

266  
2 eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

" PRUEBAS ESTRUCTURALES CONTROLADAS POR  
COMPUTADORA Y EL USO DE DISIPADORES DE  
ENERGIA PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE  
DE EDIFICIOS "

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
ENRIQUE AUGUSTO HERNANDEZ RUIZ

FACULTAD DE  
INGENIERIA



MEXICO, D. F.

1994

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-060/93

Señor  
ENRIQUE AUGUSTO HERNANDEZ RUIZ  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.L. ALONSO ECHAVARRIA LUNA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

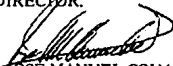
**"PRUEBAS ESTRUCTURALES CONTROLADAS POR COMPUTADORAS Y EL USO DE DISIPADORES DE ENERGIA PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS"**

- I. INTRODUCCION
- II. PRINCIPIOS Y RECURSOS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS
- III. METODOS ANALITICOS PARA EL ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS
- IV. PRUEBAS ESTRUCTURALES CONTROLADAS POR COMPUTADORA
- V. FUNDAMENTOS PARA EL CONTROL DE LA RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS MEDIANTE EL USO DE DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA
- VI. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y APLICACION DE DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA
- VII. CONCLUSIONES  
BIBLIOGRAFIA

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 29 de septiembre de 1994.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS  
JMCS/RCR\*nl

***PRUEBAS ESTRUCTURALES  
CONTROLADAS POR  
COMPUTADORA Y EL USO DE  
DISIPADORES DE ENERGIA  
PARA EL DISEÑO  
SISMORRESISTENTE DE  
EDIFICIOS.***

**Enrique Augusto Hernández Ruiz.**

**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO:**

*Institución que me acogió durante varios años de mi preparación bachiller y profesional, a quien debo gran parte de mi formación ética y académica. Jamás podré pagar sus principios que me fueron inculcados, pero siempre retribuiré con creces la moneda que el corazón acuña a esta gloriosa "alma mater".*

**A LA FACULTAD DE INGENIERIA:**

*De quien recibí los elementos fundamentales de mi preparación profesional, viéndome ahora alcanzar una de las metas más importantes de mi vida juro entregar lo mejor de mí para darle siempre apoyo, y así respetarla y honrarla como la mejor escuela de Ingeniería formadora del insumo humano que aporta constantemente su grano de arena para el fortalecimiento de esta gran Nación.*

**A MIS PROFESORES:**

*Invaluables personas que sembraron en mí un alto sentido de orgullo hacia mi profesión, además de inculcarme bases éticas sólidas para el ejercicio de mi carrera. Sería injusto enumerar a todos ellos, pues podría cometer algún error de omisión, sin embargo desde lo más profundo de mí les ofrezco un humilde homenaje, respaldando mi eterno deseo de nunca olvidarlos y siempre tener presente sus firmes enseñanzas.*

**AL Dr. ALONSO ECHAVARRIA LUNA:**

*Por averme apoyado en los tiempos en que la corriente parecía venir en contra sentido, le agradezco sus consejos y asesorías que hicieron posible la elaboración de esta tesis, esperando poder contar siempre con su guía.*



**A MI FAMILIA:**

*Sólido lazo que nunca nos separará. A Ustedes debo mi formación como persona y que nunca olvidaré. Agradezco sus consejos y apoyo que siempre me han brindado no importando nunca los momentos buenos ó malos. En mi vida siempre los tengo muy presentes, a mis abuelos, a mis padres, a mis tíos, a mis primos y en especial a mi hermano. Espero que se sientan satisfechos con lo ahora logrado y no olviden que los quiero.*

**A MIS MEJORES AMIGOS Y COMPAÑEROS:**

*De quienes nunca me olvidaré, recordándolos con mucha estimación y teniendo siempre presentes los buenos momentos. Es innegable que también a Ustedes debo lo que soy hoy en día, por lo que deseo firmemente que nunca alejemos nuestras vidas y olvidemos nuestros resentimientos, pues juntos hacemos una unidad inigualable. Muchas gracias a Juan Carlos Álvarez González, Luis Gerardo Bernal Pérez, Phen Bolio Albuérne, José Carlos Delgado Chong, Juan Carlos Hernández Aguirre, Francisco Cuauhtemoc Luis Rustrian, José Medina Urdapilleta y René Urrutia Yopez; los aprecio como notables personas y espero siempre ser digno de su amistad incondicional.*

**AL MAS GRANDE AMOR DE MI VIDA:**

*Con quien aprendí a gozar en las alegrías y en las tristezas, gracias por quien conocí el significado de la palabra amor, por la comprensión que me brindó y los besos que lograron hacer que me sintiera vivo. Gracias a tí Raquel Ortega Rivera por ser mujer valiosa, que venero, respeto y admiro enormemente, por tu carácter que te hace ser única y grande en mi corazón. Espero que jamás te olvides de mí, a pesar que la distancia aparezca entre nosotros, y siempre recuerdes que donde quiera que estés, siempre hay una humilde persona que recuerda que contigo ha sido muy feliz.*

**A UNA PERSONA MUY ESPECIAL:**

*Hay momentos en que no podemos recordar precisamente a todas las personas que han sido de una manera o de otra quienes han dejado una profunda huella en nosotros, ya sea porque están distantes, o sencillamente porque no están más entre nosotros; sin embargo no quiero dejar de agradecerles sus palabras de aliento y apoyo que más de una vez me dieron. Recuerden que en mis mejores momentos siempre estarán presentes, y entonces como ahora simplemente, desde el corazón les diré: "Gracias".*

# índice:

*página*

<b>I.- INTRODUCCION.</b> .....	1
I.1.- Sismos: Causas y Efectos. ....	5
I.2.- Tecnología de Sismorresistencia. ....	19
<b>II.- PRINCIPIOS Y RECURSOS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS.</b> .....	22
II.1.- Principios del Comportamiento de Materiales. ....	24
II.1.1.- Comportamiento del Concreto. ....	35
II.1.2.- Comportamiento del Acero. ....	37
II.2.- Respuesta de Sitio. ....	39
II.3.- Principios de la Dinámica Estructural. ....	52
II.4.- Comportamiento Elástico de Estructuras. ....	63
II.5.- Comportamiento Plástico de Estructuras. ....	69
II.6.- Características de Amortiguamiento. ....	80
II.7.- Criterios del Diseño Sismorresistente. ....	84
II.7.1.- Análisis Sísmico. ....	88
II.7.2.- Registros Sísmicos de Diseño. ....	92
II.8.- Seguridad Sísmica. ....	97
<b>III.- METODOS ANALITICOS PARA EL ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS.</b> .....	102
III.1.- Metodos Estáticos Propuestos. ....	103
III.1.1.- Trabajo Virtual. ....	106

III.1.2.-	Flexibilidades. ....	108
III.1.3.-	Rigideces. ....	110
III.1.4.-	Cross. ....	111
III.1.5.-	Portal. ....	114
III.1.6.-	Bowman. ....	117
III.1.7.-	Factor. ....	120
III.1.8.-	Grinter-Tsao. ....	122
III.1.9.-	Simplificado. ....	123
III.2.-	Métodos Dinámicos Propuestos. ....	125
III.2.1.-	Wilbur. ....	125
III.2.2.-	Newmark. ....	128
III.2.3.-	Holzer. ....	129
III.2.4.-	Iteración Inversa. ....	131
III.3.-	Comentarios al Aplicar los Métodos Propuestos. ....	133
III.4.-	Software para el Análisis de Estructuras. ....	136

#### **IV.- PRUEBAS ESTRUCTURALES CONTROLADAS POR COMPUTADORES. ....**

IV.1.-	Técnicas para la Integración Numérica en Pruebas Estructurales Controladas por Computadores de Tipo Pseudo-Dinámico. ....	142
IV.1.1.-	Método de la Diferencia Central. ....	152
IV.1.2.-	Método de la Forma Sumatoria de la Diferencia Central. ....	154
IV.1.3.-	Método de Newmark Paso a Paso. ....	158
IV.1.4.-	Método Explícito de Newmark. ....	159
IV.1.5.-	Método Modificado de Newmark. ....	161
IV.2.-	Control con Transductores Digitales de Desplazamiento. ....	162
IV.3.-	Confiabilidad de las Pruebas Estructurales Controladas por Computadores. ....	167
IV.3.1.-	Errores Intrínsecos. ....	167
IV.3.2.-	Errores Experimentales. ....	169
IV.4.-	Nuevas Dimensiones de las Pruebas Estructurales Controladas por Computadores. ....	172
IV.5.-	Pruebas Estructurales Controladas por Computadores Empleando Técnicas de	

Subestructuración. ....	175
<b>V.- FUNDAMENTOS PARA EL CONTROL DE LA RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS MEDIANTE EL USO DE DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA. ....</b>	<b>179</b>
V.1.- Adas. ....	183
V.2.- Panel de Cortante. ....	191
V.3.- Soleras. ....	200
<b>VI.- CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y APLICACION DE DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA. ....</b>	<b>211</b>
VI.1.- Forma Estructural. ....	211
VI.2.- Colocación de Dispositivos. ....	221
<b>VII.- CONCLUSIONES. ....</b>	<b>225</b>
<b>BIBLIOGRAFIA. ....</b>	<b>230</b>

# ***I.- INTRODUCCION.***

Actualmente existe gran preocupación por diseñar estructuras lo suficientemente seguras para resistir los efectos devastadores de un terremoto, así como también implementar dispositivos estructurales que contribuyan sustancialmente a disipar las fuerzas que son inducidas a una estructura durante un evento sísmico, ya sea de baja escala o de gran magnitud (sismorresistencia). Por esta razón, equipos de investigadores de varios países se han preocupado por diseñar dispositivos que puedan amortiguar estos efectos y en caso de presentarse daño, éste sea concentrado en ellos para posteriormente ser reparados, o bien, sustituidos por otros nuevos, de manera análoga o similar al concepto de un "fusible eléctrico". Estos dispositivos que se han desarrollado para este fin son los Disipadores de Energía Sísmica (DES), cuyo desempeño se apoya principalmente en las teorías fundamentales del trabajo dúctil estructural. Existen varias clases de ellos, entre los que destacan los de tipo ADAS, PANEL DE CORTANTE y SOLERAS, y que serán tratados como objetivo en el presente trabajo de tesis, para considerar de manera práctica su aportación para disipar y amortiguar las fuerzas y daños sísmicos que pueden presentarse en la estructura de un edificio durante un movimiento telúrico.

Paralelamente a los dispositivos Disipadores de Energía Sísmica (DES), también se han desarrollado herramientas de tipo electrónico-hidromecánico, que surgen como una consecuencia más de la necesidad de estudiar las estructuras sometidas bajo cargas laterales de sismo, y así poder cumplir con el objetivo de diseñar elementos estructurales sísmicamente seguros y con daños plenamente controlados; esta herramienta son las Pruebas Estructurales Controladas por Computadora, también conocidas con el nombre de Pruebas Experimentales en Línea (PEL), que tienen como finalidad el sometimiento de un espécimen estructural de tipo experimental a estados de carga que previamente pueden ser establecidos por el usuario, o también pueden ser calculados por un computador, el cual envía señales a un



dispositivo electrónico que controla un sistema de actuadores de aplicación de carga y así se logra tener un modelo estructural, que inclusive puede ser experimentado a escala natural de una manera más económica y menos compleja que una mesa vibradora, a efectos de carga similares a los producidos por fuerzas sísmicas para su estudio y análisis detallado, logrando tomar lecturas de sus estados de deformación en los puntos de mayor interés de dicho modelo experimental, para que posteriormente el computador almacene datos necesarios para el análisis, y selecciona algunos definidos por el usuario para ser tomados como parámetros de control de la prueba, y también otros que servirán como "retroalimentadores" de la misma, de tal modo que en base a esta información, sean determinados los siguientes pasos de deformación del espécimen.

Las Pruebas Estructurales Controladas por Computadora y los Disipadores de Energía Sísmica son dos conceptos actualmente muy ligados; pues como es sabido, existe la creciente necesidad de someter, tanto a estos dispositivos de disipación estructural energética, como a modelos de las estructuras en las que se implementarán a series de pruebas experimentales para determinar sus características de amortiguamiento y su desempeño ante sismos, y así poder definir claramente los lineamientos esenciales que se deben seguir para diseñar estructuras sísmicamente seguras (sismorresistencia); para lograr este objetivo la Ingeniería Civil Estructural se ha valido de la eficiente herramienta que resulta ser la computadora y los mecanismos electrónicos de medición, dada su rapidez, versatilidad y precisión. Esto ha dado lugar a que los Disipadores de Energía Sísmica (DES) puedan ahora ser sometidos con modelos incluso a escala natural, tanto a Pruebas Cuasi-Estáticas (PCE), como a Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD), que son los dos tipos definidos de Pruebas Estructurales Controladas por Computadora ó Pruebas Experimentales en Línea (PEL), controladas y analizadas mediante unidades electrónicas de proceso como consecuencia de la versatilidad y eficiencia que se logra en el estudio y desarrollo de modelos estructurales sismorresistentes sometidas a este tipo de pruebas.

Las Pruebas de tipo Cuasi-Estático (PCE) son aquellas en las que el usuario predefine los estados de deformación según la conveniencia para el estudio del modelo sometido a la prueba, llegando éste a la deformación deseada partiendo gradualmente de su situación anterior, al momento indicado por el usuario, razón por la cual estas pruebas no son

estrictamente de tipo "estático", pues existe una variación gradual de las fuerzas que producen el desplazamiento en el tiempo, es decir, existe una aceleración intrínseca en el modelo de estudio. Mientras que en las Pruebas de tipo Pseudo-Dinámico (PPD), la computadora es quien calcula las deformaciones del modelo estructural mediante un proceso algorítmico "paso a paso" que involucra los datos de sus características mecánicas tales como rigidez y amortiguamiento, además de un registro de aceleraciones en el tiempo (acelerograma), con la ayuda de un "programa computacional ejecutor", que resulta ser el encargado tanto de calcular la información necesaria para la correcta ejecución de la prueba, como también de controlar el equipo periférico del sistema; sin embargo, debido a la velocidad de los equipos actuales de carga para aplicar las fuerzas laterales, se impide que el tiempo de prueba no se encuentre a escala real, razón por la que estas pruebas son denominadas como Pseudo-Dinámicas. No obstante, se continúa trabajando en este rubro para poder proporcionar equipos que puedan aplicar cargas lo suficientemente rápidos para poder considerar pruebas dinámicas y con suficientes rangos de control para que no se produzcan errores fuertes y por ende las pruebas sean infructuosas dado a que se separen considerablemente de un comportamiento sísmico real; de ser alcanzado este objetivo, se podrá contar entonces con una herramienta alternativa poderosa para el estudio de modelos estructurales sin restricción en su escala, y con rangos seguros y adecuados de análisis, a costos más económicos y con resultados tan buenos como los que entregan las pruebas en mesa vibradora, las cuales si son pruebas a escala real del tiempo (dinámicas), aunque en términos reales son laboriosas y complejas de estudiar. Por esto, en el presente trabajo de tesis se ha fijado el objetivo también de describir y referenciar estas Pruebas Experimentales en Línea (PEL), desde sus orígenes hasta su implementación actual para enmarcar sus fundamentos teóricos y prácticos que originan un método versátil y eficiente para experimentar y estudiar los distintos comportamientos de las estructuras.

Los Estados Unidos de Norteamérica, Japón, México y Nueva Zelanda entre otros, son países que en virtud de los constantes ataques de terremotos que han sufrido en varias de sus regiones, y de sus características geológicas sísmicamente hablando, se han preocupado en implementar y desarrollar tanto dispositivos de disipación o amortiguamiento, como métodos de análisis y pruebas de tipo experimental controladas mediante

computadores para el estudio del comportamiento de estructuras sismoresistentes.

Señalar la necesidad de incorporar los Disipadores de Energía Sísmica en las estructuras de edificios para protegerlos contra el ataque de sismos y terremotos es uno de los objetivos de la presente tesis, mediante el análisis de los resultados experimentales obtenidos en algunos de los dispositivos en estudio, así como también marcar la gran importancia del desarrollo de Pruebas Estructurales Controladas por Computadores (Pruebas Experimentales en Línea \*PEL\*) como son las Pruebas de tipo Cuasi-Estático (PCE) y las Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD), para definir sus características de disipación energética y de su implementación en estructuras de edificios. Para ello abordaremos hipótesis tales como las clásicas de la Dinámica Estructural, definir el comportamiento elástico estructural de un edificio, el comportamiento plástico del mismo, la influencia de las condiciones del sitio en que se alojan las estructuras, así como las características de distintos tipos de amortiguamiento o de disipación de energía que pueden presentarse, entre otros conceptos preponderantes, pues esto es un marco indispensable de comprender dado a que fundamenta las exposiciones que aquí se hacen tanto para las Pruebas Experimentales en línea (PEL), como para los Disipadores de Energía Sísmica (DES); para que a partir de ello surja el planteamiento de algunos de los métodos analíticos y numéricos para el estudio de la respuesta sísmica de estructuras de edificios, es decir, los métodos más comunes para resolver el problema del análisis de estructuras de edificios sometidas a cargas laterales tanto estáticas como de vibración dinámica, así como parte del software que ha sido desarrollado actualmente y existente en el mercado comercial para auxiliar al Ingeniero Civil Estructuralista en este particular, debido a que un trabajo de investigación debe también aportar los conocimientos necesarios para implementar metodologías adecuadas de idealizaciones de estructuras, para ser analizadas através de métodos sencillos, simplificados y que proporcionen rangos seguros para el diseño estructural sismorresistente. Una vez expuesta esta información antecedente, se expondrá el objetivo principal del presente trabajo, que es el definir las herramientas innovadoras con las que actualmente se prueban las estructuras a escalas incluso naturales, tal como son las Pruebas Experimentales en Línea (PEL), así como los métodos de proceso y análisis que emplean para llevar a cabo este fin, además de manifestar las características de algunos de los dispositivos Disipadores de

**Energía Sísmica (DES)** hasta la fecha estudiados en el área de investigación sísmica, al inducir mayores propiedades de amortiguamiento a las estructuras para ser consideradas dentro de los criterios de estructuración para el diseño de edificios con rangos adecuados de seguridad sísmica (sismorresistencia).

Es el deseo del autor del presente trabajo de investigación para tesis, que éste resulte de utilidad al estudiante y al profesional lector que requiera de información al respecto, o bien que sea su deseo el involucrarse en este proceso de investigación experimental para poder diseñar elementos y estructuras sísmicamente seguras y que puedan redituarse en un momento dado, en la salvaguarda no solo de patrimonios nacionales o familiares, sino de muchas vidas humanas ante la presencia de un evento sísmico de fuerte magnitud.

## **I.1.- Sismos: Causas y Efectos.**

Primeramente y para poder continuar con el desarrollo del tema, es necesario plantear el origen de los movimientos sísmicos, para así poder comprender sus efectos sobre las estructuras, y de esta manera tener en cuenta la problemática que inducen en el comportamiento de las mismas; también, por otra parte, es indispensable conocer una manera de evaluarlos convenientemente, con fundamento a sus características, para de este modo fijar los lineamientos mínimos para poder diseñar una estructura sísmicamente segura, con daños plenamente controlados y tal vez, esperados de antemano.

Hoy en día existen varias teorías respecto a las causas que originan los sismos, sin embargo dos de ellas son las más aceptadas hoy en día, tal como son: la actividad volcánica de una región, y el movimiento de placas tectónicas. Para este caso enfocaremos la segunda de ellas, pues es la que se sabe que origina casi la totalidad de los movimientos telúricos que atacan a nuestro país.

Como es sabido, el centro de la tierra esta conformado por material candente denominado "magma" en una capa terrestre denominada como "astenosfera", la superficie de la tierra no es sino una delgada capa de este material que se ha enfriado, y que recibe el nombre de "corteza terrestre" ó "litósfera". Es entonces de sobrentenderse que existe un gradiente de temperatura en la conformación del planeta, resultando tener una temperatura muy elevada mientras más se acerca a su centro, y menor conforme la distancia crece respecto a este centro terrestre; siendo esta diferencia de temperaturas la que origina que el magma de mayor temperatura presente una densidad menor, dado a que las partículas se expanden y por ende tienda a subir hacia la corteza terrestre, desplazando al de menor temperatura que tiene una densidad mayor, haciéndolo que tienda a bajar hacia el centro de la tierra, formándose corrientes que ejercen fuertes presiones por debajo de la corteza terrestre, tal como se ilustra en la figura I-1, dando lugar estas presiones a que la litósfera se fracture y en ella se formen grandes extensiones sólidas que virtualmente flotan moviéndose unas respecto de las otras; a estas extensiones sólidas se les conoce con el nombre de "placas tectónicas". La medida de las placas tectónicas es aproximadamente de 70 kms. de espesor bajo el mar, y 150 kms. bajo la tierra. Prueba contundente de este movimiento de unas placas respecto de otras es, por ejemplo, que el continente Europeo y el continente Americano se alejan entre sí alrededor de 3 a 5 cms. por año, como consecuencia de que en las profundidades del océano Atlántico surge magma candente que se enfría de manera súbita en el fondo del mar, formando así grandes cordilleras conocidas como "cordilleras mezoceánicas" y que se expanden horizontalmente en el océano; por lo que no es extraño pensar que con el paso de algunos miles de años el continente Asiático y el continente Americano se junten, y en medio del océano Atlántico surja un nuevo continente. Es este mismo fenómeno el que sustenta las afirmaciones de la teoría conocida como la de la "Pangea", la cual dice que en algún momento en los orígenes de nuestro planeta, todo lo cubrían los mares, exceptuando una sola masa sólida y seca que emergía de ellos, y que con el paso de millones de años ésta Pangea se fue fragmentando, deslizándose hasta conformar los continentes tal y como los conocemos en nuestra época.

Existen cuatro maneras básicas en que las placas tectónicas interactúan y se desplazan, que pueden presentarse incluso en combinación simultánea: una de ellas es cuando una placa tectónica se desplaza

lateralmente respecto de otra, colinealmente y en el mismo plano, formándose grandes esfuerzos en la placa y originando el fenómeno conocido como "falla tectónica"; la segunda resulta cuando una placa tectónica se aleja de otra originando que en el espacio que se forma entre ellas se mane magma candente que se enfría al contacto con la superficie y origine la formación de grandes cordilleras que se extienden horizontalmente, como es el caso que ocurre en las profundidades del océano Atlántico; a este movimiento se le llama de "distanciamiento" ó de "diseminación"; la tercera es cuando una placa se aproxima a otra chocando entre sí, denominando a este efecto como de "colisión", siendo este fenómeno el que hace que se formen debido a los grandes esfuerzos por colisión, cadenas montañosas en la superficie de las placas; y por último, la cuarta de ellas es cuando una placa se introduce en otra en un movimiento de acercamiento, conociendo a este fenómeno físico como "subducción". Para más claridad, en la figura I-2 se esquematizan estos cuatro tipos de desplazamientos básicos que las placas tectónicas tienen unas respecto de otras.

