en las direcciones correspondientes "X" y "Y". Así mismo, en las columnas 4 y 5 se observan los incrementos en %, que presentan los periodos de vibrar de la estructura con daño inducido, respecto del periodo obtenido de la estructura reforzada sin daño.

Como se puede apreciar en la tabla 5.1., para la dirección transversal, el periodo con mayor valor corresponde al de la estructura sin refuerzo, mientras que el valor menor corresponde al modelo con refuerzo y sin daño inducido, a partir de este valor conforme se incrementa el porcentaje de daño inducido los valores aumentan, pero sin llegar al valor presentado antes del refuerzo.

Daño en estructura	Periodo del vibrar (s)		Aumento del periodo natural de vibrar en %, respecto del periodo con refuerzo	
	Transversal	longitudinal	Transversal	longitudinal
Sin refuerzo	3.53	0.98	-	-
Con refuerzo	2.16	0.90	-	-
2%	2.17	0.91	0.23	1.01
3%	2.17	0.92	0.47	1.43
4%	2.18	0.92	0.86	1.87
5%	2.19	0.92	1.25	2.31
7%	2.21	0.93	2.06	3.23
10%	2.23	0.95	3.36	4.73

*Tabla 5.1. Modos de vibrar del análisis de daño en marcos estructurales.*

En la dirección longitudinal, observamos que los valores presentan un comportamiento similar aunque su incremento no resulta tan notorio como en la otra dirección.

Así mismo, se observa una tendencia lineal entre los incrementos del porcentaje de inducción de daño propuestos y los incrementos en el periodo de vibrar obtenido de los análisis.

### 5.1.2. Daño en muros y losas.

En el escenario 2 se obtuvieron las figs. 5.5., y 5.6., para los Casos I y II respectivamente, que representan la distribución de las fuerzas cortantes en los entrepisos de la estructura, en las direcciones "X" y "Y".

Cada curva presentada en estas gráficas describe el comportamiento de la distribución de las fuerzas cortantes generadas en la estructura, siendo la distribución más separada (color azul) la correspondiente a la estructura antes de ser reforzada y las demás distribuciones corresponden a las fuerzas cortantes generadas a partir de la disminución en % del módulo elástico.

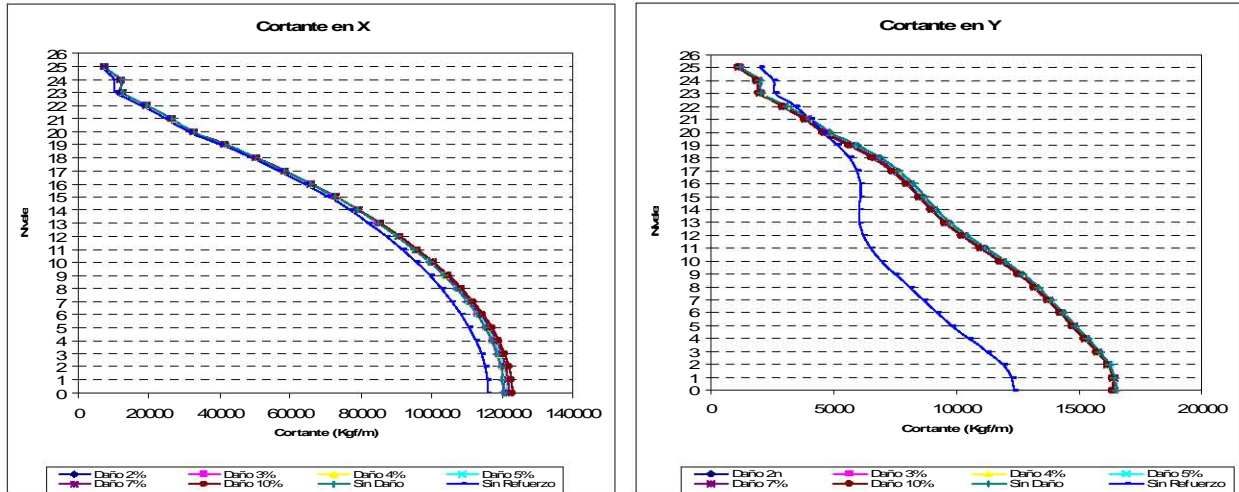


Figura 5.5. Cortantes correspondientes al análisis de daño en muros y losa  
Caso I (100% X+30% Y).

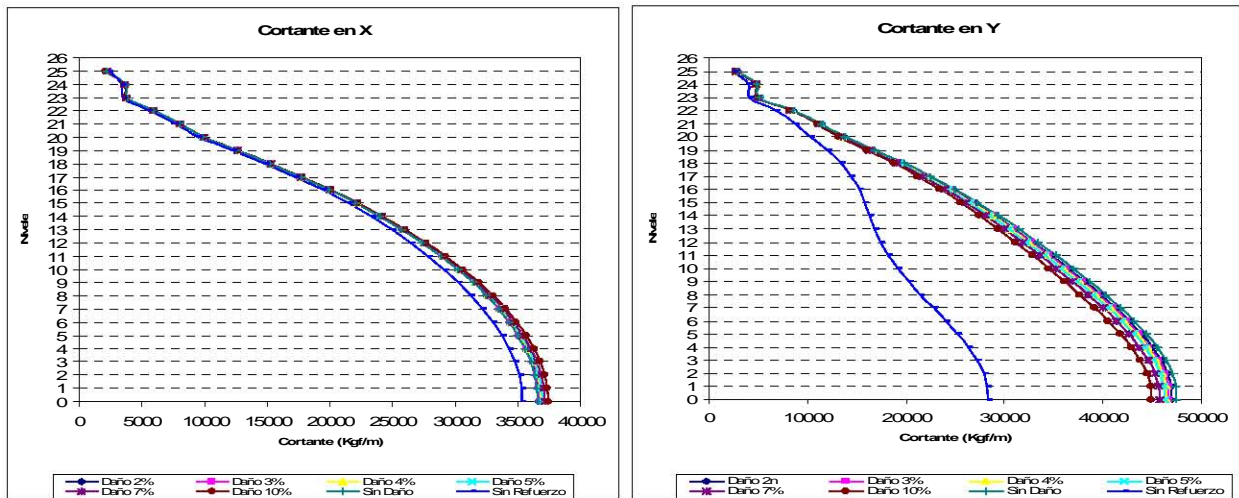


Figura 5.6. Cortantes correspondientes al análisis de daño en muros y losa  
Caso II (30% X+100% Y).

En el Caso I, las distribuciones de las fuerzas cortantes presentan una mayor variación en la dirección “X”, en donde observa un incremento de las fuerzas cortantes a medida que el daño inducido aumenta, mientras que en la dirección “Y”, se aprecia que las fuerzas cortantes tienen un decremento, aunque este es pequeño, por lo que podemos decir, que las distribuciones describen un valor prácticamente constante de la fuerza.

La magnitud de estas distribuciones de fuerzas son considerablemente mayores en la dirección “X” que en la dirección “Y”; aunque en ambos casos dichas fuerzas rebasan a las presentadas por la estructura antes de ser reforzada.

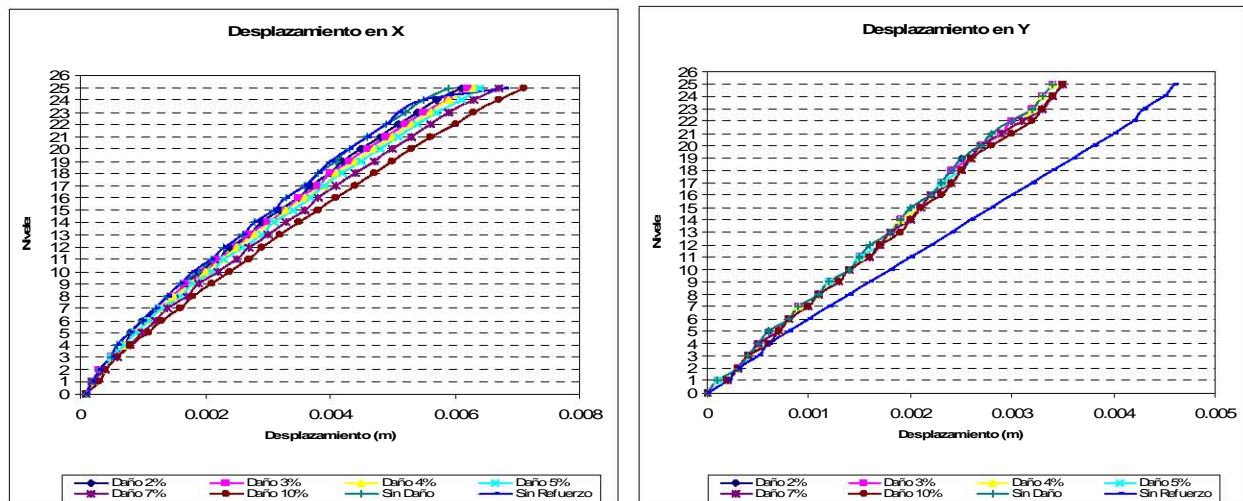
Para el Caso II, fig. 5.6., las distribuciones de la fuerza cortante, describen un comportamiento similar al Caso I ya que en la dirección “Y”, se presenta un decremento en la fuerza cortante a medida que el daño inducido aumenta, mientras que en la

dirección "X", los valores de la fuerza cortante se incrementan. Además, la magnitud de las fuerzas es mayor en la dirección "Y" que en la dirección "X", sin mostrar una gran diferencia entre los valores, como se vio en el Caso I.

En ambos casos se observa que la distribución de fuerzas cortantes en el edificio antes del refuerzo presenta valores menores. Además, se observa que los valores de las fuerzas cortantes son mayores en la dirección donde se aplica la fuerza sísmica al 100%.

En las figs. 5.7., y 5.8., se presenta el comportamiento de los desplazamientos en el análisis del daño en muros y losas, observándose que al presentarse una menor rigidez en la estructura, se obtienen desplazamientos mayores.

Caso I, fig. 5.7., los desplazamientos presentan un incremento mas marcado en la dirección "X", que en la dirección "Y", ya que es en la dirección "X", donde a medida que el porcentaje de daño inducido es mayor, el desplazamiento que se presenta en la estructura es mayor con incrementos bien marcados, sin embargo, en la dirección "Y" a pesar de que los valores de los desplazamientos tienen un incremento, este no es tan marcado como en la dirección "X"; además, de que estos valores no alcanzan el presentado por la estructura antes de ser reforzada.



*Figura 5.7. Desplazamientos correspondientes al análisis de daño en muros y losa Caso I (100% X+30% Y)*

Para el Caso II, fig. 5.8., la distribución de desplazamientos, presenta un comportamiento similar al Caso I, ya que en la dirección "X", se presenta un incremento en los desplazamientos a medida que el daño inducido es mayor, siendo mayores que el desplazamiento presentado antes de que la estructura fuera reforzada. En la dirección "Y", las gráficas describen un incremento en los desplazamientos a medida que el daño inducido es mayor, pero en este caso son menores a los presentados por la estructura antes del refuerzo.

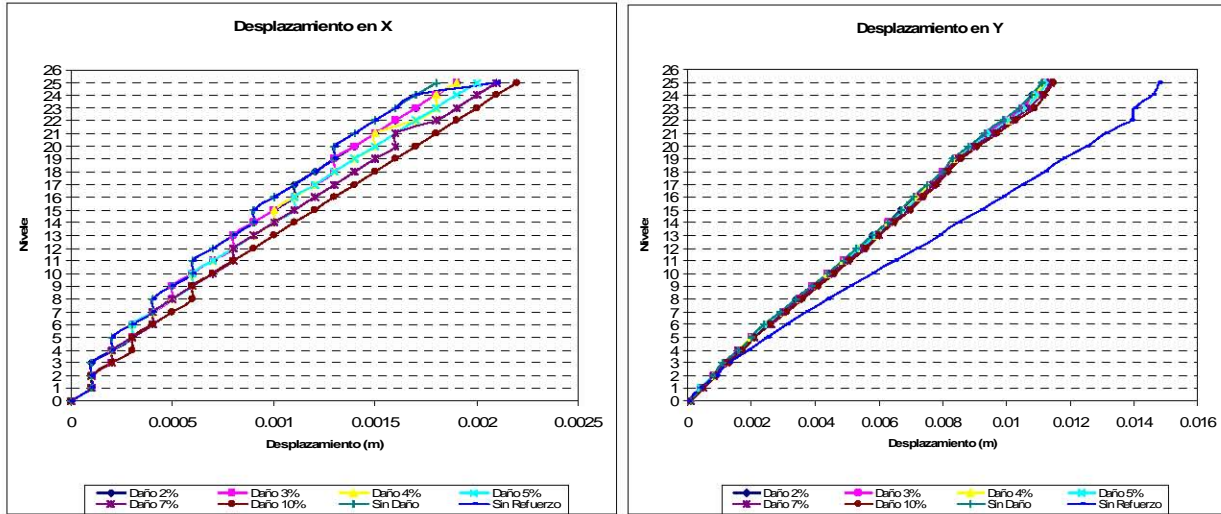


Figura 5.8. Desplazamientos correspondientes al análisis de daño en muros y losa  
Caso II (30% X+100% Y)

Análogamente a las distribuciones de fuerzas cortantes, los valores de desplazamientos presentados, son mayores en la dirección donde las fuerzas sísmicas se aplican al 100%.