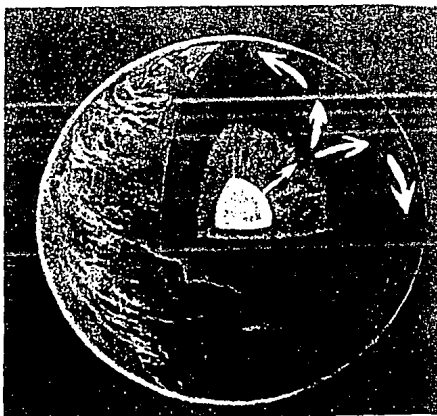


FIGURA I-1.  
Estructura interna de la Tierra.

Estos movimientos, como es lógico pensarse, no son constantes, ni tampoco uniformes, sino que son el resultado de la liberación brusca de la energía que se acumula por las fuertes presiones con el paso del tiempo, como consecuencia de las corrientes existentes en el magma por gradiente de temperatura, y la fricción que existe entre las placas es la causante que estos movimientos se presenten solamente cuando la energía acumulada es tal que puede vencer esta fuerza, dando lugar a los eventos ó movimientos sísmicos que en muchas ocasiones han causado fuertes daños y grandes pérdidas de vidas humanas.

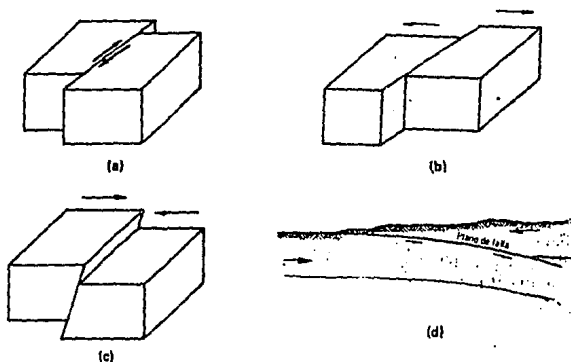


FIGURA I-2.  
Desplazamiento de las placas tectónicas  
(a) Lateral; (b) Diseminación; (c) Colisión; (d) Subducción.

El punto donde el movimiento sísmico se origina, es denominado como "foco", "centro", ó "hipocentro"; y a la proyección de éste sobre la superficie de la Tierra, se le conoce como "epifoco" ó "epicentro". Las distancias del foco y del epicentro al punto en el que es registrado el movimiento del terreno son llamadas "distancia focal" y "distancia epicentral, respectivamente; ésto se presenta ilustrado en la figura I-3.

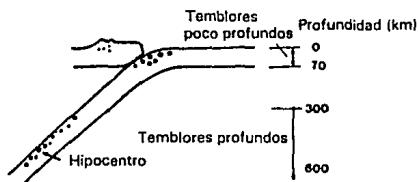
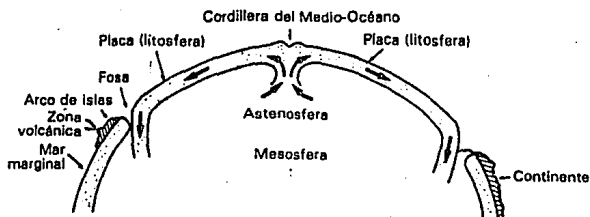


FIGURA 1-3.  
Sitio en el que se origina un movimiento sísmico.

Nuestra nación, como es conocido, es atacada frecuentemente por eventos sísmicos, cuyo principal origen se localiza en la parte sur, frente a los Estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco; pues a unos cuantos kilómetros de distancia de sus costas, ocurre el fenómeno ya definido como "subducción"; la placa de "Cocos" penetra a la placa "Norteamericana". Como puede notarse, el campo de acción de este fenómeno físico tiene lugar a lo largo de varios kilómetros, sin embargo, al ocurrir un movimiento telúrico, éste no es producido simultáneamente en todo el ancho de su extensión, sino que se ubica en puntos muy específicos, tal como puede citarse el caso de los terremotos más recientes del año de 1985, que dejaron grandes pérdidas materiales y humanas en la Cd. de México D.F; en ellos fue determinado que el "epicentro" se halló frente a las costas de Michoacán, muy cerca del poblado Lázaro Cárdenas, en donde



también se registraron fuertes daños. También se ha determinado que otros movimientos que se han producido, han tenido origen frente a los Estados de Jalisco y Colima; y además se advierte que se producirá un movimiento sísmico severo cuyo "epicentro" será frente a las costas de Chiapas, Oaxaca, ó Guerrero, dado a que desde hace bastante tiempo no se han registrado temblores originados en estos lugares.

Otra región que también es atacada por terremotos es la de California, en Estados Unidos de Norteamérica, y consecuentemente también la Baja California, en la República Mexicana; en este caso ocurre un fenómeno de "movimiento lateral" entre la placa del "Pacífico" y la placa "Norteamericana", dando lugar a una de las fallas tectónicas más importantes, la falla de "San Andrés". El movimiento de esta falla es muy frecuente, y es la responsable de fuertes siniestros que han dañado en gran medida a ciudades californianas importantes como San Francisco y Los Angeles, ciudad que fue víctima de un terremoto recientemente en 1994.

Una región más de nuestro continente que ha padecido los sobrevenires de terremotos es la localizada entre la placa de "Sudamérica" y la placa de "Nazca", en donde también tiene lugar el fenómeno de subducción, perjudicando a ciudades muy pobladas como es el caso de Santiago de Chile.

En Asia, también puede encontrarse el fenómeno de subducción entre la placa de "Filipinas", la placa "Euroasiática" y la placa del "Pacífico", más específicamente en las costas de China y el archipiélago Japonés, en donde también han acontecido grandes terremotos, como los que se presentaron en el año de 1992, dañando fuertemente a la ciudad de Tokio.

Citando un caso más, haremos alusión al país de Nueva Zelanda, cuyas costas Norte están muy cercanas a la subducción de la placa "Indoaustraliana" con la del "Pacífico", dando origen también a eventos sísmicos de gran escala.

Como puede observarse, los casos señalados anteriormente se ubican alrededor del océano Pacífico, por lo que a esta zona que presenta este tipo de fenómeno se le denomina como "Región Sísmica Circumpacífica", la cual se puede apreciar en la figura I-4, en dónde se

ilustra un mapa con las placas tectónicas del mundo, y la dirección que siguen en su constante movimiento.

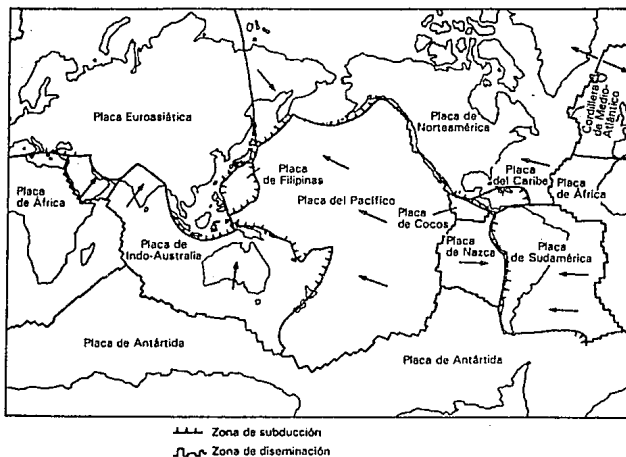


FIGURA 1-4.  
Mapa de las placas tectónicas del mundo.

Cuando ocurre un evento sísmico, dos clases de ondas viajan desde los focos en el cuerpo terrestre: "la onda de cuerpo" y "la onda de superficie". La onda de cuerpo se propaga continua e infinitamente, y es a la vez originadora de una onda longitudinal o compresiva que se propaga en la misma dirección que su propia vibración (onda P); y también de una onda transversal o de cortante, que se propaga en una dirección perpendicular a su vibración (onda S). La velocidad de propagación de la onda Primaria o "P" está dada por la expresión:

$$V_p = \left[ \frac{E}{\rho} \left( \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right) \right]^{1/2};$$

y la velocidad de propagación de la onda Secundaria o "S" se estimará con la expresión:

$$V_s = [(E/\rho) (1 / \{2(1 + \nu)\})]^{1/2} = (G/\rho)^{1/2};$$

donde:

- E - Módulo de Young,
- G - Módulo de Cortante,
- $\rho$  - Densidad de la masa, y
- $\nu$  - Relación de Poisson.

Para cualquier material  $V_p > V_s$ , y para el caso del globo terrestre, se ha obtenido que cerca de la superficie de la Tierra la velocidad de las ondas primarias es de 5 a 7 kms./seg., y la velocidad de las ondas secundarias es de 3 a 4 kms./seg., por lo que la onda P es la que llega primero a una estación de observación, dado a que su velocidad es mayor a la de la onda S.

Por otra parte, las ondas de superficie se manifiestan con más frecuencia en sismos poco profundos y principalmente se clasifican en dos clases: las ondas de Love (ondas L) y las ondas de Rayleigh (ondas R). La onda L tiene lugar en las formaciones estratificadas y vibra en un plano paralelo a la superficie de la Tierra y perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda; y la onda R vibra en un plano perpendicular a la superficie de la Tierra y presenta un movimiento elíptico. Su velocidad es menor, aunque muy semejante a la de una onda S.

El intervalo entre la llegada a la estación de observación de una onda P y una onda S se llama "duración de temblores preliminares" ( $T_{sp}$ ), y si las dos ondas viajan a lo largo de la misma ruta, y tienen una velocidad constante, la ecuación que proporciona la duración de estos temblores preliminares está dada por:

$$T_{sp} = \Delta [(1/V_s) - (1/V_p)];$$

en la cual  $\Delta$  es la distancia del foco al punto de observación, aunque  $T_{sp}$  puede apreciarse en un registro acelerográfico desde que se inicia un movimiento telúrico, hasta que se presenta un cambio brusco en la magnitud de esta vibración. Esto significa que se puede localizar el epicentro, y la profundidad del foco de un sismo con relativa facilidad sobre un plano cartográfico ó mapa, si los registros de éste se hacen por lo menos en tres diferentes puntos de observación, pues si conocemos de un "acelerograma" el valor gráfico de  $T_{sp}$ , y se estima a  $V_s$  y  $V_p$  con los valores referidos anteriormente, de la ecuación anterior se puede conocer  $\Delta$ , y así calcular de manera aproximada el lugar en el que se originó el sismo, como se ilustra en la figura I-5.

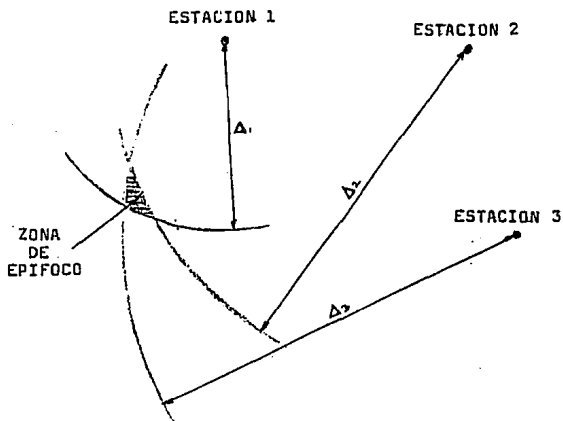


FIGURA I-5.  
Determinación del "foco" de un sismo.

Existen actualmente dos escalas que califican a un evento sísmico, obedeciendo a su magnitud, o bien a su intensidad. La magnitud e intensidad de un sismo son dos conceptos completamente diferentes que comunmente se confunden entre sí; la intensidad, por una parte, es una escala que se establece mediante la percepción humana y por los efectos y daños que los movimientos del terreno originan en las construcciones existentes, la escala que corresponde a este enfoque es la de Mercalli, la cual es una escala que califica al sismo según el grado de sacudimiento, presentado con doce grados identificados por los números romanos del I al XII, y que se definen de la siguiente manera:

- I. Sólo lo sienten unas pocas personas en circunstancias excepcionalmente favorables.
- II. Lo sienten las personas en reposo, en los pisos superiores o favorablemente situadas.
- III. Se siente adentro de la casa; los objetos colgantes se mecen; vibración similar al paso de camiones ligeros; se puede estimar la duración; puede que no se le reconozca como un sismo.
- IV. Los objetos colgantes se mecen; vibración similar al paso de camiones pesados, o sensación de una sacudida similar a una pesada bola que golpee los muros; los carros estacionados se mecen; las ventanas, la vajilla y las puertas vibran; los vasos tintinean y las cazuelas chocan; en el rango más alto de IV los muros y marcos de madera crujen.
- V. Se siente en el exterior de los edificios; se puede estimar la dirección; las personas que duermen se despiertan; los líquidos se agitan, y algunos se derraman; los objetos pequeños e inestables se desplazan o se vuelcan; las puertas se cierran o se abren; las persianas y los cuadros se mueven; los relojes de péndulo se detienen, echan a andar, o cambian de ritmo.
- VI. Lo sienten todas las personas; muchos se asustan y corren al exterior; se camina con paso inseguro; se rompen las ventanas, los platos y la cristalería; las figuritas, libros, etc., se caen de los anaqueles y los cuadros de las paredes; los muebles se mueven o se vuelcan; el mortero de poca

consistencia y la mampostería como el adobe se agrietan; las campanas pequeñas suenan; los árboles y arbustos se agitan.

VII. Es difícil estar de pie; lo notan los conductores de los vehículos de motor; los objetos colgantes tiemblan; se rompen los muebles; daños a la mampostería de baja resistencia como el adobe, incluyendo grietas; chimeneas con poca resistencia se rompen en la línea del techo; se cae el mortero, los ladrillos, piedras, azulejos y cornisas se sueltan, también los parapetos no arriostrados y los ornamentos arquitectónicos; algunas grietas en la mampostería de más calidad; oleaje en los estanques; el agua se enturbia con fango; pequeños deslizamientos y derrumbes a lo largo de los bancos de arena y grava; las campanas grandes suenan; daños en los canales de irrigación de concreto.

VIII. Se afectan la dirección de los vehículos de motor; daños a la mampostería o colapso parcial; algunos daños a mamposterías reforzadas; caída del aplanado y de algunos muros de mampostería; torsión y caída de chimeneas en casas y fábricas, monumentos, torres y tanques elevados; las casas de marcos se mueven en sus cimientos si no están apemadas; se precipitan tableros de muros que estén sueltos; los pilotes en mal estado se rompen; se quiebran las ramas de los árboles; cambios en el flujo o temperatura de los manantiales y pozos; grietas en el terreno húmedo y en las pendientes muy empinadas.

IX. Pánico general; se destruyen por completo mamposterías de baja calidad y reforzadas; daños generales en los cimientos; las estructuras de marcos se desplazan de sus cimentaciones si no están apemadas; los marcos se rompen; severos daños en los embalses; se rompen las tuberías subterráneas; grietas conspicuas en el terreno; en los terrenos de aluvión salen chorros de arena y fango, aparecen fuentes y cráteres de arena, creados por el sismo.

X. La mayor parte de las estructuras de mampostería y marcos se destruyen junto con sus cimentaciones; algunas estructuras y puentes de madera bien construidos se destruyen; daños severos a las presas, diques y terraplenes; grandes deslizamientos de tierra; el agua se lanza contra las márgenes de los canales, ríos lagos, etc; la arena y el fango se desplazan

horizontalmente en las playas y terrenos bajos; los rieles se doblan ligeramente.

XI. Los rieles se doblan mucho; las tuberías subterráneas quedan completamente fuera de servicio.

XII. Los daños son casi totales; se desplazan grandes masas de rocas; las líneas de vista y de nivel distorsionadas; objetos arrojados al aire.

Como puede observarse, la escala de Mercalli depende completamente de la sensibilidad humana, por lo que es posible que a un mismo sismo le sean asignadas incluso más de dos grados de "intensidad", dependiendo de quién o quienes le asignen su valor, y en que zona halla sido resentido el movimiento telúrico.

Por la otra parte, la magnitud es una escala única que califica a un sismo en base a la energía que se libera en él, por lo que para un movimiento telúrico, sólo puede corresponder un solo valor en esta escala, la cual es conocida como escala de Richter, la cual resulta ser una medida cuantitativa del tamaño de un sismo, e independiente del lugar de observación. Se calcula a partir de mediciones de amplitudes registradas en sismogramas y se expresa en una escala logarítmica en números arábigos y decimales. La escala de magnitudes Richter se denota por la letra "M", y está definida como:

$$M = \log (A) - \log (A_0);$$

donde A es la amplitud máxima de la traza registrada por un instrumento estándar para un sismo dado a una distancia dada, y  $A_0$  es la amplitud máxima para un sismo particular seleccionado como estándar. Los sismólogos miden la magnitud en términos de diferentes tipos de movimiento del suelo, tales como ondas de cuerpo "Mb", u ondas de cortante "Ms". Para propósitos ingenieriles prácticos, dichos valores de magnitud son muy parecidos. La magnitud puede calcularse a partir de la amplitud causada por varios tipos de ondas elásticas (de superficie o de cuerpo), dependiendo de la profundidad del foco del sismo y de su distancia al punto de registro. La magnitud más grande registrada hasta la fecha es de 8.9 grados Richter.

La manera en que un sismo puede ser medido, es através de un "Acelerógrafo", cuyo principio se basa en que el movimiento del terreno se mide por el registro de las vibraciones de un péndulo simple suspendido de un punto fijo, como se ilustra en la figura I-6.

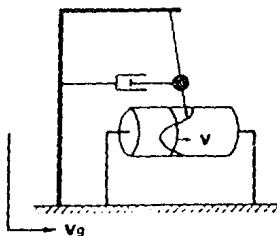


FIGURA I-6.  
Sismógrafo.

En el sistema presentado anteriormente, el desplazamiento " $x$ " del péndulo es proporcional al movimiento del terreno " $x_g$ ", si el periodo natural del péndulo es largo en relación con el periodo del movimiento del terreno y si se escoge un coeficiente apropiado de amortiguamiento. El desplazamiento registrado puede expresarse de este modo en términos del movimiento del terreno multiplicado por una constante. El movimiento del péndulo se puede amplificar o disminuir por medios mecánicos, ópticos o electromagnéticos, de tal manera que es posible obtener directamente de los registros del sismógrafo los movimientos del terreno. El registro de un sismo se puede realizar en tres componentes de la vibración: dos horizontales, que normalmente se establecen en dirección Norte-Sur y Este-Oeste; y una vertical (de arriba a abajo).

Por otra parte, sin duda alguna, todos hemos observado los efectos que provocan los temblores fuertes, pues día a día están a la vista de todos; estos movimientos telúricos han causando dos consecuencias primarias:

- a) Pérdida y perjuicio a la vida humana.
- b) Destrucción y daño al medio ambiente natural y construido.



Desde el punto de vista técnico y financiero debe tratarse en lo posible de reducir estos riesgos, por lo que los propósitos de diseño están básicamente encaminados a evitar primordialmente la pérdida de vidas humanas en cualquier sismo, ya sea debida al colapso estructural o por efectos secundarios, como pueden ser los fragmentos que caen; y también se encaminan a la reducción del daño y pérdida del conjunto construido.

Obviamente, algunas estructuras demandan mayor resistencia sísmica que otras, en virtud de su mayor importancia social y/o financiera. Es pues necesario determinar, al definir el alcance del diseño, no solamente el valor intrínseco evidente de la estructura, sino también el valor de permanencia que le da el usuario. En algunos países es reconocida la importancia que para la comunidad tienen algunos tipos de edificaciones, llegando incluso a elaborarse reglamentaciones específicas en lo que respecta a los sistemas de construcción que habrán de utilizarse; como es el caso de Nueva Zelanda, Estados Unidos, Japón, Chile y México, donde todos los edificios públicos son actualmente diseñados y reforzados para resistir fuerzas sísmicas mayores que las de otros edificios; también se pone especial seguridad en las construcciones que deben permanecer en servicio después de algún cataclismo, como son: presas, hospitales, estaciones de bomberos, oficinas gubernamentales, puentes, radioemisoras y telecomunicaciones, escuelas y en suma cualquier estructura que se relacione con la prevención de desgracias personales en los primeros instantes del siniestro, y con la operación de servicios de emergencia, después de que ocurre un sismo.

Durante las etapas preliminares y al hacer el presupuesto del diseño de una estructura, tendrá que ser considerado el gasto que resultará de proporcionar resistencia y seguridad sísmica. Este costo dependerá del tipo de proyecto, las condiciones del lugar, la forma de la estructura a utilizar, la actividad sísmica de la región y los requisitos reglamentarios de diseño. El gasto real dependerá de la disponibilidad económica del cliente usuario y su actitud ante las consecuencias de sismos.

Con el objeto de lograr seguridad sísmica adecuada con la menor inversión económica posible, es que la Ingeniería Civil Estructural ha desarrollado, y continúa investigando acerca de nuevas técnicas, materiales y sistemas constructivos eficientes, pues de su conocimiento y dominio

dependen las mejores soluciones sismoresistentes que se logren, lo cual redituará en un diseño adecuadamente económico, sin embargo, el efecto que un sismo puede producir se debe examinar bajo tres categorías:

- a) Costo de las vidas.
- b) Costo del daño estructural.
- c) Pérdidas debidas a instalaciones que quedan fuera de servicio.

Estos costos pueden ser estimados, sobre una base probabilística, mediante análisis de costo-beneficio que permitan encontrar la relación entre el gasto resultante de los cálculos y sistemas antisísmicos por un lado, y el costo de reparación y pérdidas de ingresos que se originan por el otro.

## **I.2.- Tecnología de Sismorresistencia.**

Para tratar de evitar los daños sísmicos y procurar la salvaguarda del mayor número de vidas al momento de un movimiento telúrico de gran escala, la Ingeniería Sísmica se ha dado a la labor de investigar y desarrollar nuevas técnicas que logren disminuir los desplazamientos que sufren las estructuras durante una vibración, procurando emplear sobre todo los materiales más comunes de construcción, y así lograr un nivel alto de seguridad sísmica. Uno de los sistemas que está innovando en este campo, aunque aún se encuentra en etapa experimental, es el uso de dispositivos Disipadores de Energía Sísmica (DES), los cuales hasta el momento han dado buenos resultados en sus etapas de prueba y experimentación, así como también en las pocas estructuras en que han sido implementados, a pesar que aún no existe la suficiente experiencia en su empleo y manejo para hacer su uso generalizado en las estructuras de edificios.

Un Disipador de Energía Sísmica se implementa conjuntamente con un sistema de rigidización o de contraventeo, tomando el DES los efectos de amortiguamiento y actuando como elemento de disminución de respuesta de una estructura ante excitación sísmica, y el contraventeo actúa como un adiconante de rigidez a la estructura. Sin embargo, este concepto de amortiguamiento se encuentra condicionado a un trabajo plástico del elemento, es decir, un comportamiento inelástico del material en el que existen, como consecuencia, fuertes deformaciones permanentes después de obtener una respuesta sísmica, por lo que un DES debe ser diseñado análogamente a un "fusible eléctrico", el cual es reemplazado al ser dañado por una sobrecarga de voltaje; esto es, que al ser deformado severamente un DES, éste pueda ser retirado y reemplazado por uno nuevo. El tratado que se desarrolla para estos dispositivos, y que se mencionarán más adelante en el presente trabajo es para el caso de los dispositivos DES de tipo ADAS, PANEL y SOLERAS.