Al igual que en el escenario 1. (Daño en la estructura), se presenta la tabla 5.2., con un resumen de las variaciones en los periodos de vibrar para cada una de las dos direcciones de análisis (longitudinal y transversal), así como para cada uno de los porcentajes de afectación del modulo elástico.

Aquí, podemos observar los valores de los periodos antes de que la estructura fuera reforzada, del modelo con refuerzo y los valores correspondientes al daño inducido del 2%, 3%, 4%, 5%, 7% y 10%, para sus direcciones "X" y "Y". Así mismo, en las columnas 4 y 5 se observan los incrementos en %, que presentan los periodos de vibrar de la estructura con daño inducido, respecto al periodo obtenido de la estructura reforzada sin daño.

Daño en estructura	Periodo de vibrar (s)		% de aumento del periodo de vibrar respecto del periodo con refuerzo	
	Transversal	longitudinal	Transversal	Longitudinal
Sin refuerzo	3.53	0.98	-	-
Con refuerzo	2.16	0.90	-	-
2%	2.19	0.92	1.19	1.86
3%	2.19	0.93	1.70	2.85
4%	2.21	0.94	2.21	3.79
5%	2.22	0.95	2.74	4.81
7%	2.24	0.97	3.86	6.97
10%	2.29	0.99	5.71	10.54

Tabla 5.2. Modos de vibrar del análisis de daño en muros y losas.



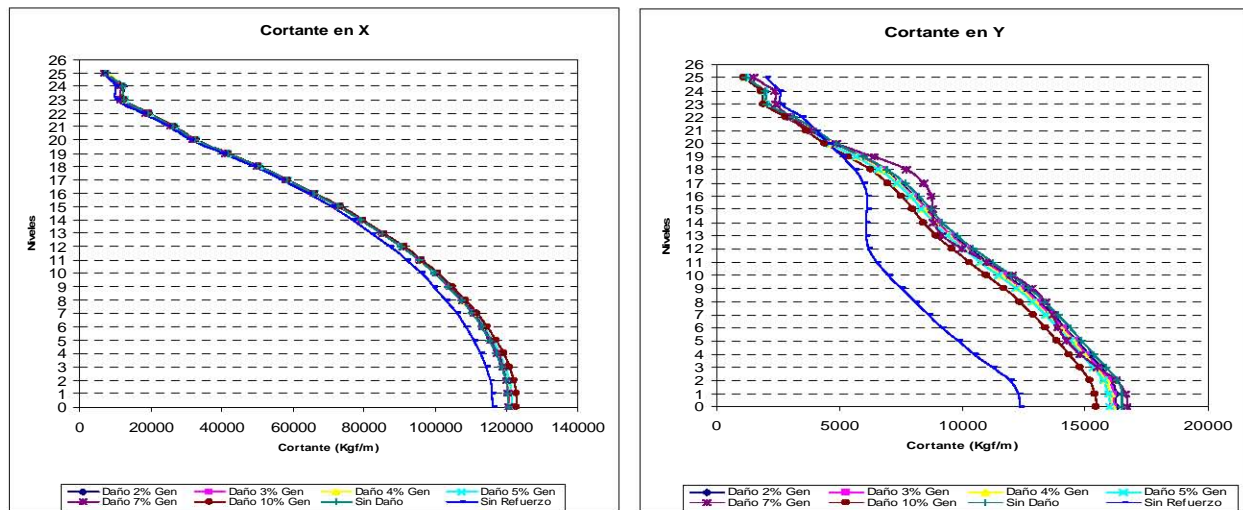
Como se puede apreciar, en la columna correspondiente a la dirección transversal, el periodo con mayor valor corresponde al análisis y sin refuerzo en la estructura, mientras que el valor menor corresponde al análisis que tiene refuerzo y sin inducir daño en el edificio; a partir de este valor conforme se aumenta el daño, los valores del periodo van en aumento, pero sin llegar al valor presentado antes del refuerzo. Además, el incremento en el porcentaje de variación de los periodos obtenidos, respecto al periodo con refuerzo, se incrementa aproximadamente en una variación lineal.

En la columna correspondiente a la dirección longitudinal, observamos que los valores presentan una variación mayor, respecto del valor obtenido para el modelo reforzado, que en el caso de la dirección transversal, se rebasa el valor obtenido para el modelo sin refuerzo cuando el daño inducido es del 10%, pero sin dejar de ser una variación lineal entre el porcentaje de daño inducido y el periodo de vibrar obtenido en el análisis.

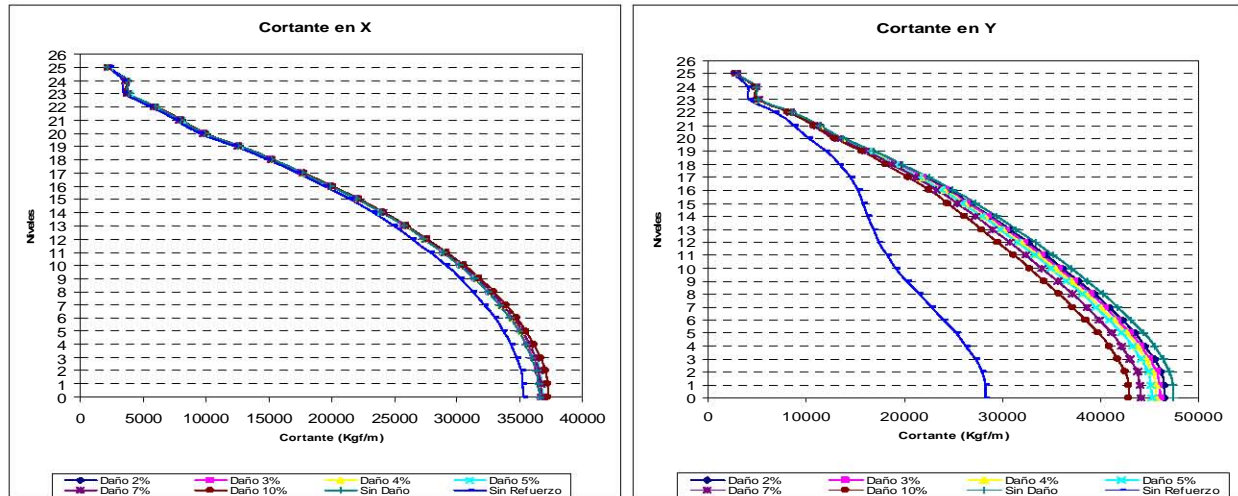
### 5.1.3. Daño general.