En lo que respecta a las Pruebas Experimentales en Línea (PEL), podemos afirmar que es una técnica relativamente nueva para evaluar el desempeño sísmico de modelos estructurales mediante la simulación, dando esta técnica mejores resultados que otras como son la implementación de mesas vibratoras (para someter a las estructuras a cargas dinámicas), o el uso de actuadores o "gatos laterales" y bombas neumáticas controladas manualmente (para someter a una estructura a carga estática lateral). Pero, las Pruebas Estructurales Controladas por Computadora son un método que tiene tanto ventajas como limitaciones que evitan tener resultados 100% reales; como por ejemplo, para el caso de las Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD) se combinan tanto técnicas analíticas de la Dinámica Estructural como Técnicas Experimentales, por lo que una estructura que se somete a este tipo de pruebas tiene primero que ser idealizada como un sistema de parámetros discretos, de tal forma que las ecuaciones del movimiento puedan ser representadas por ecuaciones diferenciales de segundo orden, incluyendo los efectos de amortiguamiento inercial e inducido por dispositivos, para ser resueltas por integración numérica paso a paso. Durante estas pruebas que son controladas por computadores, se aplican desplazamientos a la estructura experimental mediante actuadores electro-hidráulicos que aplican carga lateral hasta llevar a la estructura que se está tratando, a desplazamientos calculados en función de su masa y en función de un registro sísmico predeterminado (aceleraciones); y es así como pueden evaluarse las fuerzas

inerciales originadas por un sismo en base a los desplazamientos inducidos por los actuadores, pero para mayor claridad del tema, lo discutiremos en un capítulo de esta tesis propuesta.

Como puede inducirse, existen tres situaciones que intervienen en el desarrollo de una Prueba Estructural Controlada por Computadora y que pueden generar en ocasiones errores fuertes: una es la precisión del método debido a la técnica analítica empleada; la segunda es que la integración numérica sólo entrega soluciones aproximadas a las ecuaciones del movimiento; y la tercera son los errores de control y de tipo experimental en la retroalimentación de estas pruebas que pueden llegar a ser significativos debido al gran número de pasos de carga que se involucran. Sobre ello expondremos la propagación de errores experimentales que se generan en una Prueba Estructural Controlada por Computadora, también llamada como Prueba Experimental en Línea (PEL), los cuales evitan un desarrollo completamente apegado a la realidad de esta técnica de evaluación sísmica de estructuras; sin embargo existen métodos numéricos para suprimir dichos efectos, de tal manera que pueden obtenerse resultados experimentales confiables y también establecer en base a ellos los lineamientos más adecuados para llevar a cabo este tipo de Pruebas (PEL). Esto nos conducirá sin duda, a un criterio conveniente para interpretar e implementar este tipo de pruebas para estructuras sísmo resistentes con éxito.

## ***II.- PRINCIPIOS Y RECURSOS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS.***

Hoy en día, y en virtud de los constantes ataques sísmicos que han ocurrido en todo el mundo (y que seguirán presentándose, inclusive tal vez, a escalas mayores), se han generado modificaciones a la gran mayoría de los reglamentos constructivos de los países que sufren la ocurrencia frecuente de esta clase de fenómenos físicos, de tal manera que estos reglamentos se han convertido en un conjunto de reglas estrictas que cuidan de manera preponderante la seguridad sísmica de las estructuras, procurando que no se presenten colapsos totales e irreparables en ninguno de sus miembros estructurales, y así se puedan evitar las desgracias y consecuencias que todos conocemos y que acontecen al ser azotadas por fuertes terremotos las ciudades con grandes asentamientos humanos principalmente.

Estas reglas, como es de notarse, conllevan un sobre costo adicional a todos los proyectos constructivos, pues exigen más requerimientos en cuanto a cantidad y calidad de materiales, sensiblemente en los rubros correspondientes al acero que se emplea en la construcción del esqueleto de las estructuras; para el caso de aquellas hechas de concreto reforzado se requiere mayores cantidades de acero de refuerzo, y para el caso

de estructuras de acero, se solicitan secciones más robustas de acero estructural. Por esta razón, y para procurar construir estructuras sismorresistentes satisfactorias sin llevar a gastos excesivos, y procurar una economía adecuada dentro de cualquier proyecto constructivo estructural, diversos equipos de investigación de todo el mundo se han dado a la ardua labor de buscar nuevos materiales con desempeños satisfactorios ante cargas sísmicas, concretar nuevos procedimientos constructivos más baratos, y en especial, encontrar la manera de que los materiales más populares en el campo de la construcción actual desempeñen sus resistencias últimas sin sufrir daños considerables o irreparables, además de que proporcionen amortiguamiento adecuado a la estructura y ésta no reciba toda la magnitud de los efectos de un sismo fuerte. Con estas nuevas bases, se ha procurado que los materiales empleados en una estructura de un edificio trabajen dentro de sus rangos conocidos como "plásticos", pues con esto proporcionan resistencias adicionales a las de diseño, además que inducen características moderadas de amortiguamiento y de "disipación de energía sísmica".

Para una resistencia económica contra movimientos telúricos fuertes, la mayoría de las estructuras deben comportarse inelásticamente, aunque desafortunadamente, cuando una estructura trabaja en rangos plásticos, presenta deformaciones permanentes en sus miembros que no son adecuadas ni para el funcionamiento estructural del edificio, ni tampoco para su vista arquitectónica. Por ello se está investigando sobre elementos que puedan ser reemplazados sin ningún problema al ser dañados por deformación permanente, de tal manera que protejan a los elementos estructurales principales, concentrando todo el daño en ellos, y así lograr inducir características adicionales de amortiguamiento, tal como es el caso de los dispositivos "Disipadores de Energía Sísmica" que serán expuestos en un capítulo posterior del presente trabajo.

Primeramente, es necesario abordar principios básicos generales para un diseño sismorresistente adecuado de estructuras de edificios, tales como son el fundamento del comportamiento de materiales, respuesta de sitio, estructural, principios de la dinámica estructural, comportamiento elástico y plástico de las estructuras, las características del amortiguamiento, y criterios de diseño y de seguridad sísmica, los cuales serán tratados a continuación en este capítulo.

## II.1.- Principios del Comportamiento de Materiales.

En la mecánica de los sólidos es de primordial importancia el comportamiento de materiales reales en condiciones de carga. Los experimentos, principalmente ensayos a tensión o a compresión, proporcionan la información básica acerca de este comportamiento. En ellos, el comportamiento en conjunto, o macroscópico de especímenes se utiliza para formular leyes empíricas o fenomenológicas. Tales formulaciones se denominan como "leyes constitutivas" o "relaciones constitutivas".

Es evidente que para propósitos generales es más importante conocer la deformación relativa de una barra en tensión o compresión, que el alargamiento total sufrido en su longitud de medición, de igual modo, el esfuerzo es un parámetro más significativo que la fuerza, puesto que el efecto de una fuerza aplicada "P" en un material depende principalmente del área transversal del elemento al que se aplica. Como consecuencia, en el estudio experimental de las propiedades mecánicas de los materiales se acostumbra construir gráficas de la relación entre esfuerzo y deformación en una prueba particular. Para la mayor parte de los fines prácticos tales diagramas se suponen independientes del tamaño de la probeta y de su longitud de medición. En tales diagramas se acostumbra utilizar la escala o eje de ordenadas para el esfuerzo y el de abscisas para la deformación.

Los diagramas esfuerzo-deformación que se determinan en forma experimental difieren mucho según los distintos materiales. Aún para el mismo material difieren según la temperatura a que se efectúe el ensayo, la velocidad de la prueba y cierto número de otras variables. Sin embargo, por lo general dos tipos de diagramas resultan de los experimentos a temperaturas constantes que se realizan en materiales que no presentan dependencia del tiempo. La figura II-1 ilustra los tipos típicos de numerosos materiales, los cuales son muy diferentes en sus valores extremos de deformación que pueden resistir. La pendiente o inclinación de estas curvas varía en forma considerable. El punto final de una gráfica esfuerzo-deformación corresponde a la falla completa (ruptura) de una probeta. Los materiales capaces de resistir grandes deformaciones se llaman "materiales dúctiles", y el concepto contrario se aplica a "materiales frágiles".

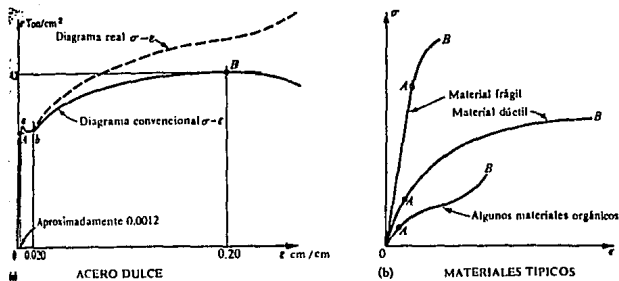


FIGURA II-1.  
Diagramas esfuerzo-deformación de materiales típicos.

Se sabe que en un material siempre ocurre contracción o expansión transversal al sentido en que se le aplica una carga; este efecto, llamado "estricción", es particularmente notable en el caso del "acero dulce", el cual es un tipo de acero de poca resistencia dado a la poca presencia de carbono en su aleación; especialmente cerca del punto de ruptura. Los materiales frágiles no presentan tal efecto a temperaturas ordinarias, aunque también se contraen un poco transversalmente en un ensayo a la tensión y se expanden en uno a la compresión. Dividiendo la fuerza aplicada entre el área transversal real correspondiente que una probeta tiene en el mismo instante, se obtiene el llamado "esfuerzo real". Una gráfica del esfuerzo real en función de la deformación recibe el nombre de "diagrama real esfuerzo deformación".

Varios aspectos se deben observar en relación con los diagramas esfuerzo-deformación. Uno pertenece al definido punto A; dicho punto está sobre una recta que parte del origen y sigue estrechamente la trayectoria de la gráfica esfuerzo-deformación, se denomina como "límite de proporcionalidad del material". La pendiente es el módulo elástico "E", que representa la rigidez del material a una carga impuesta. Los puntos máximos en los diagramas, representados como "B", corresponden a la resistencia última de un material. El esfuerzo correspondiente a la meseta "ab" se denomina "punto de fluencia de un material". En el punto de fluencia una



gran deformación se produce a esfuerzo constante. El fenómeno de fluencia no existe en los materiales frágiles.

Un estudio de los diagramas esfuerzo-deformación muestra que el punto de fluencia está tan cerca del límite de proporcionalidad que para la mayoría de los propósitos, ambos pueden considerarse como uno sólo. Sin embargo, es mucho más fácil localizar el primero. Para materiales que no tienen un punto de fluencia bien definido, se determina convencionalmente uno utilizando el llamado "método del desplazamiento". Este se ilustra en la figura II-2, donde una recta desplazada una distancia arbitraria correspondiente al 0.2% de deformación, se traza paralela a la porción rectilínea de la gráfica inicial esfuerzo-deformación. El punto "C" se toma como el punto de fluencia del material, con un desplazamiento del 0.2%.

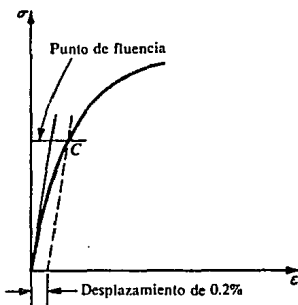


FIGURA II-2.  
Método del desplazamiento para determinar el punto de fluencia de un material.

El concepto técnico de la elasticidad de un material, significa que éste, al ser sometido a un sistema de cargas aplicadas en él, es capaz de recuperar por completo sus dimensiones originales al suprimir las fuerzas que se aplican, es decir, que el cuerpo recobra completamente su forma original; por tanto el comportamiento elástico implica la ausencia de cualquier deformación permanente. Algunos materiales elásticos presentan una relación esencialmente lineal entre esfuerzo y deformación, como se muestra en la figura II-3(a), y se llaman materiales "linealmente elásticos".

Otros materiales elásticos, como los que se representan en la figura II-3(b), presentan curvatura en su diagrama esfuerzo-deformación; éstos reciben el nombre de materiales "no linealmente elásticos". El esfuerzo en el que ocurre la deformación permanente de un material es el llamado "límite de elasticidad" ó "límite elástico" del mismo.

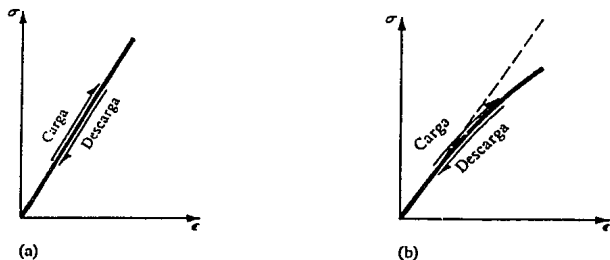


FIGURA II-3.  
Materiales elásticos. (a) Lineal; (b) No lineal.

En el caso de los materiales linealmente elásticos, el límite de elasticidad corresponde al límite de proporcionalidad.

Para la mayoría de los materiales, los diagramas esfuerzo-deformación que se obtienen con miembros cortos a compresión son razonablemente iguales a los que se obtienen a tensión. Sin embargo, para algunos materiales los diagramas difieren considerablemente, según el sentido de la fuerza que se aplique. Por ejemplo, el hierro colado y el concreto son muy débiles a tensión pero no así a la compresión.

Los materiales inelásticos o plásticos presentan un fenómeno importante si su carga no se aumenta monótonamente. Obsérvese la figura II-4; durante un proceso de descarga, caracterizado por una recta como la "H-M" de la figura, la respuesta es, en esencia, linealmente elástica según el módulo de elasticidad del material original, aunque se observa una deformación permanente. Al cargarlo de nuevo, el material se comporta otra vez en forma linealmente elástica y puede llegar de nuevo al punto "H". Más allá de este punto, si el material se vuelve a cargar, produce la continuación

de la curva original, al ser descargado en R, el material sigue de nuevo esencialmente una línea recta hasta "S", condición de carga cero, y luego prosigue hasta "T" si se carga en sentido contrario. Nótese que la ordenada absoluta "T" es menor que la de "R". Este efecto típico fue observado primero por Johan Bauschinger (1833-1893) quien fue un profesor de mecánica del Instituto Politécnico de Munich, Alemania, y ahora este fenómeno es conocido como "efecto Bauschinger".

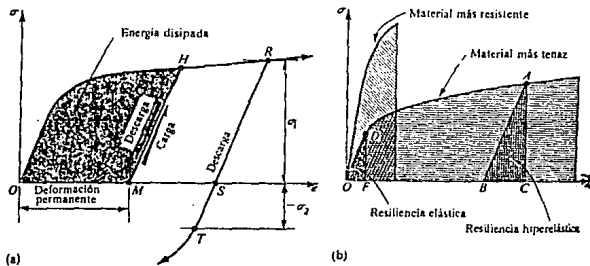


FIGURA II-4.  
Propiedades típicas de los materiales.

En mecánica, la energía se define como la capacidad de realizar un trabajo, y éste es igual al producto de una fuerza por la distancia recorrida en la dirección de la misma. En los cuerpos sólidos deformables, los esfuerzos multiplicados por sus áreas respectivas dan fuerzas, y las deformaciones son distancias recorridas. El producto de estas dos cantidades es el "trabajo interno" realizado en un cuerpo por fuerzas aplicadas exteriormente. Este trabajo interno se almacena en un cuerpo como "energía de deformación".

Considérese un elemento infinitesimal, como el que se muestra en la figura II-5, sometido a un esfuerzo normal " $\sigma_x$ "; la fuerza que actúa sobre la cara derecha o la izquierda de este elemento es " $\sigma_x \delta y \delta z$ ", donde " $\delta y \delta z$ " es un área infinitesimal del elemento. Debido a esta fuerza el elemento se alarga una cantidad " $\epsilon_x \delta x$ ", donde " $\epsilon_x$ " es la deformación unitaria en la dirección de " $x$ ". Si el elemento está hecho de material

linealmente elástico, el esfuerzo es proporcional a la deformación; por consiguiente, si el elemento está inicialmente libre de esfuerzo, la fuerza que actúa finalmente en él aumenta linealmente desde cero hasta que alcanza su valor total. La fuerza media que actúa en el elemento mientras ocurre la deformación es:

$$P = (\sigma_x \delta y \delta z) / 2 .$$

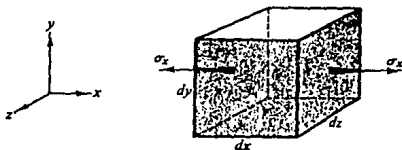


FIGURA II-5.  
Elemento infinitesimal sometido a tensión.

Esta fuerza media multiplicada por la distancia en que actúa es el trabajo realizado en el elemento. Tratándose de un cuerpo perfectamente elástico no se disipa energía y el trabajo que se efectúa en el elemento se almacena como energía de deformación interna recuperable. Por tanto, la energía elástica interna "U", para un elemento infinitesimal sometido a esfuerzo uniaxial es:

$$\delta U = [ (1/2) \sigma_x \delta y \delta z ] [ \epsilon_x \delta x ];$$

donde el primer factor es la fuerza media, y el segundo es la distancia recorrida. Simplificando esta expresión se llega a que:

$$\delta U = (1/2) \sigma_x \epsilon_x \delta x \delta y \delta z,$$

$$\delta U = (1/2) \sigma_x \epsilon_x \delta V;$$

en la que  $\delta V$  es el volumen del elemento.

Modificando la ecuación anterior se obtiene la energía de deformación almacenada en un cuerpo elástico por unidad de volumen del material, o sea su densidad de energía de deformación "Uo"; por tanto:

$$\delta U / \delta V = U_o = (1/2) \sigma_x \epsilon_x .$$

Esta expresión puede interpretarse gráficamente como un área bajo la recta inclinada del diagrama esfuerzo-deformación, ilustrado en la figura II-6; el área correspondiente limitada por la recta inclinada y el eje vertical se llama "energía complementaria". Para materiales linealmente elásticos las dos áreas son iguales, no así para materiales plásticos. Expresiones análogas a la ecuación anterior se aplican a los casos de los esfuerzos normales " $\sigma_y$ " y " $\sigma_z$ " y a las deformaciones lineales correspondientes a " $\epsilon_y$ " y " $\epsilon_z$ ".

Las expresiones de energía de deformación para un estado tridimensional de esfuerzo se deducen directamente por superposición de las energías de cada componente de esfuerzo. La densidad de energía de deformación para el caso más general es:

$$U_o = (1/2)\sigma_x\epsilon_x + (1/2)\sigma_y\epsilon_y + (1/2)\sigma_z\epsilon_z + (1/2)\tau_{xy}\gamma_{xy} + (1/2)\tau_{yz}\gamma_{yz} + (1/2)\tau_{zx}\gamma_{zx} ;$$

al sustituir en esta ecuación las relaciones para las deformaciones dadas por las ecuaciones generales de la Ley de Hooke para un material isotrópico:

$$\epsilon_x = (\sigma_x / E) - \nu(\sigma_y / E) - \nu(\sigma_z / E),$$

$$\epsilon_y = (\sigma_y / E) - \nu(\sigma_x / E) - \nu(\sigma_z / E),$$

$$\epsilon_z = (\sigma_z / E) - \nu(\sigma_x / E) - \nu(\sigma_y / E),$$

$$\gamma_{xy} = \tau_{xy} / G,$$

$$\gamma_{yz} = \tau_{yz} / G,$$

$$\gamma_{zx} = \tau_{zx} / G;$$

y después de algunas operaciones algebraicas, se tiene que:

$$U_0 = [1 / (2 E)] (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - [v / E] (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + [1 / (2 G)] (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2);$$

la cual es la expresión para la energía de deformación elástica por unidad de volúmen para materiales isotrópicos.

En situaciones donde no hay esfuerzos cortantes, el último término de la ecuación se anula. Para el caso de esfuerzo plano con  $\sigma_z = 0$  y  $\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ , de nuevo la ecuación se simplifica notablemente como:

$$U_0 = \sigma_x^2 / (2 E).$$



FIGURA II-6.  
Diagrama esfuerzo-deformación de un elemento sometido a carga.

Una ecuación para "U<sub>0</sub>" análoga se puede establecer en términos de deformaciones en vez de en función de esfuerzos. Esto se realiza con facilidad si se reordenan las ecuaciones de la Ley de Hooke generalizada para que den los esfuerzos en función de las deformaciones. En general, para un cuerpo elástico en estado de esfuerzo la energía de deformación total se obtiene por la integración sobre su volúmen:

$$U = \iiint U_0 \delta x \delta y \delta z.$$

Ahora que, si estamos hablando de la deformación que sufre un material en una sola dirección, ya sea en un sentido definido como positivo o en otro definido como negativo a partir de su estado inicial, en vez de tratar el caso de una triple integral, nos avocaremos a una sola; por lo que podemos concluir que para un elemento formado de un material isotrópico, la energía de deformación del mismo al ser sometido a una fuerza unidireccional en cualquier sentido, es igual al área bajo la curva de su gráfica esfuerzo-deformación, siendo esto válido tanto para deformaciones elásticas como plásticas del elemento en cuestión.

Por otra parte, cabe hacerse notar que las dos últimas ecuaciones son muy importantes; pues la primera de ellas desempeña un papel clave en el establecimiento de las leyes de la plasticidad, y la segunda se utiliza mucho en el análisis de esfuerzos por los métodos de energía.

Alternativamente, de acuerdo con la ecuación  $U_0 = \sigma_x^2 / (2 E)$ , y sustituyendo en esta ecuación el valor del esfuerzo en el límite de proporcionalidad, se tiene un índice de la capacidad del material para almacenar o absorber energía sin deformación permanente. La cantidad que así se determina recibe el nombre de "módulo de resiliencia", y se utiliza en la selección de materiales para aplicaciones en que tenga que haber absorción de energía por parte de elementos mecánicos. Por razonamientos, se puede llegar a que el área bajo una gráfica completa esfuerzo-deformación da una medida de la capacidad del material para resistir una carga de energía hasta que sobrevenga su ruptura; dicha capacidad recibe el nombre de "tenacidad". Cuanto mayor sea el área total bajo la gráfica esfuerzo-deformación, tanto mayor será la tenacidad del material. En el intervalo inelástico, sólo es recuperable una pequeña parte de la energía que absorbe un material. La mayor parte de la energía se disipa en la deformación permanente del mismo. La energía que se puede recuperar cuando una probeta se esfuerza hasta un punto como el A o el D de la figura II-4, que ilustró algunas propiedades típicas de materiales, está representada por los triángulos ABC y DOF, respectivamente. La recta AB del triángulo ABC es paralela a la línea elástica OD. Las áreas limitadas por los triángulos respectivos, como se indica en la figura, representan la "resiliencia elástica" y la "resiliencia hiperelástica del material".

Cuando un material se carga cíclicamente dentro del intervalo inelástico, la energía disipada por ciclo está dada por el área limitada por las líneas no coincidentes del diagrama esfuerzo-deformación. El lazo o curva cerrada que aparece en la figura II-7 que así se forma recibe el nombre de "ciclo de histéresis". Por lo general hay una tendencia a que se forme un ciclo de histéresis a lo largo de una línea como la HM de la figura II-4.

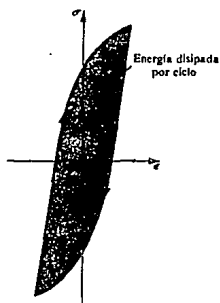


FIGURA II-7.  
Ciclo de histéresis para un material inelástico.