En el análisis realizado para el escenario 3, se obtuvieron las figs. 5.9., y 5.10., correspondientes a los Casos I y II respectivamente, en las que se muestra un resumen de la distribución de las fuerzas cortantes en los entrepisos de la estructura, en las direcciones "X" y "Y".

Al igual que en los dos escenarios anteriores, cada curva representa la distribución de las fuerzas cortantes generadas en la estructura, siendo la curva más separada y con valores menores (color azul), la que correspondiente a la estructura antes de ser reforzada y las demás representan las distribuciones de fuerzas cortantes generadas a partir de la disminución en % del módulo elástico.



*Figura 5.9. Cortantes correspondientes al análisis de daño general  
Caso I (100% X+30% Y)*



*Figura 5.10. Cortantes correspondientes al análisis de daño general  
Caso II (30% X + 100% Y)*

Caso I, las distribuciones de las fuerzas cortantes presentan una mayor variación en la dirección "Y", en donde observa un decremento de las fuerzas cortantes a medida que el daño inducido aumenta, mientras que en la dirección "X", se aprecia que las fuerzas cortantes tienen un incremento, aunque este es pequeño.

La magnitud de estas distribuciones de fuerzas son considerablemente mayores en la dirección "X" que en la dirección "Y"; aunque en ambos casos dichas fuerzas rebasan a las presentadas por la estructura antes de ser reforzada.

Caso II, fig. 5.6., las distribuciones de la fuerza cortante, describen un comportamiento similar al Caso I ya que en la dirección "Y", se presenta un decremento en la fuerza cortante a medida que el daño inducido aumenta, mientras que en la dirección "X", los valores de la fuerza cortante se incrementan. Además, la dispersión de los valores de las distribuciones es mayor en este Caso que en el Caso I, aunque los valores mayores en las distribuciones de fuerzas se presentan en el Caso I en la dirección "X".

En ambos casos se observa que la distribución de fuerzas cortantes en el edificio antes del refuerzo presenta valores menores. Además, se observa que los valores de las fuerzas cortantes son mayores en la dirección donde se aplica la fuerza sísmica al 100%.

En las figs. 5.11., y 5.12., se presenta el comportamiento de la distribución de desplazamientos en el análisis de este escenario, observándose que al presentarse una menor rigidez en la estructura, los desplazamientos son mayores.

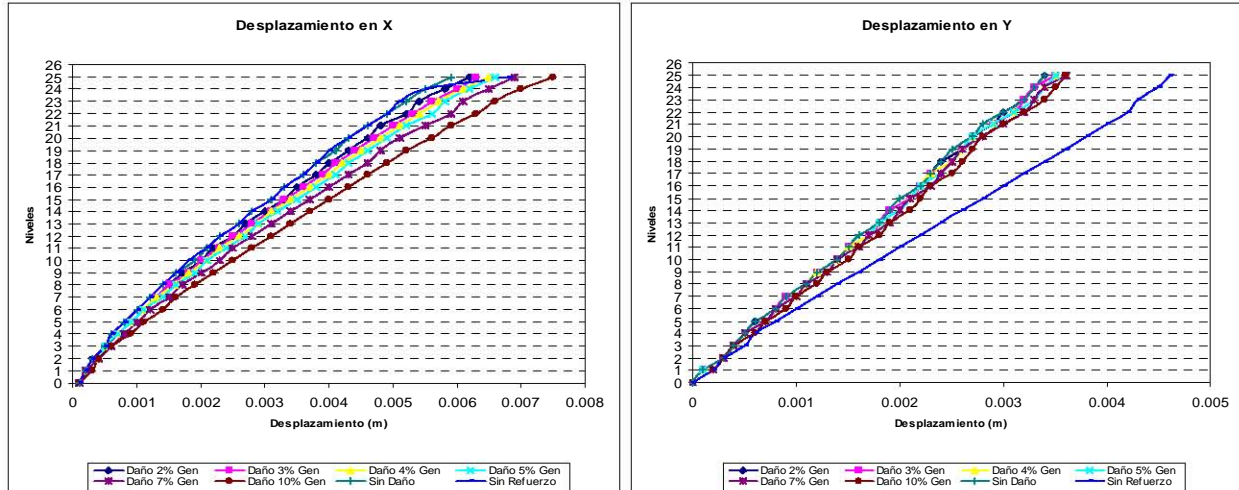


Figura 5.11. Desplazamientos correspondientes al análisis de daño general  
Caso I (30% X + 100% Y).

Caso I, fig. 5.11., los desplazamientos presentan un incremento mayor en la dirección “X”, que en la dirección “Y”, además, en la dirección “X” las distribuciones de desplazamientos presentan valores mayores al de la estructura sin refuerzo, a medida que el porcentaje de daño inducido se incrementa, mientras que en la dirección “Y”, los valores de las distribuciones se incrementan a medida que el porcentaje de inducción de daño aumenta pero manteniéndose por debajo de los valores de la distribución antes de que la estructura se reforzara.

Se puede apreciar que la dispersión de las distribuciones de desplazamientos para este escenario es mayor que en los dos escenarios anteriores.

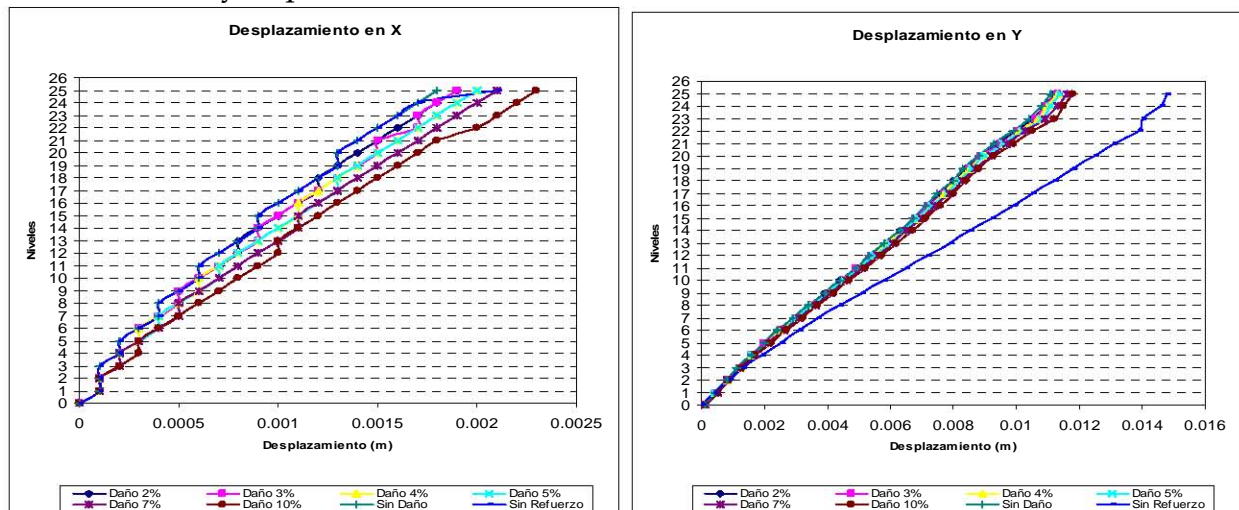


Figura 5.12. Desplazamientos correspondientes al análisis de daño general  
Caso II (100% X + 30% Y).