Para un estudio analítico del comportamiento de un material es conveniente idealizar los diagramas esfuerzo-deformación determinados experimentalmente. Un grupo de diagramas que se utilizan ampliamente para el estado uniaxial de esfuerzo se muestra en la figura II-8. Se presenta de nuevo la relación para un material linealmente elástico, que como se señaló antes, esta es la base de la Ley de Hooke (inciso a) de la figura). Aunque en realidad muy pocos materiales se comportan de esta manera hasta su resistencia última, pero para casi todo material esta relación se verifica tratándose de deformaciones pequeñas. Debido a la sencillez de la Ley de Hooke, es práctica común utilizarla para tener una aproximación a una respuesta moderadamente no lineal.

Después de exhibir una respuesta elástica, algunos materiales presentan deformaciones muy grandes a un esfuerzo prácticamente constante. Una deformación ilimitada o fluencia a esfuerzo constante define



un material ideal o perfectamente plástico. Un material que presenta una respuesta linealmente elástica seguida por una perfectamente plástica se indica en la figura II-8(b). Si el intervalo elástico es despreciable en comparación con el intervalo plástico, se emplea la idealización de un material rígido perfectamente plástico como el de la figura II-8(c).

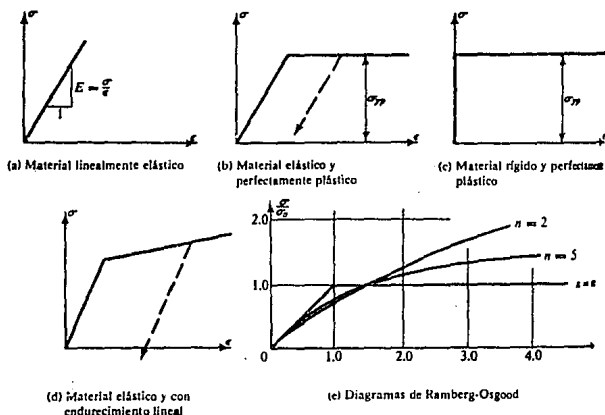


FIGURA II-8  
Diagramas esfuerzo-deformación idealizados.

Para muchos materiales los diagramas de esfuerzo-deformación pueden ser idealizados por diagramas bilineales como el de la figura II-8(d); en tales idealizaciones es común llamar a la primera etapa "intervalo elástico", y a la segunda, "intervalo de endurecimiento por deformación o por esfuerzo". En el diagrama se utiliza el término más general de "endurecimiento lineal".

Una ecuación conveniente capaz de representar un amplio intervalo de gráficas esfuerzo-deformación ha sido desarrollada por Ramberg y Osgood; tal ecuación es:

$$\varepsilon / \varepsilon_0 = (\sigma / \sigma_0) + (3/7) (\sigma / \sigma_0)^n,$$

donde " $\varepsilon_0$ ", " $\sigma_0$ " y " $n$ " son constantes características para un material. Las constantes " $\varepsilon_0$ " y " $\sigma_0$ " corresponden al punto de fluencia, que para todos los otros casos diferentes del de plasticidad ideal se halla por el método de desplazamiento ya expuesto anteriormente; el exponente " $n$ " determina la forma de la curva. Esta ecuación está expresada en forma adimensional, lo cual constituye un método conveniente en el análisis general. Una de las ventajas importantes de la ecuación anterior es el hecho de ser una función matemática continua, por ejemplo, un "módulo elástico instantáneo" (o módulo tangencial o tangente),  $E_t$ , definido por:

$$E_t = \delta\sigma / \delta\varepsilon$$

se puede determinar fácil y concretamente.

Los diagramas esfuerzo-deformación al corte se obtienen también a partir de experimentos con diversos materiales y son susceptibles de idealizaciones análogas a las de la figura II-8. Como puede verse claramente, excepto para la Ley de Hooke, las generalizaciones de relaciones entre esfuerzo y deformación para estados de esfuerzo y deformación biaxiales y triaxiales son problemas muy difíciles y complejos; por lo que es afirmable que aún queda mucho por establecer en esta desafiante área de la mecánica.

### II.1.1.- Comportamiento del Concreto.

El concreto es un material muy comunmente empleado en el campo de la construcción para tomar los efectos de compresión, dada su alta eficiencia para resistir este tipo de fuerzas. La resistencia a la compresión se puede medir normalmente a partir del ensaye de un cilindro fabricado de este material, de 30 cms. de altura y 15 cms. de diámetro o, en algunos países, de un cubo de 20 cms. por lado. El módulo de Young " $E_c$ " se puede tomar igual

a  $15,100 (f_c)^{1/2}$  [kg/cm<sup>2</sup>], donde  $f_c$  representa la resistencia máxima a la compresión de este material.

El valor de la deformación unitaria para el esfuerzo máximo permitido es aproximadamente igual a 0.003, independientemente de la resistencia. La forma de la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación de un espécimen de concreto reforzado, varía según la cantidad del refuerzo transversal, que proporciona un efecto de confinamiento, por lo que es necesario desarrollar un modelo idealizado de la relación esfuerzo-deformación, con objeto de simplificar el cálculo de la resistencia a la flexión y la deformación de miembros estructurales elaborados a partir de concreto reforzado. La figura II-9 muestra un modelo sencillo propuesto por Hognestad (1952) que consiste en una parábola y una línea recta, en la misma se muestra una relación esfuerzo-deformación baja carga repetida, obtenida experimentalmente, de la que derivó el modelo idealizado que se presenta.

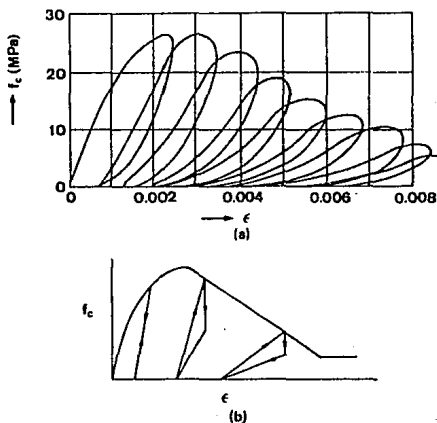


FIGURA II-9.

Relaciones de esfuerzo-deformación del concreto sometido a cargas repetidas de compresión.  
(a) Relaciones reales; (b) Relaciones idealizadas.

La resistencia a la tensión del concreto (que en algunos reglamentos de diseño no se permite considerarla) se mide con una prueba en la que un cilindro se coloca horizontalmente y se carga a lo largo de uno de sus diámetros, hasta que se parte. Su valor yace entre el 50 y el 75% del módulo de ruptura, el cual es obtenido a partir de un ensaye a flexión.

Cuando un concreto se sujeta a una compresión de alta velocidad, como sucede durante las cargas sísmicas, las curvas de resistencia máxima a la compresión y deformación unitaria, aparecen como se ilustra en la figura II-10. Aún cuando la forma de la curva no se altera, la tendencia es que la resistencia máxima aumente con el ritmo de crecimiento de la deformación unitaria. Por ejemplo, el esfuerzo máximo para un ritmo de la deformación unitaria del 0.5%, es 14 veces más alto que el que se obtiene mediante la prueba estática.

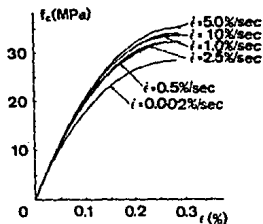


FIGURA II-10.

Efecto de la velocidad de deformación en las relaciones de esfuerzo-deformación del concreto.

## II.1.2.- Comportamiento del Acero.

Del acero puede decirse que es el principal material de construcción, dado a que se presenta en grandes cantidades, como consecuencia de que puede tomar tanto efectos de tensión como de compresión, aunque resulta ser más eficiente cuando se le somete a fuerzas

de tensión. La relación esfuerzo-deformación del acero, que se presenta en la figura II-11(a), se idealiza comunmente en la forma bi-lineal que se muestra mediante líneas llenas en la figura II-11(b), aún cuando el endurecimiento por deformación (líneas interrumpidas) se toma en cuenta en algunos casos. "Fy" y "Fu" se utilizan para los perfiles y las placas de acero, y "fy" para las varillas de refuerzo. El valor "Es" del módulo de Young para este material es aproximadamente igual a 2'039,000 [kg/cm<sup>2</sup>].

Para que una estructura posea suficiente ductilidad, el material componente debe ser tal que la elongación total hasta la falla de fractura sea lo suficientemente grande y el cociente entre el esfuerzo de fluencia "Fy" y el esfuerzo último "Fu" no se encuentre próximo a la unidad. Este último requisito, por ejemplo, evita que un miembro a tensión con agujeros para pernos se rompa en una sección conocida como "neta", antes de que tenga lugar la fluencia en una sección completa.

En el caso de aceros como el de presfuerzo, en los que la relación esfuerzo-deformación no muestra con claridad la plataforma de fluencia, el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo que deja al espécimen con una deformación plástica permanente del 0.2% cuando éste se descarga.

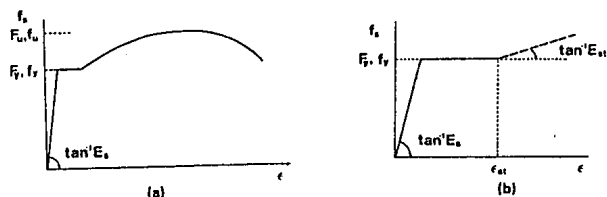


FIGURA II-11.  
Relaciones de Esfuerzo-deformación del acero.  
(a) Relación real; (b) Relación idealizada.

La relación histerética esfuerzo-deformación para un acero sometido a una carga repetida alternadamente, aparece en la figura II-12; la rama de descarga muestra una pendiente incipiente igual a la pendiente

elástica y se suaviza gradualmente debido al efecto Bauschinger. Los ensayos con cargas de alta velocidad muestran un incremento en el esfuerzo de fluencia al comparar los resultados con los de la prueba estática. Son típicos los incrementos del 8% bajo un ritmo del esfuerzo de deformación unitaria del 0.5% por segundo, y del 17% para un ritmo del 10% por segundo. Sin embargo, el incremento en el esfuerzo último no es mayor al 3%.

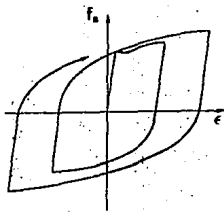


FIGURA II-12.  
Comportamiento histerético del acero.

## II.2.- Principios de la Dinámica Estructural.

La Dinámica Estructural es una de las ramas fundamentales que emplea la Ingeniería Civil Estructural para desarrollar el análisis de estructuras sometidas a cargas laterales originadas tanto por viento como por movimientos sísmicos; sus principios se originan a partir de los planteamientos de la Segunda Ley Newtoniana ( $F = ma$ ), así como del principio de impulso y cantidad de movimiento que se plantea en función de ella:

- a)  $F = ma$
- b)  $a = \delta v / \delta t$

- c)  $F = m \delta v / \delta t$   
 d)  $F \delta t = m \delta v$   
 e)  $F = m \int \delta v$   
 f)  $v = \delta x / \delta t$   
 g)  $F = m \int \delta (\delta x / \delta t)$   
 h)  $F \delta t = m \int \delta (\delta x)$   
 i)  $F = m \int \delta \int \delta x$

$$\therefore F = m \iint \delta^2 x$$

donde:

- F.- Fuerza inercial.  
 m.- Masa del sistema.  
 a.- Aceleración de excitación.  
 v.- Velocidad de excitación.  
 x.- Desplazamiento inducido por la excitación.  
 t.- Tiempo.

La variable dependiente F representa la fuerza inercial provocada por una excitación externa generada en un instante dado, la cual se requiere relacionar con los desplazamientos del sistema; pero esto no puede hacerse directamente, no existen instrumentos que los puedan medir al momento de un sismo, sin embargo existen aparatos muy precisos llamados acelerógrafos, que como su nombre lo indica, miden aceleraciones y como sabemos, dinámicamente se obtienen a partir de la segunda derivada de la posición respecto del tiempo, es decir en función de la aceleración; quedando esta relación necesaria para el estudio de la vibración de una estructura de un edificio, en nomenclatura integral de la siguiente forma:

$$F = m \iint x''$$

Más adelante plantearemos la ecuación del equilibrio dinámico en la que se involucrarán tanto las fuerzas inerciales, es decir, las fuerzas iguales a masa por aceleración, y momentos iguales al momento de inercia

de la masa por aceleración angular, como también las fuerzas de restitución, o sea, las fuerzas iguales al módulo elástico por deformación, y las fuerzas de amortiguamiento o disipación, esto es, las fuerzas iguales al coeficiente de viscosidad por la velocidad.

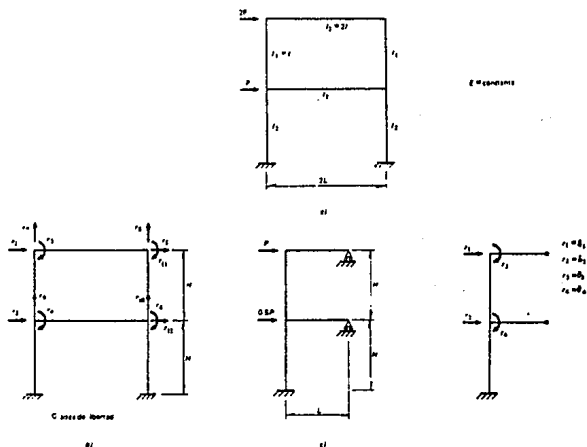


FIGURA II-13.

(a) Estructura real de un marco de edificio a ser analizado; (b) Grados de Libertad del marco original a ser analizado; (c) Suposición teórica del modelo original debido a la simetría existente en el marco para la simplificación del problema real; (d) Grados de Libertad del modelo simplificado.

Existen conceptualizaciones que deben ser definidas para poder llegar a las formulaciones básicas de la Dinámica Estructural, tal como es el de grado de libertad de una estructura, el cual se define como el número de posibilidades que tienen todos sus nodos en conjunto de deslizarse sobre las tres direcciones ortogonales de análisis, y de rotar sobre sus ejes normales a los tres planos que forman estas direcciones, siempre y cuando estas posibilidades sean independientes entre sí; por ejemplo, observemos la figura II-13, en la que se propone un marco plano sometido a cargas laterales diferentes entre sí, tanto en su magnitud como en su punto de aplicación; si



no se consideran las deformaciones axiales en vigas y columnas, esto es, como elementos infinitamente rígidos, los grados de libertad conforme a nuestra definición son las enumeradas del 1 al 10; las posibilidades 11 y 12 no son independientes pues están relacionadas con los efectos 1 y 2, dado a que como se ha planteado, consideramos vigas y columnas infinitamente rígidas, lo que da como resultado que en nuestro modelo no se presenten deformaciones axiales en ninguno de sus elementos. Las posibilidades 7 y 8 son diferentes de las posibilidades 9 y 10, por las condiciones de carga y los giros que existen en los nodos, que a su vez también son independientes entre sí. Por esta razón, nos enfrentamos a un problema con 10 grados de libertad, es decir, 10 posibilidades independientes de movimiento; esto sin duda es un problema de solución laboriosa, por lo que se harán simplificaciones y se desprejarán algunos efectos para facilitar el análisis, tal como es la eliminación de las posibilidades del 7 al 10, dado a que estos efectos son muy pequeños en comparación a los desplazamientos horizontales, reduciéndose el problema en cuatro posibilidades; por otra parte si tomamos en cuenta que por simetría del marco los giros 5 y 6 son iguales a los giros 3 y 4 respectivamente, podemos eliminar otras dos posibilidades, reduciendo a nuestro problema de 10 a 4 grados de libertad, como se muestra en la figura II-13(c) y II-13(d).

Existen otros métodos que realizan una simplificación más al modelo, tomando en cuenta que los efectos importantes a considerar son solamente los horizontales, pues son los que a la Ingeniería Estructural le interesa controlar; estos métodos, que no son exactos, pero entregan resultados muy adecuados y confiables, nos auxilian enormemente en el análisis de las características de la vibración de una estructura mediante la representación del sistema con un modelo sencillo que refleja adecuadamente las propiedades mecánicas de la estructura del edificio que será analizado, tal como es para el caso de su estudio dentro del rango elástico de su comportamiento (Ley de Hooke), es decir, en el que a estados de carga dados le corresponda deformaciones proporcionales a dicha carga y que al desaparecer las fuerzas inerciales, éste vuelva a su posición original sin presentar deformaciones permanentes (caso elástico); el modelo clásico que se plantea para este fin es aquel en el que la estructura del edificio se representa como un conjunto de masas discretas, es decir, masas ( $m$ ) concentradas al nivel de piso de cada uno de los entrepisos y ligadas entre sí por un sistema de resortes ( $k$ ) que representan el comportamiento elástico de

columnas, y por un sistema de amortiguamiento ( $c$ ) que representa la disipación energética de la respuesta sísmica del sistema, como se ilustra en la figura II-14. Se consideran también las articulaciones elásticas ubicadas en la parte inferior de las masas y que el único efecto que generan es su desplazamiento en el sentido horizontal y sobre el plano de análisis; por tanto es un modelo con tantos grados de libertad como masas discretas existan en él, en otras palabras, se forman tantos grados de libertad como pisos existan en la estructura del edificio a ser analizado.

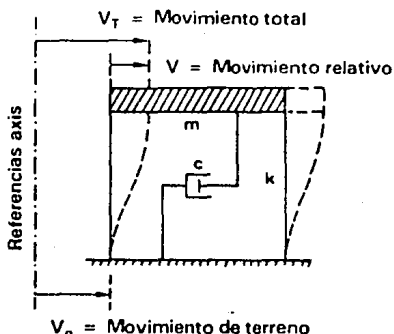


FIGURA II-14.

Modelo clásico para la representación del comportamiento mecánico de una estructura de edificio.

A partir de lo anteriormente explicado, se hace necesario definir un concepto más, que es el de la "Forma Modal de Vibración" ó "Modo de Vibrar" de una estructura, y que se refiere a la configuración esquelética del edificio al vibrar. El número de modos de vibrar está ligado al número de grados de libertad del modelo planteado como masa-resorte-amortiguador ( $m-k-c$ ), o sea, que si se plantea un modelo con " $n$ " grados de libertad, este tendrá " $n$ " formas modales de vibración. En términos prácticos, podemos afirmar que un edificio de " $n$ " niveles vibrará con " $n$ " formas modales. Observemos ahora la figura II-15 en la que se ilustran las 3 formas modales de vibración de un modelo de 3 grados de libertad y con 3 masas discretas y obtenido de un edificio de 3 niveles (sistema de " $n$ " niveles, " $n$ " masas discretas, " $n$ " grados de libertad y " $n$ " modos de vibrar). Nótese que para el

primer modo, el eje de uno de los resortes cruza la línea de verticalidad del conjunto; para el segundo modo, los ejes de dos resortes cruzan la línea de verticalidad; y para el caso de la tercera forma modal, los tres ejes de los tres resortes la cruzan. Generalizando, en un sistema de "n" grados de libertad, su primer modo de vibrar se configurará haciendo que el eje de un resorte cruce la línea de verticalidad, el segundo haciendo que los ejes de dos resortes crucen esta línea, el tercero con los ejes de tres resortes que la crucen y así sucesivamente hasta obtener el "n" modo de vibrar haciendo que los "n" ejes de los "n" resortes crucen la línea de verticalidad; y para definir qué ejes de qué resortes son los que la cruzan, nos valdremos de métodos numéricos para obtener modos y frecuencias de vibración de estructuras que ejecutan respuesta sísmica y que expondremos posteriormente. Esta condición señalada, provoca que se generen puntos de inflexión en la estructura, es decir, puntos del sistema en los que hay cambio de dirección de los elementos, alterando su tendencia de ubicarse de un lado de la línea de verticalidad para colocarse al otro, como se aparecía en la figura II-15; el número de estos puntos de inflexión del sistema coincide obviamente con el número de modo de vibración que se está tratando.

Para concluir con este concepto de modo de vibración, diremos que éste nos expresa la configuración extrema de los desplazamientos de las masas discretas durante una vibración de todo el sistema, es decir, la posición horizontal máxima de los pisos de la estructura de un edificio respecto a los ejes de las columnas que los soportan ante un sismo.

También definiremos otros tres conceptos requeridos para poder avanzar hacia el planteamiento y solución de las ecuaciones del equilibrio dinámico de las estructuras; estos son los conceptos de ciclo, frecuencia y periodo. Un ciclo es un movimiento repetitivo o de vibración que efectúa una partícula, en el cual hace un recorrido partiendo de una posición definida y regresando posteriormete a la misma. El parámetro tiempo, como sabemos, es un factor que interviene en todo fenómeno físico, por lo que para que una partícula pueda ejecutar un ciclo de un movimiento repetitivo o de una vibración, requiere de un cierto tiempo, y es aquí donde surge el concepto de periodo, que es el tiempo requerido por una partícula para recorrer un solo ciclo; ahora que si queremos definir el número de ciclos que realiza dicha partícula en una unidad de tiempo, tendremos que hablar de frecuencia.

Como puede inducirse por estas afirmaciones, existe una relación inversa entre frecuencia y periodo, es decir:

$$f = 1/T; T = 1/f$$

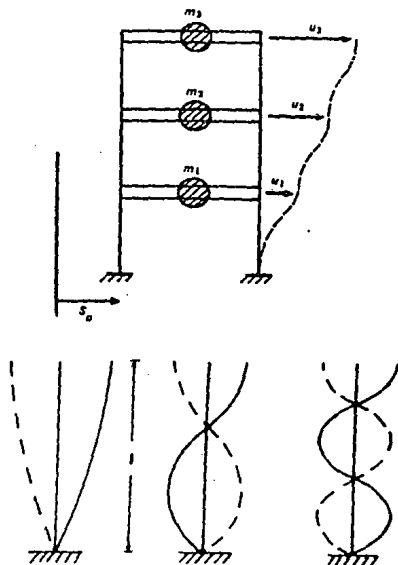


FIGURA II-15.

Representación de las formas modales de vibración de una estructura de 3 niveles.  
(a) Primer modo de vibrar; (b) Segundo modo de vibrar; (c) Tercer modo de vibrar.

Todos estos conceptos son elementales dentro de la Dinámica Estructural para realizar el análisis de estructuras de edificios, aunque debe siempre tomarse en cuenta las características propias de los materiales que las conforman, esto para conocer si los desplazamientos que son inducidos a una estructura por respuesta sísmica provocan un comportamiento elástico

del conjunto, o bien si en algún elemento o en varios existe comportamiento plástico o inelástico; así como también los efectos del amortiguamiento intrínseco ó inducido por algún dispositivo al sistema estructural y verificar si es un conjunto con adecuada seguridad y suficiente sismorresistencia.

Como ya fue explicado, al analizar la estructura de un edificio de "n" niveles, se emplea frecuentemente un modelo con sistema masa-resorte-amortiguador, el cual resulta ser una forma sencilla y clásica de representar las características mecánicas de la estructura en estudio; este sistema de representación constará de "n" masas, "n" resortes, y "n" amortiguadores. Durante un movimiento vibratorio de la estructura se presentará una respuesta elástica mientras sus elementos en conjunto guarden una función lineal entre sus estados de carga y deformación laterales a instantes dados, es decir, mientras se conserve en su comportamiento la Ley de Hooke, como se ejemplifica en la figura II-16, en la que se encuentra un marco de dos niveles sujeto a una sucesión de cargas horizontales, induciendo desplazamientos en la misma dirección al conjunto y proporcionales a estas fuerzas ( $F = kx$ ).