De manera análoga a los escenarios anteriores, se presenta la tabla 5.3., con un resumen de las variaciones en los periodos de vibrar para cada una de las dos direcciones de análisis (longitudinal y transversal), así como para cada uno de los porcentajes de afectación del modulo elástico.

Daño en estructura	Periodo del vibrar (s)		% del aumento del periodo de vibrar según el daño inducido	
	Transversal	longitudinal	Transversal	Longitudinal
Sin refuerzo	3.53	0.98	-	-
Con refuerzo	2.16	0.90	-	-
2%	2.20	0.93	1.92	2.76
3%	2.22	0.94	2.79	3.90
4%	2.24	0.95	3.70	5.10
5%	2.26	0.96	4.65	6.33
7%	2.30	0.98	6.66	8.97
10%	2.38	1.03	10.06	13.43

*Tabla 5.3. Modos de vibrar del análisis de daño general.*

En la tabla, se puede observar los valores de los periodos antes de que la estructura fuera reforzada, del modelo con refuerzo y los valores correspondientes al daño inducido del 2%, 3%, 4%, 5%, 7% y 10%, para sus direcciones "X" y "Y". Así mismo, en las columnas 4 y 5 se observan los incrementos en %, que presentan los periodos de vibrar de la estructura con daño inducido, respecto al periodo obtenido de la estructura reforzada sin daño.

Como se puede apreciar, en la columna correspondiente a la dirección transversal, el periodo con mayor valor corresponde al análisis sin refuerzo en la estructura, mientras que el valor menor corresponde al análisis que tiene refuerzo y sin inducir daño en el edificio; a medida que el valor del daño inducido aumenta, los valores del periodo se incrementan, sin llegar al valor presentado antes del refuerzo. Además, el incremento en el porcentaje de variación de los periodos obtenidos, respecto al periodo con refuerzo, se incrementa aproximadamente en una variación lineal. Mientras que en la dirección longitudinal, observamos que los valores presentan una variación mayor, respecto del valor obtenido para el modelo reforzado, que en el caso de la dirección transversal, sin dejar de tener una variación lineal entre el porcentaje de daño inducido y el periodo de vibrar obtenido en el análisis.

## 5.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con los registros obtenidos de la instrumentación del edificio en estudio y con los resultados generados del análisis realizado a la estructura, se podrá conocer el grado de daño a partir del periodo de vibrar que presente la estructura.

Para este análisis se presenta la tabla 5.4., en donde se da un panorama general de los resultados de los modos de vibrar de la estructura, obtenidos para cada escenario de análisis, con el respectivo porcentaje de daño que le fue inducido.

De esta tabla se pueden observar las variaciones de los periodos en los diferentes escenarios al aplicarles la correspondiente disminución en el modulo elástico, en donde se aprecia que el escenario 1 (daño en la estructura), es el menos desfavorable en el escenario 3 (daño general) es en donde se presenta el mayor aumento en el periodo de vibrar de la estructura conforme se induce un mayor daño, tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal.

Daño	Escenario 1		Escenario 2		Escenario 3	
	Daño en marcos estructurales		Daño en Muros y Losa		Daño General	
	Dirección		Dirección		Dirección	
	Transversal	longitudinal	Transversal	longitudinal	Transversal	longitudinal
	Periodo (s)		Periodo (s)		Periodo (s)	
Sin refuerzo	3.53	0.98	3.53	0.98	3.53	0.98
Con refuerzo	2.16	0.90	2.16	0.90	2.16	0.903
2%	2.17	0.91	2.19	0.92	2.20	0.93
3%	2.17	0.92	2.19	0.93	2.22	0.94
4%	2.18	0.92	2.20	0.94	2.24	0.95
5%	2.19	0.92	2.22	0.95	2.26	0.96
7%	2.20	0.93	2.24	0.97	2.30	0.99
10%	2.23	0.95	2.28	0.99	2.38	1.02

*Tabla 5.4. Resumen de resultados de los modos de vibrar del análisis realizado*

De la tabla 5.5., se aprecia que el análisis de **daño en estructura** (escenario 1) tiene un periodo de vibrar en la dirección transversal de 2.16(s) para la estructura reforzada sin daño y aumenta gradualmente hasta llegar a un periodo de vibrar de 2.23(s) siendo un incremento de 0.073(s), por otro lado en la dirección longitudinal se presenta un comportamiento similar, donde el periodo de vibrar inicial es de 0.90(s) el cual aumenta gradualmente hasta llegar a 0.95(s) siendo un incremento de 0.043(s).

De manera análoga en el escenario 2 (**daño en marcos**) se tiene los siguientes resultados, en la dirección transversal se tienen 2.16(s) para la estructura reforzada sin daño y su aumento llegar hasta un periodo de vibrar de 2.29(s) registrando un incremento de 0.12(s), por otro lado en la dirección longitudinal se presenta un comportamiento similar, donde el periodo de vibrar inicial es de 0.90(s) el cual aumenta gradualmente hasta llegar a 0.99 (s) siendo un incremento de 0.095(s).

Y para el escenario 3 (**daño en general**) se tiene los siguientes resultados, en la dirección transversal se tienen 2.16(s) para la estructura reforzada sin daño y su aumento llega hasta un periodo de vibrar de 2.38(s) registrando un incremento de 0.22(s), por otro lado en la dirección longitudinal se presenta un comportamiento similar, donde el periodo de

vibrar inicial es de 0.90(s) el cual aumenta gradualmente hasta llegar a 1.025292(s) siendo un incremento de 0.12(s).

Para poder tener un panorama de comparación de los valores obtenidos, se realizó una comparación porcentual, teniendo como base los periodos de vibrar que se obtuvieron de la estructura reforzada antes de inducirle daño, presentando los resultados de esta comparación en la tabla 5.5.

De la tabla se puede observar que en el caso de la disminución del módulo elástico del 10% para el escenario 1 se observan valores de 3.36% y de 4.73% en las dirección transversal y longitudinal respectivamente, siendo en la dirección longitudinal en donde se obtiene el mayor aumento del periodo.

Daño	% de daño en escenario 1 (Daño en estructura)		% de daño en escenario 2 (Daño en Muros y Losa)		% de daño en escenario 3 (Daño General)	
	Dirección		Dirección		Dirección	
	Transversal	longitudinal	Transversal	longitudinal	Transversal	longitudinal
2%	0.23	1.01	1.19	1.86	1.92	2.76
3%	0.47	1.43	1.70	2.85	2.79	3.91
4%	0.86	1.87	2.21	3.79	3.70	5.10
5%	1.25	2.31	2.74	4.81	4.65	6.33
7%	2.06	3.23	3.86	6.97	6.66	8.97
10%	3.36	4.73	5.71	10.54	10.06	13.43

*Tabla 5.5. Comparación de los periodos naturales de la estructura en %*

El comportamiento que se presenta en la estructura en los dos primeros escenarios (1 y 2) se observa que es menor, pero no por ello dejan de ser importantes, pues se registran aumentos en el escenario 1 de un 3.36% en la dirección Transversal y de un 4.73% en la dirección longitudinal y para el escenario 2, los incrementos son de 5.71% en la dirección transversal y 10.54% en la dirección longitudinal.

Para poder tener una idea mas clara del comportamiento que presenta la estructura ante las fuerzas cortantes, se presenta la fig. 5.13., en donde se muestran los tres escenarios de daño que se analizaron, pudiendo observar el incremento de los periodos de vibrar de cada uno.

En la fig. 5.14., se presenta un resumen del comportamiento en cada dirección (longitudinal y transversal) de los tres análisis realizados, donde se puede observar claramente los incrementos que se presenta en cada caso con los porcentajes correspondientes de disminución del módulo elástico aplicado a sus diferentes componentes. Siendo el Caso de daño estructural el que presento mayor cambio en su periodo y el caso de daño general el que presenta mayores variantes en sus periodos.

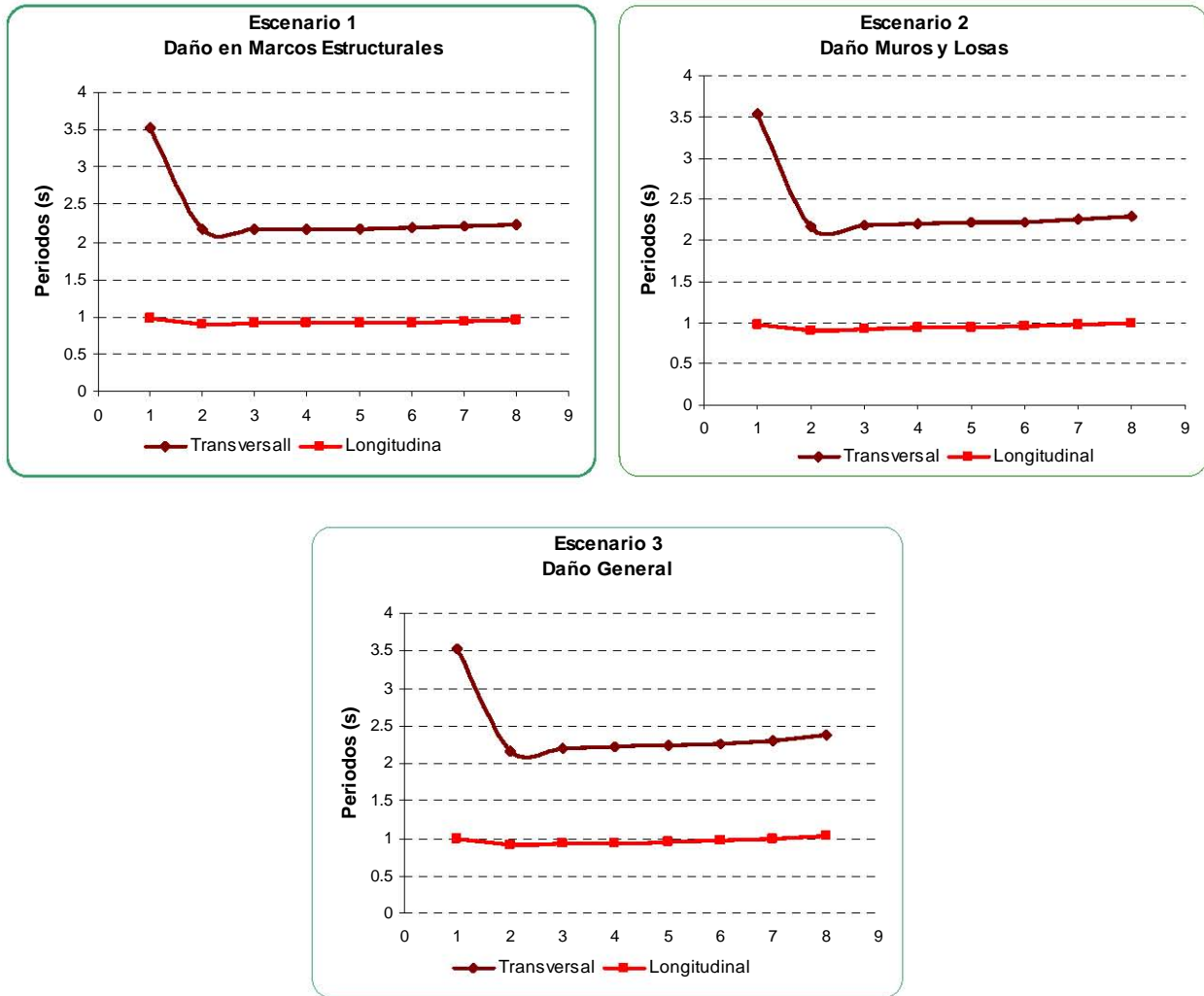


Figura 5.13. Modos de vibrar de la estructura en sus diversos casos de análisis.