En este capítulo trataremos sobre las características del comportamiento elástico en la respuesta de una estructura; mismo que depende sin duda de las cualidades mecánicas de los materiales con los que esté construida, pues mientras conserven su constante de proporcionalidad entre fuerza y deformación, toda la estructura guardará también un comportamiento elástico. El análisis más común y más adecuado que se efectúa al estudiar la estructura de un edificio es precisamente el elástico, y normalmente se realiza através del modelo clásico de representación de la estructura, con presencia de resortes y amortiguadores a nivel de entrepiso, y masas a altura de nivel.

Las fuerzas de excitación pueden ser de magnitud tal que dañen la estructura por falla en los materiales que conforman sus miembros, o bien que dichos materiales con que está fabricada entren en un rango inelástico de trabajo, formándose en los elementos "articulaciones plásticas", es decir, que en algunos elementos dado el comportamiento plástico de los materiales que se presenta en instantes dados, no se puedan resistir absolutamente todos los momentos de flexión y fuerzas cortantes que se generen en estos elementos, y por ende se originen giros y desplazamientos no deseados, conformándose

así "mecanismos de colapso"; ante esto la estructura deberá ser estudiada y analizada con otras consideraciones, pues es necesario conocer todos los efectos que existen cuando la estructura tenga un comportamiento plástico o inelástico en su respuesta; lo cual será tratado posteriormente en este capítulo.

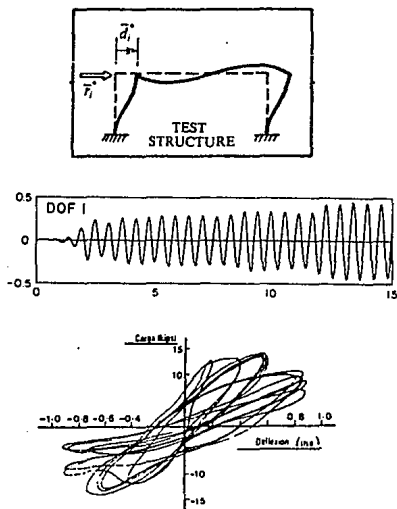


FIGURA II-16  
 Características del comportamiento elástico de una estructura.  
 (a) Marco sujeto a vibración; (b) Historia de carga; (c) Gráfica carga-deformación.

Pasemos ahora, al planteamiento de las ecuaciones del equilibrio dinámico para el estudio del modelo masa-resorte-amortiguador, primeramente para el caso de estructuras simples o de un sólo nivel, y después para el caso de estructuras de múltiples pisos:

Considérese un sistema de un sólo grado de libertad como el de la figura II-17, sujeto a un estado de vibración "F(t)" que varía con el tiempo, el cual dependerá de la fuerza inercial "F<sub>i</sub>" igual a la masa discreta multiplicada por su aceleración, de la fuerza de amortiguamiento viscoso "F<sub>D</sub>" que es el producto del coeficiente de amortiguamiento por la velocidad, y de la fuerza de rigidez de la estructura "F<sub>s</sub>" que resulta de la deformación por la constante de rigidez; al aplicar el principio de D'Alambert, la ecuación del movimiento se expresa como:

$$F(t) = F_i + F_D + F_s$$

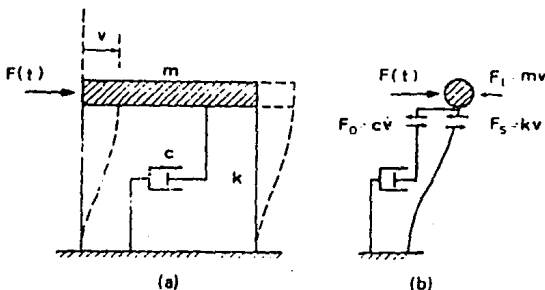


FIGURA II-17.

Características mecánicas de un modelo de un grado de libertad.

Para que exista equilibrio dinámico en el sistema, la función F(t) deberá ser igual a cero; y para que quede planteada la ecuación dinámica relacionando las características mecánicas del sistema, efectuaremos las siguientes sustituciones:

- 1.-  $F_i = m x''$
- 2.-  $F_D = c x'$
- 3.-  $F_s = k x$

$$\therefore m x'' + c x' + k x = 0$$

Para el caso de sismo, debe considerarse que la aceleración absoluta de las partículas de la masa del sistema estará dada por la suma de su aceleración relativa  $x'$  y la aceleración del terreno  $S_0$ , por lo que la fuerza inercial podrá ser expresada como:

$$F_i = m (x' + S_0);$$

quedando la ecuación dinámica de la siguiente forma:

$$m x'' + c x' + k x = -m S_0;$$

si esta ecuación es dividida entre "m" y se considera que:

$$\begin{aligned} \omega &= (k/m)^{1/2}, \\ c_{cr} &= 2(km)^{1/2} = 2\omega m, \\ \xi &= c/c_{cr}, \end{aligned}$$

se llegará a que:

$$x'' + 2\xi\omega x' + \omega^2 x = -S_0;$$

donde " $\omega$ " se denomina frecuencia circular natural del sistema, " $c_{cr}$ " se conoce como amortiguamiento crítico y " $\xi$ " que se llama coeficiente o relación de amortiguamiento, el cual es el cociente que resulta de la división del coeficiente de amortiguamiento viscoso del sistema entre el amortiguamiento crítico. En el sistema en estudio, cuando se presenta un valor de  $\xi = 0$ , se trata de un modelo de "amortiguamiento nulo", o sea, un modelo que vibrará eternamente al ser excitado con una fuerza; para el caso de que  $0 < \xi < 1$ , trataremos un modelo "subamortiguado", es decir, en donde el sistema vibra durante un periodo de tiempo finito y determinable; si  $\xi = 1$ , se indica un valor límite de amortiguamiento para el cual el sistema pierde sus características vibratorias, llamando a esto "amortiguamiento crítico"; por último, para el caso de que  $\xi > 1$ , el sistema no oscila dado a que el amortiguamiento supera la vibración, llamando a esta característica "sobreamortiguamiento".



Un valor que resulta muy útil y necesario de conocer también, es el del periodo natural de vibración de la estructura del edificio, el cual se evaluará con la siguiente expresión:

$$T = 2 \pi / \omega.$$

La solución para la última ecuación dinámica expresada anteriormente:

$$x'' + 2 \xi \omega x' + \omega^2 x = -S_0;$$

está dada por la siguiente expresión, que proporciona el valor de "x" en un instante "t":

$$x(t) = (1 / \omega_d) \int_0^t S_0(\tau) \exp \{ -\xi \omega (t - \tau) \} \operatorname{sen} \omega_d (t - \tau) \delta \tau.$$

De lo anterior se desprende que para un temblor conocido, es decir, para valores conocidos de  $S_0$  en el tiempo, los valores máximos de "x" y de sus derivadas dependen solamente de la frecuencia natural de vibración " $\omega$ " y del amortiguamiento " $\xi$ " existente en el sistema. Para aceleraciones dadas del terreno  $S_0$ , es usual mantener fijo el amortiguamiento e ir calculando alguna respuesta sísmica máxima para distintos valores de " $\omega$ " (lo que resulta lo mismo, para distintos valores del periodo de la estructura del edificio  $T = 2 \pi / \omega$ ); y si estas respuestas máximas se grafican teniendo como abscisa el valor del periodo, se obtendrá con esto un "espectro de respuesta sísmica de la estructura", siendo este de gran utilidad al Ingeniero Civil Estructuralista para el estudio y diseño de un edificio.

Un espectro de respuesta, es pues una gráfica que nos relaciona sobre el eje horizontal del plano cartesiano, distintos valores del periodo de la estructura del edificio en análisis, contra la máxima respuesta presentada en ella ante dicho periodo, y que resulta ser la máxima aceleración que ocurre, o la máxima velocidad, o bien el máximo desplazamiento inducido, este parámetro en el eje de las ordenadas. Debe señalarse claramente que para la elaboración de un espectro de respuesta de una estructura de un edificio, deberá idealizarse toda la estructura como un modelo de un sólo grado de libertad con un periodo natural de vibración que se irá variando sucesivamente, a este modelo se le aplicará una historia de aceleraciones (el

registro de un sismo), y posteriormente se calculará la máxima respuesta sísmica que dará lugar, para con ello obtener un punto de la gráfica. Como es de suponerse, obtendremos tantos espectros de respuesta de la estructura, como sismos o historias de aceleraciones le apliquemos al modelo del edificio.

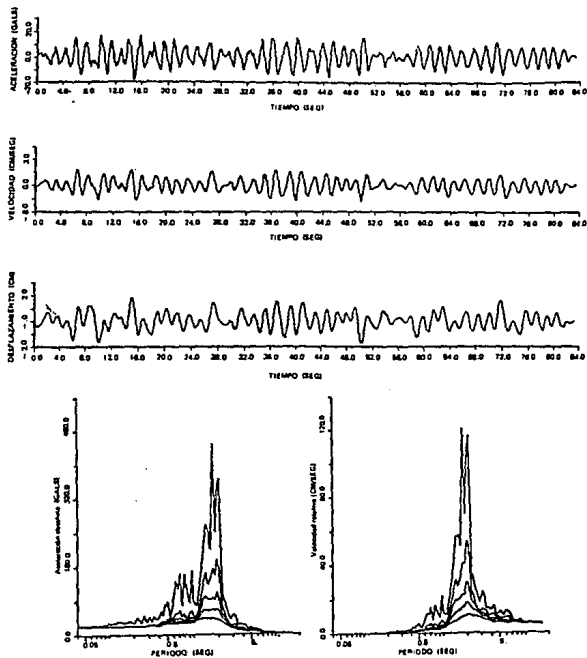


FIGURA II-18.

Registros del sismo del 29 de Noviembre de 1978, del edificio Hidalgo en Nonoalco, México D.F..  
 (a) Historia de aceleraciones; (b) Historia de velocidades; (c) Historia de desplazamientos;  
 (d) Espectros de respuesta.

## II.3.- Respuesta de Sitio.

La evaluación de la respuesta de un terreno ante sismos, es uno de los aspectos más importantes y complicados del proceso de diseño. Para realizarla es necesario definir primero el sismo o sismos de diseño, empleando los criterios descritos más adelante en este capítulo, y después determinar la respuesta posible del terreno ante tal sismo. Se considerarán los efectos de la geología local y las condiciones del suelo; incluyendo esto no solamente la determinación de las propiedades dinámicas de los diferentes tipos de suelo en particular, sino también la manera de determinar la respuesta sísmica total de los sitios de construcción, y finalmente se analizan varios métodos para la selección del movimiento del suelo que se empleará para realizar el análisis de la respuesta dinámica del suelo y de las estructuras.

En muchos sismos, la geología local y las condiciones del suelo han tenido una influencia determinante en la respuesta del sitio. Aunque el término "local" es algo vago, generalmente significa local en relación con todo el terreno que atraviesan las ondas entre el foco del sismo y el sitio considerado. Bajo la hipótesis de que la vibración de la roca base será similar en dos sitios adyacentes, las diferencias locales al movimiento subyacente, son la topología y naturaleza del lecho de roca y la naturaleza y geometría de los suelos de depósito. De ahí que el término "local" pueda indicar una profundidad de un kilómetro o más, y el área comprendida dentro de una distancia horizontal de varios kilómetros a partir del sitio.

Las condiciones del suelo y las características geológicas locales que afectan las respuestas del sitio son numerosas, algunas de las más importantes se ilustran en la figura II-19, en donde puede apreciarse que:

1) Mientras mayor sea la extensión horizontal ( $L_1$  o  $L_2$ ) de los suelos más suaves, menores serán los efectos limítrofes de la roca subyacente sobre la respuesta del sitio. La modelación matemática está influenciada por esto cuestión.

2) La profundidad ( $H_1$  o  $H_2$ ) del suelo subyaciendo el lecho de roca afecta la respuesta dinámica: el periodo natural de vibración del suelo se incrementa al aumentar la profundidad. Esto ayuda a determinar la frecuencia de las ondas que son filtradas por los suelos y también se relaciona con la interacción suelo-estructura, propia de un sismo. La tendencia natural para movimientos del suelo de periodo largo a ser amplificadas en la respuesta estructural es intensificada cuando el periodo del sismo tiende a coincidir con el periodo del sismo en cuestión; y si además de esto, el periodo fundamental de vibración de la estructura es similar al del sismo y al del terreno, se dará lugar al fenómeno denominado como "resonancia", y que consiste en una amplificación de los desplazamientos sufridos por una estructura durante una vibración, la cual puede incluso llevarla al colapso total.

3) La pendiente de los planos estratificados (valles 2 y 3 en la figura II-19), de los suelos sobreyaciendo el lecho de roca, obviamente afecta la respuesta dinámica, pero es menos obvia la manera de tratar con estratos no horizontales.

4) Los cambios horizontales de tipos de suelo a lo largo de un sitio (sitios F y G en la figura), afectan en forma local la respuesta dentro del sitio, y pueden afectar en gran medida la seguridad de un edificio desplazado en los dos tipos de suelo.

5) La topografía del lecho de roca y los suelos depositados, tiene varios efectos sobre las ondas sísmicas que llegan, tales como reflexión, refracción, enfoque y difracción. Desafortunadamente muchos de estos efectos siempre permanecerán como hipótesis; por ejemplo, mientras los efectos de enfoque sobre el lecho de roca (valles 1 y 2) pueden ser factibles de calcularse, ¿Cómo pueden predecirse confiablemente las modificaciones a la respuesta en los sitios G y J debidas a estos efectos en el valle 3?. Bien puede ser que las características geológicas, tales como irregularidades ocultas en la topografía del lecho de roca, expliquen las diferencias, de otra forma inexplicables, de la respuesta observada en los sitios cercanos en el sismo.

6) Otra característica topográfica que afecta la respuesta es la de cordilleras donde puede presentarse una amplificación del movimiento básico del lecho de roca, como es el caso del sitio B.

7) Las pendientes de depósitos sedimentarios pueden, por supuesto, fallar completamente durante un sismo. En terrenos escarpados (sitio H en la figura), la falla puede ser en forma de avalanchas.

8) También pueden ocurrir fallas espectaculares de suelo en pendientes suaves, en donde las fallas de taludes pueden ser relacionadas con licuación de estratos de suelo, ocurriendo deslizamientos del suelo aún en depósitos básicamente de arcilla, donde la licuación ocurrió en lentes delgadas de arena contenidos en la arcilla. Algunas de las fallas de taludes pueden también ocurrir en los estratos superiores de suelo que se deslizan sobre los estratos de arcilla húmeda que los soportan; esta situación de "respaldo grasoso" podría ocurrir en el sitio E de la figura.

9) El contenido de agua del suelo es un factor importante en la respuesta del sitio. Esto se aplica no solamente a suelos en talud como se mencionó anteriormente, sino que la licuación puede también ocurrir en un terreno plano compuesto de suelos no cohesivos saturados.

10) Finalmente, la respuesta sísmica de un sitio y de las estructuras construidas sobre él, es por supuesto una función de los tipos de suelo locales y de sus condiciones. Esto aparece ilustrado en los espectros de respuesta tan diferentes para distintos suelos, mostrados en la figura II-20. Las propiedades dinámicas de algunos suelos en particular están descritas en términos de propiedades mecánicas tales como módulos de cortante, amortiguamiento, densidad y compactación.

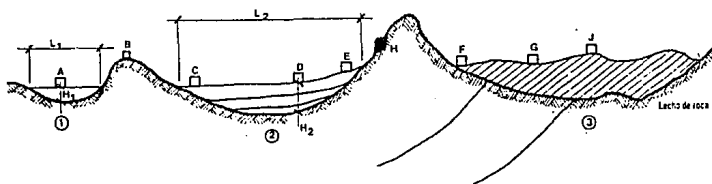


FIGURA II-19.

Diagrama esquemático que muestra la geología local y las características del suelo.

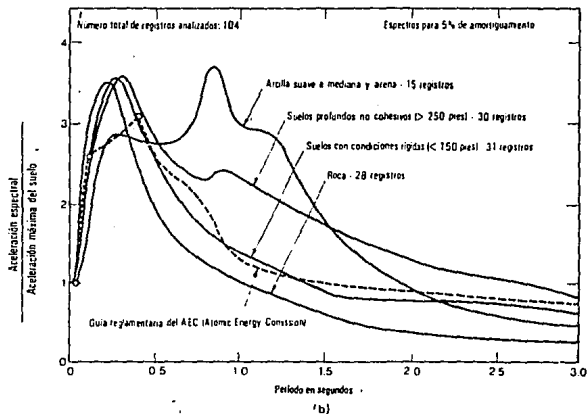
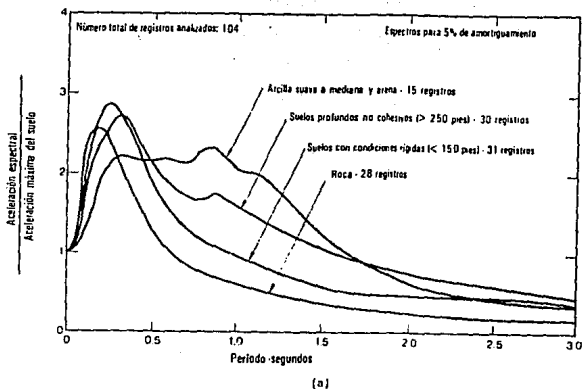


FIGURA II-20.  
 (a) Espectro de aceleración promedio; (b) Espectro de aceleración con un percentil de 84.  
 Ambos para diferentes condiciones de sitio.

Siempre es útil conocer el periodo predominante de vibración de un sitio dado, al estimar el movimiento sísmico de diseño y la vulnerabilidad frente a sismos de la construcción propuesta. Se han hecho muchos intentos para medir el periodo natural de vibración de diferentes sitios; las vibraciones medidas han sido generalmente microtemblores, algunos que provienen de pequeños sismos y otros inducidos artificialmente ya sea por cargas explosivas, hincado de pilotes, paso de trenes o explosiones de pruebas nucleares incluso.

Para un proyecto importante o sísmicamente vulnerable, se justifica hacer pruebas de vibración, pero surgen problemas de interpretación de resultados, ya que tales pruebas se refieren a deformaciones unitarias del suelo bastante menores en magnitud que las que ocurren en sismos de diseño. Si no existe una correlación local entre los periodos de suelo en movimientos de sismos fuertes y periodos registrados durante microtemblores, deberán hacerse comparaciones cuidadosas con resultados de movimientos fuertes en suelos similares en áreas diferentes. En general, el periodo fundamental del suelo varía entre 0.2 y 4.0 segundos, dependiendo de la rigidez y profundidad de los suelos que sobreyacen al lecho de roca.

Para cualquier proyecto de construcción es normal llevar a cabo algunas investigaciones del sitio, generalmente usando operaciones ampliamente estandarizadas en el campo y en el laboratorio, tales como perforación de barrenos y desarrollo de pruebas triaxiales relacionadas al comportamiento dinámico de suelos. El alcance de las investigaciones en el sitio dependerá del propio sitio y del presupuesto e importancia del proyecto, pero en general será adecuado examinar en algún grado los factores que se relacionan con la geología local y con las condiciones del suelo.

Algunas de las pruebas más comunes de laboratorio que nos proporcionan las características dinámicas del suelo son:

- a) **Distribución del tamaño de partículas.** - Es una prueba con un procedimiento estándar de laboratorio; esta propiedad del suelo está relacionada con la licuación de suelos no cohesivos saturados. Bajo carga sísmica algunos suelos pueden compactarse, incrementándose la presión de poro en el agua, causando una pérdida en la resistencia al cortante. Este

fenómeno se conoce generalmente como licuación. Los suelos de grava o arcilla no son susceptibles de licuación. Las arenas densas son menos propensas a licuarse que las arenas sueltas, mientras que las arenas depositadas hidráulicamente son particularmente vulnerables, debido a su uniformidad. La licuación puede ocurrir a cierta profundidad, causando un flujo ascendente del agua. Aunque este flujo no pueda causar licuación en los estratos superiores, es posible que la presión hidrodinámica pueda reducir las presiones de contacto admisibles en la superficie. A la fecha no se ha desarrollado un criterio unificado para determinar el potencial de licuación, aunque se han hecho intentos para relacionarlo aisladamente con la densidad relativa, con la resistencia a la penetración estándar, y con la distribución del tamaño de partícula. Existe un gran número de clasificaciones del tamaño de grano y de mallas estándar, las correlaciones son directas, de modo que cualquier escala de tamaños puede utilizarse con la gráfica de licuación potencial mastrada en la figura II-21, que está basada en una graduación de mallas americanas.

b) Densidad relativa.- La densidad relativa o grado de compactación "in situ", es útil para determinar el asentamiento más probable de las arenas secas y la licuación potencial de suelos no cohesivos saturados en sismos. Como esta propiedad tiene una influencia significativa en el módulo dinámico, éste se relaciona indirectamente al análisis de respuesta. Debe estimarse también la densidad relativa correspondiente a la relación de vacíos, con objeto de reproducir las condiciones de campo en muestras que son recompactadas en el laboratorio para pruebas de carga cíclica. Como es bien sabido por los Ingenieros de Suelos, los resultados de pruebas de densidad relativa tienen gran dispersión debido a la virtual imposibilidad de lograr muestras no alteradas confiables de depósitos granulares. La densidad relativa puede obtenerse con cualquiera de las dos expresiones siguientes:

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}), \text{ ó}$$

$$D_r = (\rho_{\max} (\rho - \rho_{\min})) / (\rho (\rho_{\max} - \rho_{\min}));$$

donde "e<sub>max</sub>" y "e<sub>min</sub>" son las relaciones de vacíos máxima y mínima correspondientemente, y "e" y "ρ" son las relaciones de vacío y masa unitaria naturales (in situ) respectivamente, y "ρ<sub>max</sub>" y "ρ<sub>min</sub>" son las masas unitarias máxima y mínima.



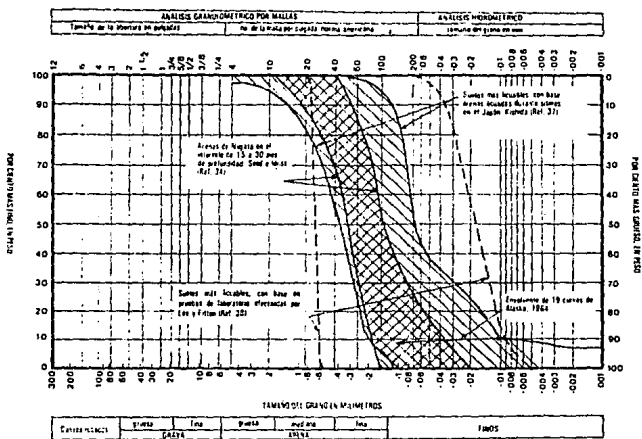


FIGURA II-21.  
Potencial de licuación relacionado con el tamaño de la partícula.