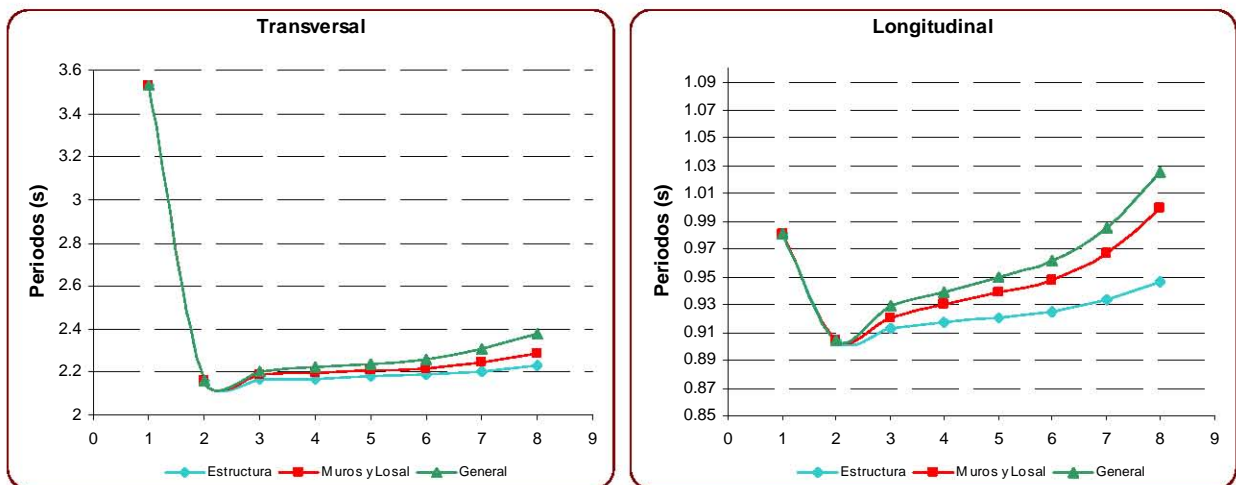
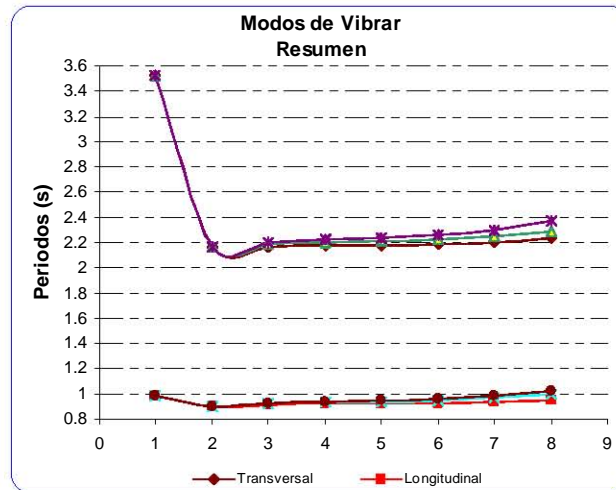


Figura 5.14. Resumen de los modos de vibrar en sus direcciones transversal y longitudinal.

A si mismo se presenta la fig. 5.15., donde se muestra la diferencia que existe en la disipación de la energía en la dirección "X" en comparación con la dirección "Y", teniendo que en la dirección longitudinal (X) tiene un menor modo de vibrar debido a que esta conformado por muros de cortante haciéndolo mas rígido, a diferencia de la dirección transversal (Y) que esta constituida por marcos rígidos, diagonales metálica y disipadores de energía, le dan a la estructura un mayor periodo de vibrar.



*Figura 5.15. Resumen de los periodos naturales de vibrar en ambas direcciones.*

De los resultados obtenidos en los diferentes escenarios, se puede ver que las fuerzas cortantes que resiste la estructura en su dirección transversal son menores a medida que el daño inducido es mayor. Mientras que en la dirección longitudinal, en el escenario 1, la fuerza cortante permanece casi constante, y para los siguientes dos escenarios se ve incrementada a medida que el daño inducido es mayor. Esto se produce como consecuencia de que en la dirección transversal los elementos tienen una rigidez menor y a medida que se les induce daño pierden la capacidad de soportar las cargas generadas ante la fuerza sísmica aplicada.

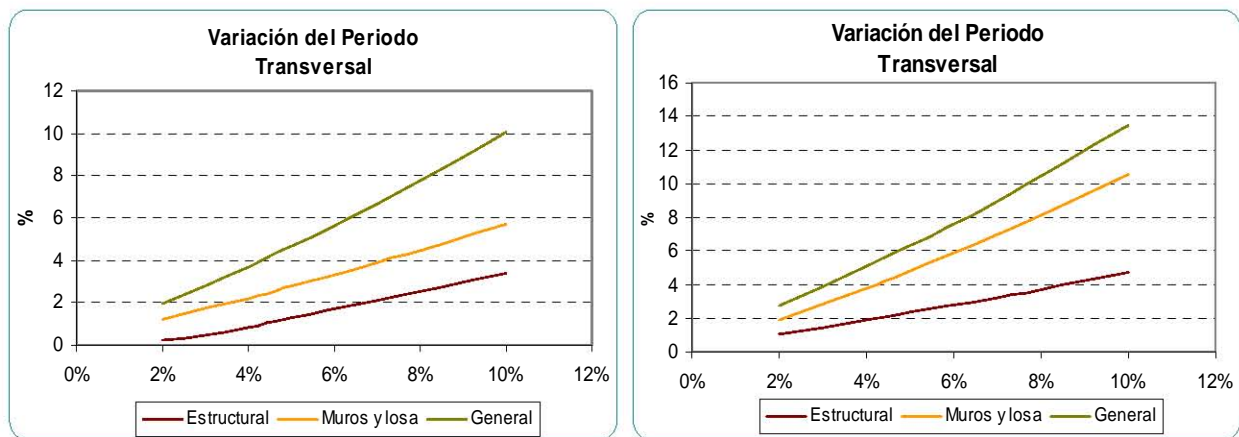
Así mismo, en la dirección longitudinal los muros de cortante proporcionan una rigidez mayor, lo que produce que en el escenario 1, la fuerza que se genera sea absorbida con una variación casi imperceptible, por otro lado en los otros dos escenarios la fuerza que se genera es mayor, debido al porcentaje de inducción de daño, ya que estos siguen absorbiendo dicha fuerza, por lo que su rigidez no se pierde con tanta facilidad.

Además, en cada escenario se puede apreciar que las fuerzas que soporta la estructura aún con daño, son superiores a las fuerzas que soportaba antes del refuerzo y que la dispersión de las distribuciones de fuerzas cortantes de cada escenario depende de la



combinación de la fuerza sísmica que se le asigne, presentándose los mayores valores en la dirección en que se tome esta en un 100%.

En ambas direcciones se presentan incrementos en los desplazamientos a medida que el daño inducido es mayor. En la dirección longitudinal todos los desplazamientos son mayores a los que se presentaban antes de que la estructura fuera reforzada ya que el refuerzo no afecto a esta dirección, mientras que en la dirección transversal del edificio los desplazamientos se incrementan sin llegar a la magnitud de los desplazamientos que se presentaban antes del refuerzo, ya que es en esta dirección donde se incremento la rigidez al edificio.