En el laboratorio, "e", la relación de vacíos de la muestra no alterada, se determina midiendo primero las cantidades apropiadas en la ecuación donde "G" es la gravedad específica de los sólidos, "pw" es la masa unitaria del agua y "pd" es la masa unitaria seca de la muestra; con lo que se tiene que:

$$e = ((G p_w) / p_d) - 1.$$

La densidad de masa mínima puede encontrarse vaciando material seco en horno suavemente, dentro de un molde, usando por ejemplo el método americano, el cual para arenas razonablemente limpias es confiable. Se experimenta mayor dificultad al determinar la densidad máxima ( $\rho_{max}$ ), con igual consistencia, ya que distintos métodos de compactación dan resultados ligeramente diferentes. Las técnicas de

compactación vibratoria parecen más adecuados para arenas uniformes con pocos finos, mientras que los métodos de impacto parecen mejores para arenas con más finos. Si el porcentaje que pasa la malla 200 excede de aproximadamente el 15 por ciento, la determinación en laboratorio de la densidad relativa es de validez dudosa; en tal caso deberá tenerse mayor confianza en la prueba de resistencia a la penetración como una medida de la densidad relativa.

c) Prueba triaxial cíclica.- Esta prueba representa uno de los mejores métodos de laboratorio de que se dispone actualmente para determinar el módulo de cortante y el amortiguamiento de suelos cohesivos y no cohesivos, para uso en análisis de respuesta dinámica. En esta prueba se aplica a un espécimen cilíndrico un esfuerzo axial de compresión que varía cíclicamente, como lo esquematiza la figura II-22, y las características esfuerzo de compresión - deformación unitarias son medidas directamente. El módulo compresivo "E" así obtenido es convertido al módulo de cortante "G" usando la ecuación:

$$G = E / (2(1 + \nu));$$

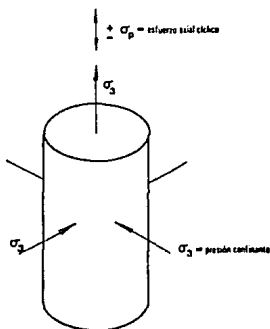


FIGURA II-22.  
Prueba cíclica triaxial.

donde "v" es la relación de Poisson. El porcentaje de amortiguamiento puede también obtenerse con esta prueba a partir de los diagramas de histéresis resultantes, como se ilustra en la figura II-23. Dependiendo del intervalo de deformaciones unitarias producidas en la prueba, puede escogerse cualquier nivel de deformación unitaria deseado para graficar los ciclos de histéresis.

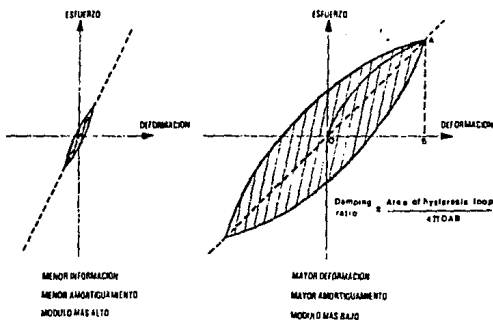


FIGURA II-23.

Ilustración del efecto de deformación por cortante sobre el amortiguamiento y el módulo de cortante de los suelos.

Además de la facilidad para aplicar una variedad de condiciones de esfuerzo, la prueba triaxial cíclica tiene ventajas tales como la de ser aplicable a todos los tipos de suelos, con excepción de la grava; la de que el equipo de prueba es disponible y muy preciso en su control; además de que la prueba es comparativamente barata. Las desventajas de esta prueba están relacionadas con su incapacidad para reproducir las condiciones de esfuerzo encontradas en el campo; por ejemplo, que los esfuerzos de cortante cíclicos no están aplicados simétricamente en la prueba, que los esfuerzos cortantes nulos son aplicados en el laboratorio con consolidación isotrópica más que anisotrópica, y también que la prueba implica deformaciones en las tres direcciones principales de esfuerzo, mientras que se cree que en los sismos el suelo, en muchos casos, es deformado principalmente en forma unidireccional en caso de cortante simple.

Las pruebas de cortante cíclico se llevan a cabo bajo deformaciones unitarias considerables, iguales o mayores que las deformaciones que ocurren en sismos fuertes, en virtud de que las pruebas geofísicas involucran deformaciones unitarias pequeñas, los valores de "G" para deformaciones unitarias intermedias pueden determinarse interpolando entre los valores de "G" encontrados por estos distintos métodos, pero como no hay un traslape entre las deformaciones unitarias que ocurre en esas dos pruebas, no es posible la verificación cruzada entre los métodos de campo y de laboratorio. Debe notarse también que en el uso de esta prueba para determinar las características de amortiguamiento del suelo, actualmente no se dispone de un método de campo para evaluar el amortiguamiento por comparación, y en consecuencia cualesquiera valores del coeficiente de amortiguamiento obtenidos deben usarse con precaución.

d) Prueba de la columna resonante. - Esta prueba proporciona una buena alternativa a la prueba triaxial cíclica para la determinación en laboratorio del módulo de cortante para la mayoría de los suelos. Se hace vibrar una columna cilíndrica de suelo en uno de sus extremos, con pequeñas amplitudes, ya sea torsional o longitudinalmente, variando la frecuencia hasta que ocurre la resonancia, proponiéndose que el módulo de cortante  $\phi$  de compresión para un cilindro sólido puede encontrarse con la expresión:

$$G \text{ ó } E = (1.59) (10^{-8}) f^2 h^2 \rho;$$

donde "h" es la altura del cilindro de suelo, "ρ" es la masa unitaria del suelo y "f" es la frecuencia resonante de vibración torsional en ciclos por segundo cuando se determina G, o la frecuencia resonante de vibración longitudinal en ciclos por segundo cuando se determina E.

Puede verse que al determinar "E" y "G" aparte de esas pruebas, puede obtenerse un valor para la relación de Poisson, pero como esta prueba considera deformaciones unitarias bajas y no existen métodos de extrapolación apropiados, tales valores de "ν" no son apropiados para la mayoría de los propósitos de ingeniería sísmica. Aunque esta prueba tiene por una parte la desventaja de llevarse a cabo con bajas deformaciones unitarias, tiene ventajas de simplicidad, bajo costo de equipo y aplicabilidad a la mayoría de los tipos de suelo.

Los análisis de respuesta dinámica de suelos pueden llevarse a cabo usando acelerogramas o espectros de respuesta como excitación; cualquiera que sea la forma usada como excitación dinámica debe emplearse o estar implícito un buen número de sismos. Debido a la naturaleza aleatoria de los sismos, parece poco razonable que cualquier evento sísmico aislado pueda ser mostrado como representante confiable del riesgo de diseño, a menos que se elija un movimiento del suelo tan fuerte que el análisis sea antieconómico.

El uso de acelerogramas en un análisis dependiente del tiempo, es analíticamente más efectivo que el análisis de espectro de respuesta y puede obtenerse mayor información significativa acerca de la respuesta dinámica de la estructura. Los acelerogramas individuales pueden inducir valores máximos en la respuesta local en análisis elásticos, que pueden ser difíciles de interpretar o justificar. En análisis inelásticos esta dificultad es superada, pero en todos los casos debe emplearse un buen número de acelerogramas. Es común tomar tres o cuatro acelerogramas en un estudio dado, siendo éstos a menudo una mezcla de eventos reales y registros simulados.

Al usar espectros de respuesta como excitación, deben tomarse ya sea varios espectros de respuesta de eventos individuales, o un solo espectro que sea el promedio de varios eventos. Esto ayudará a tomar en cuenta el carácter aleatorio de los sismos, mientras que los espectros promedio suavizados eliminarán la excesiva influencia de valores máximos locales en la respuesta.

Muchos ingenieros sostienen que donde los movimientos superficiales se han calculado a partir de movimientos en el lecho de roca, estos movimientos superficiales deben ser usados para el análisis estructural en forma de espectros de respuesta promedio, más que en la forma de acelerogramas. Se considera que haya tantas hipótesis simplificadoras en los análisis de respuesta del sitio, que el uso demasiado sofisticado de los acelerogramas superficiales calculados puede estar apenas justificado para propósitos prácticos de diseño.

## II.4.- Comportamiento Elástico de Estructuras.

Sin duda, el sistema dinámico más simple de estudiar es el sistema de un grado de libertad; las características dinámicas de tal sistema están descritas simplemente por su periodo natural de vibración "T", o bien por su frecuencia " $\omega$ ", y su amortiguamiento " $\xi$ ". Cuando se le expone a un movimiento armónico en su base, descrito por:

$$u_g = a \text{ sen}(\omega) t,$$

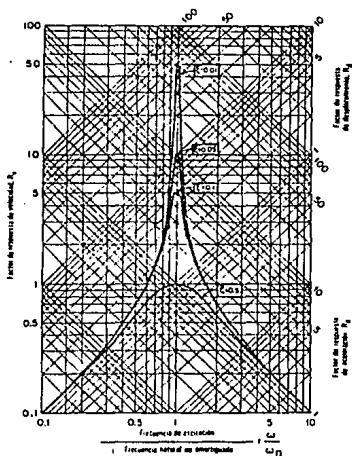


FIGURA II-24.

Respuesta de un sistema lineal elástico de un solo grado de libertad a una excitación armónica.

la respuesta de la masa colocada en el extremo superior del resorte es la indicada en la figura II-24, que muestra los cocientes de la amplitud de la respuesta entre la amplitud de la excitación, el desplazamiento "Rd", la velocidad "Rv", y la aceleración "Ra", en términos del cociente de la frecuencia de la función excitadora " $\omega$ " entre la frecuencia natural del sistema " $\omega_n$ ".

La importancia del periodo natural o de la frecuencia de la estructura es demostrada por las grandes amplificaciones del movimiento de excitación en las condiciones de resonancia o cercanas a ella, esto es, cuando:

$$\omega / \omega_n = 1.$$

En la figura anterior también se permite reconocer la importancia del amortiguamiento, particularmente cerca de la resonancia. Cuando el amortiguamiento es  $\xi = 0.01$ , la amplificación resonante del movimiento de excitación es multiplicada por 50 veces, para este sistema; en cambio si el amortiguamiento se incrementa a  $\xi = 0.1$ , la amplificación resonante se reduce a cinco veces la del movimiento de excitación.

La respuesta de una estructura a la excitación irregular y transitoria de un sismo, como el que se ilustra en la figura II-25, será obviamente mucho más compleja que en el caso de un movimiento armónico de estado permanente, es decir, será mucho más difícil de estudiar que el caso de un movimiento que puede modelarse a través de ondas senoidales; si se considera el movimiento del suelo, conocido a través de un "acelerograma" (registro de aceleraciones obtenido de un sismógrafo), y este movimiento se aplica a una serie de sistemas de estructuras de un grado de libertad, con diferentes periodos naturales y amortiguamiento, con lo que podemos seguir gráficamente la respuesta máxima de aceleración para cada una de esas estructuras, tal como puede ejemplificarse en la figura II-26.

Aún cuando no ocurre periodicidad simple en el movimiento del suelo para la ilustración de la figura II-25, el predominio de los periodos más cortos se aprecia en la región de respuesta de aceleración magnificada, a la izquierda de la figura II-26. Por ejemplo, una estructura de un solo grado de

libertad con un periodo de 0.8 seg. y amortiguamiento  $\xi = 0.02$ , tiene una aceleración máxima de aproximadamente 0.9 g.; esto representa una amplificación de 2.7 para  $\xi = 0.02$ , mientras que si el amortiguamiento es  $\xi = 0.05$  puede verse que la amplificación se reduce a 1.8.

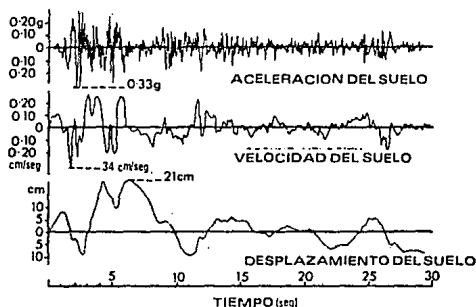


FIGURA II-25.

Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo durante un sismo.

El comportamiento dinámico de la mayoría de las estructuras es más complejo que el del sistema de un grado de libertad antes considerado. Los edificios de muchos pisos, por ejemplo, están considerados como estructuras de varios grados de libertad, con un grado de libertad por cada piso, y un modo y periodo natural de vibración para cada piso. La respuesta particular de cualquiera de los elementos de dicha estructura es una función de todos los modos de vibración, así como de su posición dentro de la configuración estructural del conjunto.

Al analizar una estructura de múltiples pisos sujetas a fuerzas variables con el tiempo, se utiliza también frecuentemente un modelo del sistema masa-resorte-amortiguador; en términos comunes, las estructuras de múltiples pisos se pueden dividir en dos grupos de acuerdo con sus características de deformación: en el primer grupo los pisos se mueven solamente en dirección horizontal, haciéndose referencia a ellas como estructuras del tipo de cortante; y en el segundo grupo los pisos se mueven



rotatoria y horizontalmente, haciéndose referencia a estructuras del tipo de momento y cortante.

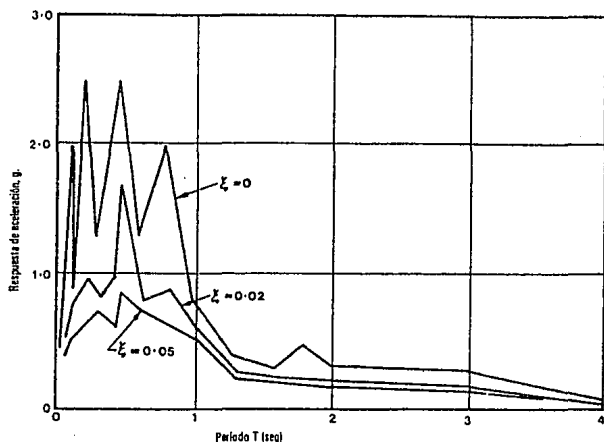


FIGURA II-26.

Espectros de respuesta elástica de aceleración de estructuras de un grado de libertad sometidas a un registro sísmico de aceleraciones con diferentes características de amortiguamiento.

Para este caso, las ecuaciones del movimiento del sistema se representan de la siguiente manera para cada nivel:

nivel (1)	$F_1(t) = F_{11} + F_{D1} + F_{S1}$
nivel (2)	$F_2(t) = F_{12} + F_{D2} + F_{S2}$
nivel (3)	$F_3(t) = F_{13} + F_{D3} + F_{S3}$
nivel (4)	$F_4(t) = F_{14} + F_{D4} + F_{S4}$
.....	.....
.....	.....
nivel (n)	$F_n(t) = F_{1n} + F_{Dn} + F_{Sn}$

Las fuerzas inerciales en las ecuaciones representadas en forma matricial serán:

$$\begin{bmatrix} F_{i1} \\ F_{i2} \\ F_{i3} \\ F_{i4} \\ F_{in} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x''_1 \\ x''_2 \\ x''_3 \\ x''_4 \\ x''_n \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{F}_i = \mathbf{m} \mathbf{x}''$$

Aquí  $\mathbf{F}_i$ ,  $\mathbf{m}$ , y  $\mathbf{x}''$  son el vector de fuerza inercial, la matriz de masas y el vector de aceleraciones respectivamente; las masas acumuladas se concentran en los niveles de los pisos y la matriz de masas es, por lo tanto, una matriz diagonal.

Similarmante a lo efectuado para el caso de un sistema de un sólo grado de libertad, las fuerzas de amortiguamiento que se inducen al sistema serán:

$$\begin{bmatrix} F_{D1} \\ F_{D2} \\ F_{D3} \\ F_{D4} \\ F_{Dn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{1n} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{2n} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{3n} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{4n} \\ C_{n1} & C_{n2} & C_{n3} & C_{n4} & C_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x'_1 \\ x'_2 \\ x'_3 \\ x'_4 \\ x'_n \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{F}_D = \mathbf{c} \mathbf{x}'$$

$\mathbf{F}_D$  resulta ser el vector de fuerza de amortiguamiento,  $\mathbf{C}$  es la matriz de amortiguamiento, y  $\mathbf{x}'$  el vector de velocidades del sistema en vibración. La característica de la matriz de amortiguamiento es el ser una matriz simétrica.

Así mismo, las fuerzas de restitución quedarán expresadas en forma matricial de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} F_{s1} \\ F_{s2} \\ F_{s3} \\ F_{s4} \\ F_{sn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{3n} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{4n} \\ k_{n1} & k_{n2} & k_{n3} & k_{n4} & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_n \end{bmatrix}$$

$$F_s = k x$$

$F_s$ ,  $k$  y  $x$ , son correspondientemente el vector de fuerza elástica, matriz de rigideces y vector de desplazamientos, señalando que como característica de la matriz de rigideces está la de ser también una matriz simétrica.

Como puede observarse, el procedimiento que se emplea es análogo al seguido para el caso de estructuras con un grado de libertad, con el incremento consecuente en la dificultad para analizar el problema y plantear correctamente las matrices y vectores ya señalados.

El vector de carga aplicada variante en el tiempo es:

$$\begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \\ F_4(t) \\ F_n(t) \end{bmatrix}$$

$$F(t)$$

$$\therefore F(t) = m x'' + c x' + k x$$

Si se considera la aceleración del terreno  $S_0$  que se le aplica a la estructura del edificio, y se efectúan las operaciones algebraicas matriciales correspondientes, se llega a que:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = -m \mathbf{1} \dot{S}_0;$$

en la que  $\mathbf{1}$  es un vector unitario. Puede apreciarse que esta ecuación y la expuesta para un sistema de un grado de libertad, son intrínsecamente las mismas.

Para concluir con la exposición de este tema referente al comportamiento elástico y los conceptos teóricos para el análisis del mismo, comentaremos como ya se refirió, que el problema para estructuras de edificios de más de un grado de libertad resulta gradualmente más complejo, dependiendo del número de niveles de la misma, siendo sin duda el caso más frecuente a estudiar el de edificios de varios niveles; ante esta situación han sido implementados diversos métodos que simplifican esta labor y que expondremos más adelante en el capítulo III, y que entregan resultados muy adecuados a la realidad, y que permiten efectuar diseños sísmicos más ágiles y dentro de rangos seguros.

## II.5.- Comportamiento Plástico de Estructuras.

En contraste con el modelo simple de respuesta elástica lineal examinado en la sección anterior, el patrón de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria inelástico no es constante ya que varía con el tamaño y forma del miembro, los materiales usados y la naturaleza de la carga.

Las curvas típicas esfuerzo-deformación unitaria para varios materiales bajo cargas repetidas y con inversión de signo que se muestran en la figura II-27 ilustran las principales características de comportamiento dinámico inelástico; esto es: plasticidad, endurecimiento por deformación, ablandamiento por deformación, degradación de rigidez, ductilidad y absorción de energía.

El ablandamiento por deformación es lo opuesto al endurecimiento por deformación, e implica una pérdida de esfuerzo o resistencia al incrementarse la deformación unitaria, como se aprecia en la figura II-27(a) o en la envolvente esfuerzo-deformación unitaria para concreto de la figura II-27(c).

En la carga alternante del acero ocurre el efecto de Bauschinger, esto es, después de cargar más allá del punto de fluencia en una dirección, el esfuerzo de fluencia en la dirección opuesta se reduce. Otra característica de la carga cíclica del acero es un incremento en la no linealidad en el intervalo elástico, que ocurre con inversiones de carga, como se muestra en la figura II-27(b). La degradación de la rigidez es una característica importante de la carga cíclica inelástica del concreto y mampostería. La rigidez, calculada como el cociente esfuerzo sobre deformación unitaria de conjunto para cada ciclo de histéresis de las figuras II-27(c) a (f), se reduce apreciablemente con cada ciclo sucesivo de carga. La ductilidad de un miembro o estructura puede estar definida en términos generales por el cociente:

$$\frac{\text{deformación a la falla}}{\text{deformación a la fluencia}}$$

En muchos casos, la deformación puede ser calculada en términos de deflexión, rotación o curvatura. El valor numérico de la ductilidad también varía dependiendo de la combinación exacta de fuerzas aplicadas y de los momentos bajo los cuales se calculan las deformaciones. La ductilidad es generalmente deseable en las estructuras, debido a la ocurrencia de la falla en forma más suave y menos explosiva que la que presentan los materiales frágiles. La ductilidad favorable del acero dulce, por ejemplo, puede apreciarse en la figura II-27(a), por el gran valor de ductilidad en tensión directa obtenido por el cociente  $\epsilon_{su} / \epsilon_y$ ; esta ductilidad es particularmente útil en problemas sísmicos, debido a que viene acompañada por un incremento de resistencia en el intervalo inelástico. Comparativamente, el alto valor de ductilidad en compresión para concreto simple, expresado por el cociente  $\epsilon_{cu} / \epsilon_c$ , es bastante menos útil a causa de la pérdida inelástica de resistencia. El acero tiene las mejores propiedades de ductilidad entre los materiales normales para construcción de edificios, mientras el concreto puede alcanzar una ductilidad moderada mediante el

refuerzo apropiado. La ductilidad de la mampostería, aún cuando se le refuerce, es mucho menos confiable.

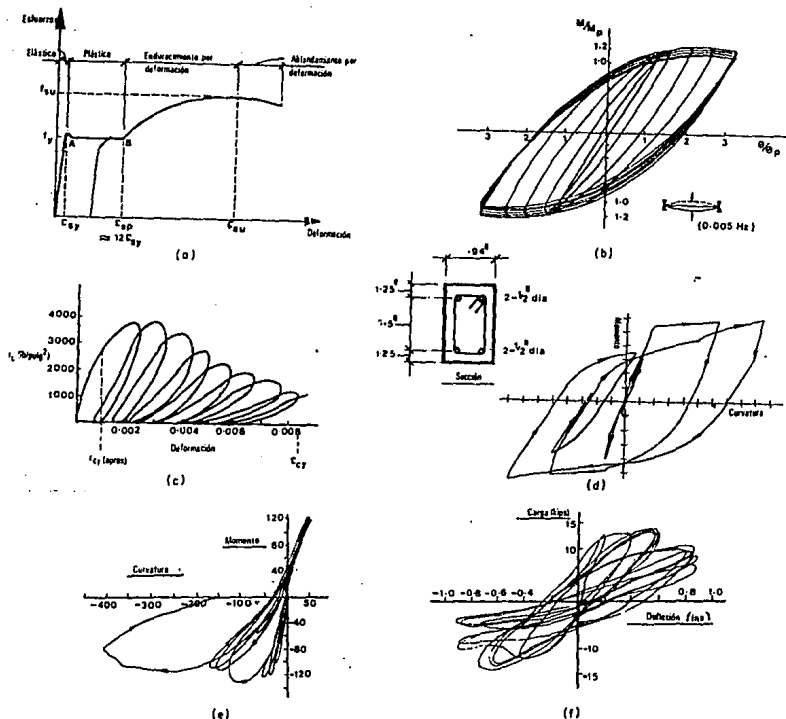


FIGURA II-27

Comportamiento elástico e inelástico de esfuerzo-deformación de diversos materiales bajo cargas repetidas e invertidas. (a) Acero suave, carga monotónica o axial repetida; (b) Acero estructural sometido a flexión cíclica; (c) Concreto no confinado, cargas repetidas; (d) Viga de concreto doblemente reforzada, carga cíclica; (e) Columna de concreto presforzado, flexión cíclica; (f) Muro de mampostería, carga lateral cíclica.

La absorción o disipación de energía, constituye una propiedad muy deseable de la construcción sismorresistente, aún cuando no parece ser determinante. Hablando estrictamente, debería establecerse una distinción entre absorción temporal y permanente de la disipación de energía.

Compárese el sistema elasto-plástico mostrado en la figura II-28, por la línea OABD, con el sistema básicamente elástico no lineal de las curvas OB y BE; después de cargar cada sistema hasta B, la energía total "absorbida" por cada sistema es prácticamente igual, como se representa por el área OABC y OBC respectivamente. Pero el cociente entre la energía de deformación almacenada temporalmente y la energía disipada permanentemente para los dos sistemas está bastante lejos de ser igual. Después de que se descarga hasta alcanzar un esfuerzo nulo, puede verse que la energía disipada por el sistema elasto-plástico es igual al área histerética OABD, mientras que la energía disipada por el sistema no-lineal es igual al área histerética mucho menor OBE (sombreada en la figura).

Como aclaración adicional de la absorción de energía sísmica de estructuras, considérese la figura II-29, graficada a partir del análisis sísmico inelástico de un edificio de 30 niveles. Una parte sustancial de energía es almacenada temporalmente por la estructura en forma de energía de deformación y energía cinética. Después de tres segundos, el movimiento sísmico es tan fuerte que el punto de fluencia se excede en ciertas partes de la estructura y principia la disipación permanente de energía en forma de deformación inelástica (ó histerética). A través de todo el sismo la energía es disipada por amortiguamiento, el cual es, por supuesto el medio por el que la energía elástica es disipada una vez que cesa el movimiento del suelo.

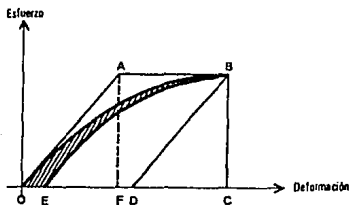


FIGURA II-28.  
Energía almacenada y disipada en sistemas idealizados.

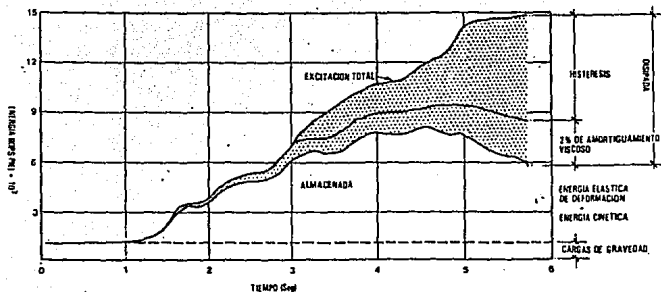


FIGURA II-29.  
Gasto de energía en un edificio de 30 niveles, calculado para la primera parte de un sismo.

Es evidente, por la gran proporción de energía histerética disipada por este edificio, que se requiere una considerable ductilidad. Un edificio frágil con la misma resistencia de fluencia, pero sin comportamiento inelástico ( $\epsilon_u / \epsilon_y = 1$ ), habría empezado a fallar después de tres segundos de iniciado el sismo, en otras palabras, en un diseño puramente elástico se hubieran requerido miembros más resistentes; esto puede verse de otra manera en la figura II-30, donde se muestra la reducción que se alcanza en los cortantes de piso cuando se supone comportamiento inelástico, comparado con el elástico.

La plasticidad es una propiedad deseable en la medida en que sea fácil de simular matemáticamente y proporcione conveniente control de la carga desarrollada por un miembro. Obsérvese la figura II-30, en la que se muestra los cortantes horizontales máximos en cada piso del edificio de treinta niveles referido en la figura II-29 en un movimiento de suelo igual a 1.5 veces que el ejemplificado en la figura II-25, suponiendo un comportamiento elástico e inelástico. Nótese la considerable diferencia en respuesta entre ambos casos para los distintos amortiguamientos ahí mostrados. La diferencia entre los valores elásticos e inelásticos corresponden a una disipación energética de las fuerzas sísmicas, dado a que



esto se traduce como ya se ha referido, en capacidad de deformación de los miembros.

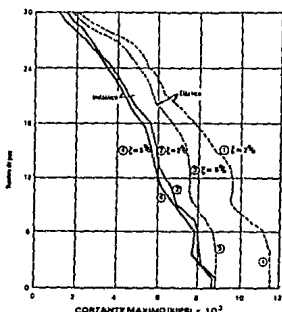


FIGURA II-30.  
Respuesta máxima del cortante horizontal de un edificio de 30 niveles.

Para estudiar la respuesta inelástica o plástica de un sistema discreto de masas, se debe establecer primeramente un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución, que es la que define el tipo de comportamiento de la estructura (elástico o inelástico), y de aquí definir la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y la deflexión en el mismo. Este tipo de respuesta se presenta cuando en los miembros de la estructura del edificio se llega a rangos plásticos de trabajo, degradación o incluso falla de ellos, dando consecuentemente un comportamiento del conjunto estructural como se ilustra en la figura II-31 de manera idealizada.

Al examinar la extensión y complejidad del comportamiento histerético, resultan obvios los problemas generales al establecer modelos matemáticos de esfuerzo-deformación unitaria para utilizarlos en análisis sísmicos de sentido práctico. Los modelos simples pueden ser razonables para propósitos de diseño cuando se construyen en acero, sin embargo, para edificios de acero de forma no conveniente, o cuando se usan otros materiales, los problemas que conlleva el predecir adecuadamente, o económicamente, la respuesta sísmica inelástica, son actualmente

desalentadores. Algunos modelos para el estudio inelástico se ilustran en la figura II-32.

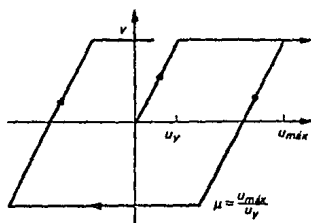


FIGURA II-31  
Gráfica carga-deformación de una estructura trabajando plásticamente.

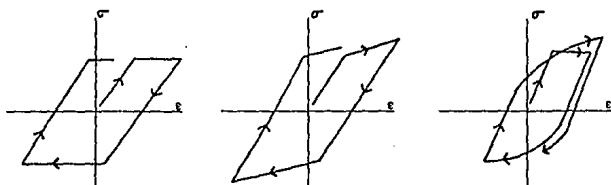


FIGURA II-32.  
Lazos de histéresis idealizados del comportamiento cíclico del acero.  
(a) Elasto-Plástico; (b) Bilineal; (c) De Romberg-Osgood.

Para una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une a los puntos pico en la curva carga-deflexión de cada secuencia de carga se llama "curva esqueletal". En muchos casos, la curva esqueletal coincide con la curva de carga monótona. La curva que se obtiene bajo las inversiones de signos de la fuerza que se aplica se llama "curva de histéresis". La curva histerética se afecta significativamente por los materiales y el tipo estructural del edificio. La mayoría de los modelos matemáticos se simplifican de acuerdo con el nivel requerido y complejidad necesaria de análisis.

Cuando una estructura es sometida a acciones sísmicas severas que la hacen trabajar en rangos plásticos, se presenta en ella un efecto no deseado, y que es el efecto de degradación, consistente en una reducción de su rigidez y consecuentemente en una variación en su periodo natural de vibración (para el estudio de este efecto, resulta muy útil el espectro de respuesta que se explicó dentro de comportamiento elástico). La gráfica carga-deformación que se presenta ante una sucesión de fuerzas laterales que causan degradación en la estructura de un edificio, es del tipo que ilustra la figura II-33, en la que se aprecia que a cada ciclo de carga, la pendiente de la curva histerética va disminuyéndose reflejando la pérdida de rigidez; esta situación debe estudiarse a través de un "modelo degradante", que tome en cuenta el efecto de la disminución de la rigidez que se causa por las inversiones en el signo de la carga en los rangos inelásticos, ya sea en una estructura de concreto reforzado que fluye por flexión, o en una de acero que se plastifica y presenta pandeos por las mismas causas.

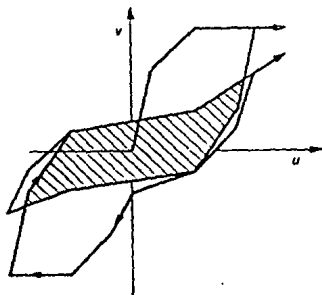


FIGURA II-33.  
Gráfica carga-deformación de una estructura que se degrada tras ciclos de carga.

Debemos anotar que al presentarse este efecto de degradación, consecuentemente los desplazamientos de la estructura se incrementan debido a la pérdida de rigidez; y su estudio ha tratado de plantearse a través de muchos modelos de histéresis, como los que incluyen la degradación en la capacidad por las inversiones severas del cortante en miembros de concreto

reforzado o de acero estructural, sin embargo, es difícil modelar un comportamiento tan complicado como resulta ser el inelástico.

El comportamiento plástico de las estructuras es tan importante como el comportamiento elástico en la realización de un diseño sísmico por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su existencia, además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento telúrico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas medianas que las llevan al rango inelástico, y en ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos y a pesar de ello, en la mayoría de los casos físicos que se han estudiado, las estructuras no resultaron dañadas. Se considera que la disipación de energía debida al amortiguamiento histerético (que se explicará posteriormente) es un margen adicional de seguridad que poseen las estructuras.

Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista, excepto para las estructuras frágiles de mampostería con una gran rigidez lateral. El efecto de la disipación de energía que causa el comportamiento histerético de la estructura de un edificio tendrá en consecuencia que evaluarse con precisión, partiendo de un análisis inelástico de la estructura.

La técnica de "superposición de efectos" que conocemos, es útil en el análisis elástico, pero no es aplicable al análisis inelástico porque estas consideraciones se alejan de la realidad. El método analítico más popular para sistemas inelásticos es el de integración directa "paso a paso", en el cual el dominio del tiempo se discretiza en muchos intervalos pequeños  $\Delta t$ , y para cada lapso las ecuaciones del movimiento se resuelven con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. Las características de rigidez en el principio de los periodos considerados se toman constantes en todo este paso y los cálculos se producen en forma de paso a paso.

Considérese un sistema de una sola masa como el que se ilustró en la figura II-17, y supóngase que el lazo de histéresis es similar a los

descritos anteriormente en este punto. Aquí la constante de resorte cambia con el tiempo, la ecuación del movimiento se debe satisfacer en cada intervalo. Al restar la ecuación del movimiento en el instante "t" de la ecuación en el instante "t + Δt", se obtiene una ecuación incremental del movimiento como sigue:

$$\Delta F(t) = \Delta F_i(t) + \Delta F_D(t) + \Delta F_s(t)$$

Esta ecuación también se puede escribir como:

$$\Delta F(t) = m \Delta x''(t) + c \Delta x'(t) + k(t) \Delta x(t)$$

Si conocemos la gráfica carga-deformación de una estructura que presentó una respuesta sísmica, se puede determinar la rigidez  $k(t)$  calculando la pendiente de la curva histerética para cada instante "t" de los ciclos de carga lateral; pero en la mayoría de los casos que son estructuras de edificios que están en un proceso de análisis y diseño, no se puede determinar con precisión el valor de la rigidez en el tiempo por adelantado, sino sólo se pueden conocer estos valores a través de procedimientos experimentales, empíricos, o por la observación en la experiencia, los cuales se calculan con idealizaciones que pueden discrepar un poco con las condiciones reales de la estructura.

Supóngase que el cambio de aceleración es lineal durante el incremento de tiempo  $\Delta t$  y que la aceleración sea  $x(t) + \Delta x(t)$  al final del incremento. De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, la velocidad y el desplazamiento cambian respectivamente, en una forma polinómica parabólica y cúbica. De estas ecuaciones resultantes y al hacer las sustituciones correspondientes en forma análoga a los procedimientos ya descritos anteriormente, la aceleración y velocidad se pueden expresar en términos del desplazamiento, obteniendo la siguiente relación:

$$K(t) \Delta x(t) = \Delta F(t);$$

en la cual  $K(t)$  y  $\Delta F(t)$  son la rigidez efectiva y el incremento efectivo de carga. Estos valores son conocidos y por tanto  $\Delta x(t)$  se podrá resolver;

también se puede establecer el valor de la velocidad en el instante "t" al emplear el valor del desplazamiento en "t", haciendo esto que sea posible establecer las condiciones iniciales para el incremento de tiempo; el valor inicial de la aceleración en el tiempo "t" esta dado por:

$$x''(t) = (1/m) [F(t) - F_b(t) - F_s(t)]$$

Estos valores servirán de datos iniciales en el instante "t" siguiente, tomando el valor k(t) que corresponda y planteando las ecuaciones incrementales del movimiento como se hizo en la descripción anterior, para determinar con esto los nuevos valores de desplazamiento, velocidad y aceleración de la estructura en análisis. Este procedimiento se puede extender a los sistemas de múltiples grados de libertad en forma similar llegando a ecuaciones matriciales del siguiente tipo:

$$\Delta F(t) = m \Delta x''(t) + c \Delta x'(t) + k(t) \Delta x(t);$$

aplicando el mismo procedimiento de integración expuesto para el caso de un sólo grado de libertad, lo cual como puede apreciarse, es bastante complicado y laborioso si se trata de un edificio de varios niveles.

La exactitud de los resultados se incrementa con intervalos más pequeños; se ha verificado que intervalos menores de un décimo del periodo de respuesta proporcionan una exactitud suficiente y que un intervalo mayor que un cierto valor limitante, conduce a una inestabilidad en los cálculos, es decir, se disparan unos de otros de forma inadecuada.

Un valor que es conveniente formalizar, pues ya nos referimos a él, y que nos liga la respuesta elástica máxima y la respuesta máxima inelástica o plástica, que es el "factor de ductilidad", el cual se definió como la relación del desplazamiento máximo al desplazamiento de fluencia, es decir:

$$\mu = \delta_{max} / \delta_y = F_{max} / F_y$$

Esta relación nos establece que un sistema con una respuesta elástica máxima y un factor de ductilidad dado, sostendrá la perturbación

sísmica sin menoscabo de su seguridad, aunque el nivel de la fuerza de excitación sea en cierto grado mayor que la fuerza que lleva al sistema al límite de la fluencia, o sea, a un comportamiento plástico de la estructura.

Este factor de ductilidad puede hacerse extensivo a los sistemas de múltiples grados de libertad como:

$$\mu_n = \delta_{\max n} / \delta_{y n}$$

Si el factor de ductilidad es constante para todos los niveles de entrepiso, la relación para los sistemas de un grado de libertad se puede emplear para cada entrepiso en forma aproximada. Sin embargo, si dicho factor en un entrepiso es mucho mayor que el de los otros, la deflexión plástica se concentra en ese entrepiso. Al procedimiento para representar cada entrepiso por un sistema de un grado de libertad se le llama método de ductilidad y frecuentemente se adopta en los reglamentos de diseño. Por lo tanto, las estructuras que tienen valores altos de "μ" se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales; también se puede establecer que la parte de la estructura que vaya a sufrir grandes deformaciones plásticas debe poseer un factor de ductilidad que cubra sobradamente la esperada deformación plástica.

## II.6.- Características de Amortiguamiento.

Como se ha inducido en lo expuesto en los puntos anteriores, el amortiguamiento es la característica mecánica de las estructuras que disipa la energía durante un movimiento vibratorio, es decir, disminuyen la respuesta sísmica de un edificio. El amortiguamiento de estructuras ante las perturbaciones sísmicas consiste en el amortiguamiento viscoso externo, el amortiguamiento interno viscoso, el amortiguamiento de fricción de cuerpo, el amortiguamiento de histéresis y el amortiguamiento por radiación de terreno:

**Amortiguamiento viscoso externo.-** El agua o el aire que rodean una estructura causan este amortiguamiento, el cual es lo suficientemente pequeño como para resultar despreciable en comparación con los otros tipos de amortiguamiento.

**Amortiguamiento viscoso interno.-** Este amortiguamiento está asociado con la viscosidad del material, siendo la viscosidad la dificultad que tiene la materia para fluir o para deformarse; siendo proporcional a la velocidad, de manera que el factor de amortiguamiento se incrementa en proporción a la frecuencia natural de la estructura. El amortiguamiento viscoso interno se incluye con facilidad en los análisis dinámicos al introducir un amortiguador. Frecuentemente por simplicidad, se utiliza para representar toda clase de amortiguamientos.

**Amortiguamiento por fricción de cuerpo.-** Este amortiguamiento, al que también se le llama amortiguamiento de Coulomb, se presenta debido a la fricción en las conexiones o puntos de apoyo. Es constante, independientemente de la velocidad o cantidad de desplazamiento, y usualmente se trata como amortiguamiento viscoso interno cuando el nivel del desplazamiento es pequeño, o como amortiguamiento histerético cuando es alto. La fricción de cuerpo es grande en los muros de mampostería confinados cuando éstos se agrietan y proporcionan una resistencia sísmica muy efectiva, aunque por seguridad no es muy deseable que en las mamposterías de las estructuras se presenten grandes agrietamientos.

**Amortiguamiento histerético.-** Este tipo de amortiguamiento tiene lugar cuando una estructura está sujeta a inversiones en el signo de la carga en el rango inelástico. La energía que corresponde al área del lazo se disipa en el ciclo; no se afecta por la velocidad de la estructura, pero se incrementa con el nivel del desplazamiento. Este amortiguamiento asociado con el lazo de histéresis en el rango inelástico, se puede incorporar en el análisis al suponer un resorte que refleje las características de la fuerza de restauración o restitución no elástica. Normalmente, el análisis con un modelo de resorte de este tipo es muy complicado; en vez de ello, el



amortiguamiento viscoso equivalente reemplaza al amortiguamiento histerético a menudo y se lleva a cabo un análisis elástico.

Obsérvese la figura II-34 en la que se muestra un lazo de histerésis de un sólo ciclo en términos de la relación fuerza-desplazamiento; la energía introducida desde el punto D hasta el punto A se representa por el área definida por los vértices DAE. Cuando la estructura se mueve del punto A al punto B, se descarga la energía representada por el área BAE. Lo mismo resulta entre los puntos B y C, y entre los puntos C y D. Como consecuencia, la energía que corresponde al área ABCD se disipa en un ciclo de inversión de la carga.

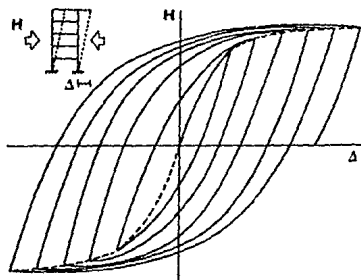


FIGURA II-34.  
Lazo de histerésis carga-deflexión.

**Amortiguamiento por radiación.-** Cuando la estructura de un edificio vibra, se propagan ondas elásticas a través de la extensión semi-infinita de terreno sobre la que está construida. La energía introducida a la estructura se disipa por esta propagación de la onda. La disipación en energía definida como amortiguamiento por radiación es una función de la constante

elástica "E", la densidad "p", la relación de Poisson "v" del terreno, la masa de la estructura por unidad de área  $m/A$ , y el cociente de la constante de resorte de la estructura y la masa  $k/m$ . El amortiguamiento por radiación se incrementa y, a la larga, la respuesta estructural decrece si la estructura se vuelve más rígida, el terreno más flexible y mayor la profundidad de la excavación. Este amortiguamiento es menor para las vibraciones de los modos superiores, que es lo contrario al caso de amortiguamiento viscoso interno. Es importante destacar que la radiación y el amortiguamiento del terreno por histéresis no son aditivos al amortiguamiento estructural.

**Amortiguamiento hysterético alrededor de la cimentación.-**  
Es parte del amortiguamiento externo y lo causa una deformación inelástica del terreno en las proximidades de la cimentación.

Desde el punto de vista práctico, en la mayoría de los análisis de respuesta dinámica de estructuras de edificios, todas las diversas fuentes de amortiguamiento se representan por un amortiguamiento viscoso. En este caso, se toma en cuenta el amortiguamiento hysterético al introducir un amortiguamiento viscoso equivalente. Sin embargo esta simplificación conduce a resultados erróneos cuando el nivel de deflexión es muy grande. En análisis más refinados, el amortiguamiento hysterético a menudo se considera en la representación de la rigidez mediante el uso de las características de la fuerza restauradora inelástica; cuando las estructuras de edificios de gran altura se analizan para determinar su respuesta sísmica, se utilizan valores del factor de amortiguamiento de 0.02 y entre 0.03, y en ocasiones incluso hasta 0.05 como es el caso de Japón para estructuras de acero y concreto reforzado o mixtas, es decir combinadas con acero y concreto reforzado. También se estima que los factores de amortiguamiento correspondientes para modos más altos, se incrementan en proporción a las frecuencias naturales de vibración.

## II.7.- Criterios del Diseño Sismorresistente.

Los problemas de respuesta sísmica y análisis, de diseño y detalle para diferentes condiciones de esfuerzos siempre deben considerarse en términos del comportamiento sísmico, por lo que en general, en cualquier tipo de estructura, las características esenciales de resistencia sísmica se resumen en los siguientes puntos:

- 1.- Las vigas deben fallar antes que las columnas.
- 2.- La falla debe ser a la flexión más que al cortante.
- 3.- Debe esperarse la falla prematura de nudos.
- 4.- Debe conseguirse que la falla sea dúctil más que frágil.

Algunos códigos contienen factores de resistencia específicos que permiten asegurar que las vigas fallen antes que las columnas, lo cual puede además facilitarse con el uso de acero dulce en el refuerzo longitudinal de vigas, y acero de mayor resistencia para columnas. De este modo puede usarse con ventaja el poco incremento de resistencia predecible, debido al endurecimiento por deformación que presentan los aceros de alta resistencia.

Para evitar que la falla por cortante ocurra antes que la falla por flexión, es buena práctica diseñar de manera que el acero de flexión de un miembro alcance el límite de fluencia, mientras que el refuerzo de cortante está trabajando a un esfuerzo menor que el de fluencia (por ejemplo un 90%). Un criterio conservador en favor de la seguridad al cortante de las vigas, consiste en hacer que la resistencia al cortante iguale a la demanda máxima de cortante que puede tenerse en la viga en términos de su capacidad de flexión. Refiriéndose a la figura II-35, la resistencia al cortante de la viga debería ser:

$$V_{\max} = V_g + (M_u 1 - M_u 2) / l ,$$

donde  $V_g$  es la fuerza cortante debida a carga muerta; y:

$$M_u = A_s f_{su} z ,$$

donde " $A_s$ " es todo el acero de la zona de tensión, " $f_{su}$ " es la resistencia máxima del acero después del endurecimiento por deformación, y " $z$ " es el brazo de palanca.

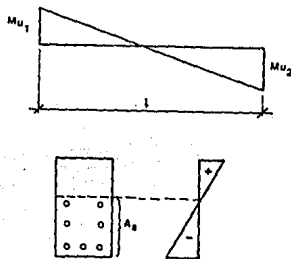


FIGURA II-35.  
Aspectos de la resistencia en vigas.