*Figura 5.16. Porcentajes de variación de los periodos de vibrar.*

La variación de los periodos de vibrar del edificio, se incrementa a medida que se involucra una mayor cantidad de elementos estructurales, en el escenario 1, la variación es menor, siendo la intermedia la del escenario 2 y la mayor la que se presenta en el escenario 3, donde el daño se induce a todos los elementos que conforman el edificio. Cada una de estas variaciones presenta una relación casi lineal con respecto a la variación del porcentaje de daño inducido pero con diferentes pendientes, como se puede apreciar en la siguiente fig. 5.16.

De lo anterior se puede concluir que:

En la dirección transversal se pierde rápidamente la capacidad de absorber fuerzas a medida que se sufren daño, ya que esta es la dirección más desfavorable, por la configuración que se tiene en este sentido. Mientras que en la dirección longitudinal a pesar del daño inducido los elementos pueden soportar las cargas aplicadas. Además, después del refuerzo el edificio tiene una respuesta mayor ante las fuerzas aplicadas que antes de ser reforzado.

Los desplazamientos presentados por el edificio en la dirección longitudinal y transversal se incrementan, a medida que el daño inducido es mayor. En la dirección

longitudinal, mayores a los presentados antes del refuerzo y en la dirección transversal, menores a los que se presentaron antes de ser reforzada la estructura.

Los periodos de vibrar presentan una variación lineal que nos puede permitir relacionar el valor de estos periodos con el porcentaje de daño que sufre la estructura. Por lo que al tener el edificio instrumentado y conocer el periodo de vibrar que se registre en la instrumentación, se puede saber en que porcentaje se han dañado los elementos que conforman al edificio, en sus direcciones transversal y longitudinal.

En las gráficas mostradas se puede observar la sensibilidad de los periodos de vibrar que presenta el edificio cuando se daña un grupo determinado de elementos que lo conforman, como podemos ver en el escenario 1 (daño en marcos estructurales), es en el que se presenta una sensibilidad menor, ya que la grafica describe una pendiente mas suave que en los otros escenarios; en el escenario 2 (daño en muros y losas), presenta una sensibilidad intermedia a los otros dos casos, mientras que en el ultimo escenario (daño general), la pendiente es mas pronunciada, por lo que podemos decir que entre mas elementos resulten dañados, la rigidez del edificio tiene una afectación mayor, produciendo periodos de vibrar mayores, así como desplazamientos más grandes y pérdida de resistencia ante fuerzas sísmicas.



## CONCLUSIONES



## CONCLUSIONES

Se llevo a cabo el análisis del edificio de la Ex - Conasupo, planteando tres escenarios de daño inducido con sus respectivas combinaciones, para conocer las comportamiento de las propiedades dinámicas de la estructura ante cargas sísmicas.

Al llevar a cabo el análisis del modelo del edificio de la Ex - Conasupo, con el programa de análisis estructural ETABS v 8.0., se pudo observar el comportamiento de las propiedades dinámicas que presenta la estructura ante los escenarios de daño planteado. Con lo que se reafirmo la importancia de la instrumentación en edificios y así permitirnós comparar los modelos matemáticos empleados y poder verificar los resultados que reflejen la realidad.

A medida que la rigidez de los elementos que conforman una estructura es mayor, las cargas o fuerzas que esta soportará serán mayores, por lo que en esta estructura se observó que en la dirección transversal conformada por marcos con diagonales metálicas pierde muy rápidamente la capacidad de absorber fuerzas a medida que se incrementa el nivel de daño, ya que esta es la dirección más desfavorable por la configuración que tiene el edificio. Mientras que en la dirección longitudinal, conformada por muros de cortante se puede soportar el efecto de las cargas aplicadas, a pesar de la pérdida de rigidez por el daño inducido.

Dentro de los desplazamientos presentados por el modelo del edificio, en la dirección longitudinal y transversal, se encuentra un incremento en los desplazamientos a medida que se incrementa el porcentaje de daño inducido, pero en la dirección longitudinal ninguno de ellos es superior a los que se presentaban antes de que la estructura fuera reforzada.

Cabe aclarar, que el desplazamiento que se obtuvo en ambas direcciones (transversal y longitudinal), en ningún momento rebasa los desplazamientos permitidos por el reglamento de construcción para el D.F.

Los periodos de vibrar presentan una variación lineal a medida que aumenta el daño, lo que nos permitió relacionar el valor de estos periodos con el porcentaje de daño que sufre la estructura, por lo que al tener el edificio instrumentado y conocer el periodo de vibrar que se registra en la instrumentación, se puede inferir el porcentaje en que se han dañado los elementos que conforman al edificio, en sus direcciones transversal y longitudinal.

En el análisis realizado a la estructura, se encontró la sensibilidad que presentan los periodos de vibrar del edificio, según el escenario de daño que se tenga, observándose

que a medida que aumenten los elementos dañados dentro de una estructura, la variación del periodo de vibrar también se incrementará con mayor rapidez.

Las fuerzas cortantes que se presentan en los diferentes escenarios, nos indican que aunque la pérdida de rigidez en la estructura sea en todos los elementos que la conforman, la configuración de marcos y diagonales, siempre proporcionará menor rigidez que la de marcos con muros de cortante.



# BIBLIOGRAFÍA



---

**BIBLIOGRAFÍA**

1. Alejandro Nava, "Terremotos", colección La ciencia para Todos, Tercera edición, Editorial FONDO DE CULTURA ECONÓMICA, S.A. DE C.V. 1998.
2. Minoru Wakabayashi, Enrique Martínez Romero , "Diseño de Estructuras Sismorresistentes", Editorial McGRAW-HILL, 1988
3. Alcántara L., Muria V. D., Almora D., Velasco J., Torres M., Vázquez R., Vázquez E. y Macías M., "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 2002.
4. Bazán E. y Meli R., "Diseño Sísmico de Edificios" Ed. Limusa, México, 1999.
5. W. M. Jenkins, "Análisis y Mecánica de las Estructuras", Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1985.
6. Chopra A. K., "Dynamics of Structures" Ed. Prentice Hall, New Jersey, 1995.
7. [www.cenapred.unam.mx](http://www.cenapred.unam.mx).
8. [www.ssn.unam.mx](http://www.ssn.unam.mx).
9. "Damage identification in framed structures using natural frequencies" Nenad Bicanic and Eua-Peng Chen, Department of Civil Engineering, University of Glasgow, Glasgow, G 12 8L T, U.K. International journal for numerical methods in engineering, vol. 40, 4451-4468, 1997