Las juntas entre los miembros, tales como juntas viga-columna son susceptibles de fallas más pronto que los miembros adyacentes, debido a la destrucción de la junta. Esto es particularmente cierto para columnas externas, tomando en cuenta estudios que consideran la condición de marco plano; la junta tridimensional con vigas en dos direcciones ortogonales no ha sido todavía estudiada adecuadamente. Estos estudios reportan que la restricción favorable esperada se obtiene incluyendo tramos de viga perpendiculares al plano de flexión de la prueba. Sin embargo, puede esperarse que tales vigas laterales sean mucho menos efectivas para restringir la zona del tablero viga-columna, cuando a su vez estén sujetas a flexión cíclica fuerte. De ahí que las pruebas no sean tan adecuadas para la condición de junta general.

En ingeniería sísmica, el efecto del comportamiento del material en la elección del método de análisis es un asunto mucho más importante que en ingeniería no-sísmica. El problema puede ser dividido en dos categorías dependiendo de si el comportamiento del material es frágil o dúctil, esto es, que pueda ser considerado elástico lineal o inelástico.

Los materiales que quedan dentro de la categoría de "frágil", son tales como las mamposterías o porcelanas. El principal problema para analizar este tipo de materiales radica en elegir un margen de seguridad adecuado, dentro del intervalo elástico, para cubrir los errores normales que se presentan al establecer las cargas, la modelación de la geometría y la resistencia última. En construcciones de mamposterías, es práctica común incrementar el factor de carga elástico, para que pueda desarrollarse tanta deformación inelástica previa al colapso como sea posible, con el refuerzo de ductilidad nominal. Esto aumenta la seguridad contra movimientos fuertes, particularmente de gran duración.

Los materiales que caen dentro de la categoría de "ductil" son más satisfactorios en cuanto a resistencia sísmica que los materiales frágiles, debido a su deformabilidad inelástica, pero son menos susceptibles de análisis, por la misma razón. El proceso de diseño dúctil presenta grandes dificultades en cuanto a:

- a) consideración de deformaciones inelásticas,
- b) consideración de la degradación de rigidez,
- c) determinación de la distribución de demandas de ductilidad, y
- d) consideración de la duración del movimiento fuerte;

estos cuatro factores no son independientes y varían con la naturaleza del material, de la forma estructural y de la carga.

Como se aprecia en la figura II-36, en el caso de sistemas elasto-plásticos simples se pueden tener dos factores de reducción posibles para la carga  $R=c/d$ , en términos del factor de ductilidad de deflexión  $\mu=b/a$ . Mientras no se realice una mayor investigación, no se dispondrá de valores apropiados de  $R$  y  $\mu$  para ciertos tipos de estructuras. Pero a menudo se emplean valores de  $\mu$  en el intervalo de 4 a 6 como apropiados para estructuras diseñadas usando las cargas reducidas supuestas en los códigos de práctica.

Los factores de ductilidad y de reducción anteriores, apropiados para sismos tan analizados están bastante bien establecidos para edificios

regulares, pero se presentan problemas al considerar otros movimientos sísmicos de acuerdo a criterios de diseño elástico equivalente.

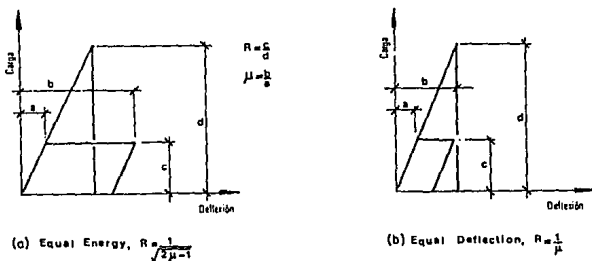


FIGURA II-36.

Factores de reducción  $R$ , para las cargas sísmicas, que igualan la respuesta elástica e inelástica en términos de: (a) la energía y; (b) la deflexión.

La determinación de la distribución de demanda de ductilidad se refiere a la determinación de las rotaciones plásticas en marcos, empleando mecanismos de articulación, de tal manera que la estructura presente ante una vibración de gran magnitud, a cambio de un colapso total, grandes deformaciones dentro de rangos controlables, habiendo hecho una estimación de las demandas de ductilidad en la estructura, los miembros deben ser diseñados y detallados para alcanzar la ductilidad apropiada en su sección crítica. La determinación de la distribución de la demanda de ductilidad a través de una estructura altamente hiperestática, usando un análisis elástico-equivalente, es también poco confiable. Las posiciones de momento máximo en un marco, determinadas elásticamente, no indicarán necesariamente el orden de la formación de las articulaciones plásticas. Sin embargo, en marcos planos muy regulares, esta hipótesis puede ser razonable y a menudo se hace en la práctica.

## II.7.1.- Análisis Sísmico.

Un aspecto fundamental para el diseño sismorresistente, es sin duda el método de análisis a emplear para la estructura en cuestión; los métodos de análisis que se utilizan para el diseño de las estructuras de edificios sismorresistentes, se clasifican en: análisis estáticos y análisis dinámicos.

Los métodos estáticos de diseño se fundamentan en concebir el resultado de una vibración sísmica, como un sistema de fuerzas laterales equivalentes que actúan en cada nivel de la estructura. 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 de cortante sísmico en la base. Por tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza que se aplica en el terreno igual a una constante determinada para cada sitio denominada como "coeficiente sísmico" ( $C_s$ ), multiplicada por el peso total de la estructura y que se transmite a cada piso de ella. Este coeficiente sísmico depende de las condiciones regionales y geológicas, la importancia, el periodo natural, la ductilidad y la distribución de la rigidez de las estructuras, entre otros factores. En el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, este coeficiente sísmico es definido como el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Puesto que la fuerza lateral que actúa durante un sismo no se puede evaluar en forma precisa por el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, 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, siguiendo la metodología ilustrada en la figura II-37. En este caso el diseño estático tiene un papel muy importante.

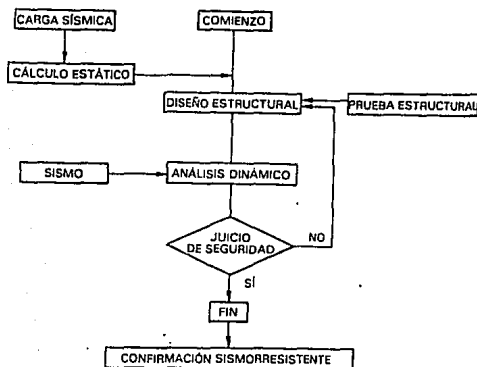


FIGURA II-37.  
Proceso del diseño sísmico.

Hay dos métodos tanto elástico como inelástico para el análisis dinámico, pero el primero se utiliza más a menudo por razones de simplicidad. 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 análisis 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 del diseño y se suman para determinar la respuesta a 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 del movimiento.

Para obtener la respuesta dinámica de una estructura sometida a un sismo grande, es necesario el análisis dinámico inelástico. El análisis modal se puede extender para tratar el régimen inelástico de la respuesta. Sin embargo, para una solución más rigurosa, se requiere la integración directa de la ecuación del movimiento; esto es, utilizar las características inelásticas de la fuerza restauradora, y aplicar paso a paso, técnicas de integración numérica para conocer los estados de respuesta de la estructura como los que se expondrán posteriormente para el caso de las Pruebas Estructurales Controladas por Computadora, o bien llamadas como Pruebas Experimentales en Línea (PEL). Cuando se realiza este procedimiento, se debe utilizar una onda sísmica apropiada como datos de entrada.

Mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo una fuerza sísmica, más confiable y económico será el diseño. Pero por otra lado, 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.

Casas 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 procedimiento de la fuerza lateral equivalente definido por el reglamento. Se aconseja también verificar el diseño con los espectros de diseño que corresponden a la situación de la estructura.

El análisis modal se utiliza para estructuras comparativamente grandes e importantes. También se debe utilizar para estructuras con una distribución vertical no uniforme de rigidez o de masa, para que los modos se sobrepongan a fin de obtener una respuesta vibracional apropiada. En contraste, la técnica estática utiliza el primer modo de respuesta vibracional

para cada piso, al suponer que la distribución vertical de rigidez y de masa es la usual.

Para edificios muy grandes o importantes y estructuras potencialmente peligrosas, a menudo se utiliza el análisis dinámico inelástico para asegurar cuando estas estructuras están sometidas a sismos severos. Para los análisis dinámicos tanto elásticos como inelásticos, a veces se considera un sistema de masas concentradas como un modelo dinámico para el análisis de marcos estructurales sujetos a la vibración torsional o a otra vibración complicada debido a la ausencia de acción de diafragma del piso.

Cuando un edificio en una configuración lateralmente deflejada está sujeto a una carga vertical, el efecto llamado P- $\Delta$ , debido a la carga vertical P y a la deflexión lateral  $\Delta$ , introduce una deflexión lateral adicional sobre y arriba de la deflexión lateral debido a la carga lateral sísmica sola, causando esto una serie de esfuerzos adicionales que en muchos casos deben ser evaluados.

Al determinar la fuerza sísmica del diseño, es común suponer que el movimiento del terreno en la cimentación del edificio es igual al movimiento de campo libre del terreno, esto es: al movimiento que ocurriría si no existiera ningún edificio en ese sitio. En sentido estricto, esta suposición es cierta solamente cuando el terreno es rígido. Cuando el terreno es suave, es factible que el periodo natural del edificio sea más largo, puesto que el movimiento del cimiento contiene tanto las componentes de balanceo como las de translación. Además, la mayor parte de la energía sísmica se consume por el amortiguamiento de radiación (o geométrico) durante la radiación de las ondas sísmicas lejos de la cimentación, y también por el amortiguamiento del material del suelo como resultado de la acción histerética inelástica en el mismo. Las fuerzas sísmicas, o sea, el cortante en la base, la fuerza lateral, los momentos de volteo, etc, consecuentemente tienden a ser más pequeños. El desplazamiento lateral y el efecto P- $\Delta$ , por otro lado, tienden a ser mayores.

Es importante destacar que cuando dos edificios se localizan muy próximos, es necesario dejar suficiente espacio entre las estructuras vecinas para que no se golpeen unas con otras. Normalmente, se proporciona

una distancia extra entre dos edificios adyacentes, además de sumar los desplazamientos laterales calculados de ambos en el nivel más cercano posible entre ellos. en el cálculo del desplazamiento lateral es necesario considerar la deflexión plástica, la interacción suelo-estructura, el efecto P- $\Delta$  y otros factores, además de la deflexión elástica.

En el cálculo de la deflexión lateral se considera que los miembros secundarios no son confiables y usualmente se desprecia su contribución. La expansión y la contracción de las columnas flexionadas en edificios esbeltos tienen un efecto relativamente grande en el desplazamiento lateral así como en la deflexión total lateral, por lo que deben considerarse.

Al verificar la deflexión lateral en el estado elástico, se puede usar la deflexión elásticamente calculada; sin embargo, puesto que el estado último a menudo entra en juego cuando se considera la deflexión lateral máxima posible, muchos reglamentos de diseño recomiendan que se tome en cuenta la deflexión plástica. Esta deflexión es igual a la deflexión elástica multiplicada por un factor de amplificación, el cual a menudo se define como el inverso del coeficiente de ductilidad.

## **II.7.2.- Registros Sísmicos de Diseño.**

Aunque normalmente el diseño sísmico se lleva a cabo de acuerdo con los reglamentos del diseño relevantes, sería preferible basar este diseño en el riesgo sísmico predicho en el sitio. De hecho este procedimiento se sigue en el diseño de estructuras importantes a gran escala.

El riesgo sísmico del sitio de un edificio se determina a partir de los siguientes factores:

- 1.- Factores geográficos, como el patrón, el tipo y el movimiento de una falla activa cercana, o las fallas y la distancia de fallas cercanas.

- 2.- Los datos de sismicidad, como la distribución de los epicentros de sismos pasados.
- 3.- Los mapas isosísmicos, que dicen mucho de la intensidad, el grado de movimiento del terreno la distribución de sismos futuros.
- 4.- Los rasgos geológicos, como las densidades del perfil del suelo, las velocidades de la onda de cortante y los módulos de cortante.

Cuando se ha completado el estudio del riesgo y obtenido la aceleración sísmica máxima esperada, procede el análisis dinámico para una onda sísmica convenientemente escogida entre los registros de sismos intensos. Entre éstos, El Centro (1940), Taft (1952) y SCT México (1985) son famosos y se utilizan con otros registros de sismos en la vecindad del sitio en cuestión. Estos registros de sismos se utilizan en el análisis dinámico con modificaciones para conformar las condiciones del sitio. Generalmente, la amplitud de la aceleración se ajusta a la esperada en el sitio; también se recomienda que el contenido de frecuencia y la duración se ajusten de acuerdo con la magnitud y la intensidad.

Los movimientos sísmicos se caracterizan por tres parámetros importantes: amplitud máxima de la aceleración; frecuencia predominante o periodo de movimiento; y duración del movimiento. De estas características se puede obtener la historia en el tiempo del movimiento. Con este fin, se genera un movimiento sísmico sintético con las características deseadas, o se modifica un sismo existente.

La duración del temblor también es una característica sísmica importante. La ruptura de una falla se alarga cuando la magnitud del sismo se incrementa; por otro lado, la duración del temblor es mayor para sismos de mayor magnitud, puesto que la velocidad de propagación de la ruptura a lo largo de una falla es aproximadamente 3 km/seg. y constante. La relación entre la magnitud y la duración del movimiento sísmico, tal y como se obtienen de los registros sísmicos, se muestra en la figura II-38.

El contenido de frecuencia de las ondas cambia con la distancia de la falla causante al sitio, en otras palabras, las ondas de alta frecuencia se atenúan con mayor significación en la roca de la corteza, y el periodo

predominante se alarga cuando el sitio está más distante de la falla. En la figura II-39 se muestra la relación entre el periodo predominante y la distancia a la falla causante para diferentes valores de la magnitud, tal y como se obtiene de datos medidos.

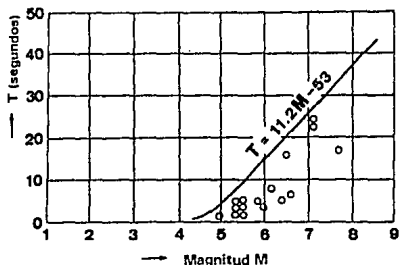


FIGURA II-38.  
Relación entre la magnitud y la duración de los sismos.

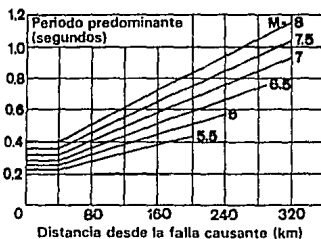


FIGURA II-39.  
Periodos dominantes de la aceleración máxima en la roca.

Es sabido que las amplitudes máximas de aceleración en la roca se incrementan con el aumento de la magnitud y se atenúan al aumentar la distancia al foco del sismo; la variación de la aceleración máxima en la roca

con la magnitud sísmica y la distancia a la falla causante se obtiene como se ilustra en la figura II-40.

La influencia de las formaciones geológicas apenas se considera en los registros sísmicos; sin embargo, en la Ciudad de México, donde existe una capa gruesa y suave de cenizas volcánicas sobre la capa de roca, y en muchas ciudades del Japón, donde existen formaciones aluviales gruesas y suaves, no se puede despreciar el efecto de amplificación de las ondas sísmicas que se propagan desde la capa de roca hasta la superficie del terreno, y las ondas sísmicas se deben modificar congruentemente. Cuando se requieren las modificaciones para obtener las ondas sísmicas de diseño, se puede utilizar el método de reemplazamiento del terreno suave mediante una masa concentrada, o la teoría de la propagación de ondas.

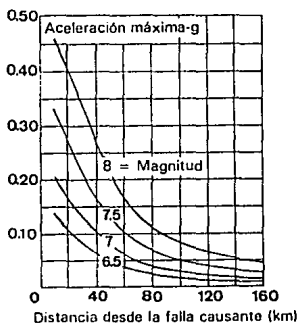


FIGURA II-40.

Vibración de la aceleración máxima con la magnitud sísmica y la distancia desde la falla causante.

Los registros sísmicos tomados en el terreno se afectan grandemente por el mecanismo de la fuente, geología de la trayectoria, condiciones locales del sitio entre otros factores, y como los registros están limitados en número, los movimientos artificiales (simulados) del terreno algunas veces se utilizan para el análisis dinámico en adición a los registros de los sismos reales. Por ejemplo, cuando se diseñan las plantas nucleares en Estados Unidos y Japón para resistir las fuerzas telúricas, las ondas sísmicas artificiales se utilizan tanto como los registros de los sismos reales. Las

ondas sísmicas artificiales se construyen estadísticamente a partir del contenido de la frecuencia, variación de la amplitud y duración del temblor. Son convenientes puesto que se pueden obtener espectros de respuesta relativamente continuos que concuerdan con los espectros del diseño uniformes.

Las ondas sísmicas artificiales propuestas hasta ahora, yacen toscamente en tres categorías, de acuerdo con los métodos utilizados:

- a) Los métodos de composición de muchas ondas armónicas que tienen diferentes amplitudes y ángulos de fase.
- b) El método que utiliza el espectro de respuesta como movimiento del terreno, obtenido cuando un sistema lineal de un grado de libertad está sujeto a vibración moderada.
- c) El método de distribución de varios pulsos casuales a lo largo del eje de tiempo para componer una onda nueva.

De estos tres métodos, el primero es el que más se utiliza. En éste, el espectro de aceleración se expresa como el producto de una función que ha prescrito las características espectrales de potencia, por otra función envolvente que representa el cambio en la amplitud con el transcurso del tiempo. Para ejemplificar una función envolvente se ha propuesto la que se muestra en la figura II-41, que está asociada con la magnitud sísmica. La onda artificial resultante se modifica posteriormente, para que el espectro de respuesta para las ondas simuladas se aproxime al espectro de respuesta suavizado que se da en los reglamentos de diseño.

Para procurar un diseño sísmico adecuado, que incluya rangos plásticos de trabajo de sus materiales estructurales, puede definirse primeramente movimientos sísmicos adecuados para que el sistema se comporte elásticamente; por experiencias aprendidas, pudiera ser un buen parámetro los movimientos telúricos de hasta siete grados Richter, para hacer análisis y diseño elásticos de trabajo, que adecuado es el realizarlos con criterios de esfuerzos últimos de trabajo. Y para movimientos de mayor magnitud, los cuales son de menor ocurrencia, puede hacerse una revisión de los elementos estructurales, los cuales seguramente presentarán un

comportamiento plástico, cuidando los requerimientos de ductilidad de la estructura, y controlando que sólo se plastifiquen los elementos diseñados para ese fin, sin que se colapsen totalmente, para posteriormente repararlos con procedimientos previamente definidos y conocidos de antemano, o bien, para reemplazarlos completamente, tal como sería el caso de los Disipadores de Energía Sísmica, construidos precisamente para este fin, y de esta manera responder a la necesidad de conseguir resistencias económicas contra sismos fuertes, haciendo uso del comportamiento inelástico de la estructura.

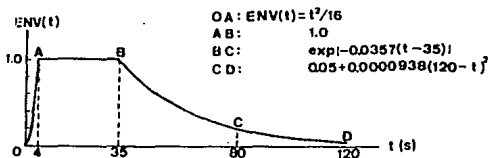


FIGURA II-41.  
Función envolvente para un tipo sísmico.

## II.8.- Seguridad Sísmica.

Actualmente hay una necesidad creciente de evaluar la seguridad sísmica de las estructuras de edificios, ya se hayan diseñado con reglamentos obsoletos o que hayan resultado dañados en temblores previos, pero aún no se ha establecido ningún procedimiento sistemático, debido a la corta historia de la investigación en esta materia. Sin embargo, se ha desarrollado un procedimiento para evaluar la seguridad sísmica en edificios de concreto reforzado de poca altura (hasta cinco pisos) y en particular, edificios para escuelas, en los cuales hay mayor incertidumbre respecto a su comportamiento real ante eventos sísmicos.

Con objeto de juzgar sistemáticamente y en poco tiempo la seguridad sísmica de muchas estructuras de edificios, el método utiliza



varios niveles de "tamizado". Primero, la seguridad de un edificio se estima mediante una técnica analítica sencilla. Sin un edificio no satisface el requerimiento de seguridad especificado, se analiza de nueva cuenta, pero esta vez con una técnica más rigurosa. Este procedimiento, llamado "tamizado", se repite hasta que el edificio salva el requerimiento de seguridad. Al tomarse el análisis más riguroso, se relaja la magnitud del margen de seguridad establecido para el tamizado. La seguridad se define en términos de la reparabilidad siguiendo perturbaciones sísmicas de mediano tamaño, así como la ausencia de colapso durante las perturbaciones sísmicas destructivas.

El procedimiento básico para el primer tamizado consiste en los siguientes cinco pasos:

1.- Modelado Estructural. Este paso incluye: verificación del sistema estructural (proyecto, secciones, detalles); verificación de la intensidad de las cargas; verificación de las propiedades de los materiales; y examen del método de diseño por medio de los planos, cálculos de diseño, especificaciones, registros de la construcción y la investigación del terreno.

2.- Modelado analítico. Se supone que el comportamiento del primer piso controla la seguridad sísmica del edificio. Primero, cada uno de los pisos se simplifica a un sistema de una sola masa-resorte-amortiguador. Se consideran tres tipos de mecanismos de falla: flexión, cortante, y flexión-cortante. Se determinan las resistencias al agrietamiento de cortante, cortante último y de flexión última, de acuerdo con las propiedades del edificio original. Se usa un método simplificado para calcular estas resistencias, así como la frecuencia natural. Se calcula la respuesta del edificio mediante un análisis modal tomando en cuenta solamente al primer modo. En vez de llevar a cabo un análisis de historia en el tiempo, se usan los espectros de respuesta para evaluar el comportamiento con respecto a la resistencia y a la ductilidad.

3.- Evaluación de la seguridad: resistencia. Para este propósito se usan los espectros de respuesta lineales.

4.- Evaluación de la seguridad: ductilidad. Para este propósito se usan los espectros de respuesta no lineales.

5.- Evaluación combinada de la seguridad. Al combinar los resultados de la evaluación de la seguridad para la resistencia y la ductilidad, se hace un juicio final respecto a si el edificio es, en última instancia, seguro o no lo es, si el juicio resulta incierto (en un rango amplio) se requieren tamizados adicionales.

En el segundo tamizado se estima con más precisión el comportamiento estructural de conjunto de cada uno de los entrepisos y se lleva a cabo un análisis de respuesta no lineal de la historia en el tiempo. En el tercer tamizado, se adopta el análisis no lineal basado en la no linealidad de cada uno de los miembros.

Un tamizado con un orden mayor requiere una investigación más detallada y especializada para evaluar la seguridad sísmica. El rigor analítico se compensa mediante la magnitud del "índice sísmico" ( $I_s$ ) que se define como:

$$I_s = E_o G S_D T ;$$

donde " $E_o$ " es el índice sísmico básico, " $G$ " es un índice geológico, " $S_D$ " es el índice de diseño estructural, y " $T$ " es el índice del tiempo.

Cada uno de los tres métodos de tamizado posee procedimientos particulares para calcular estos índices. El índice " $G$ " del sitio refleja las características del perfil del suelo del sitio. Cuando se tienen pocos datos disponibles, se supone igual a la unidad. El índice de diseño estructural " $S_D$ ", es un coeficiente que representa: la irregularidad de un edificio en planta y en elevación; la distribución de la rigidez de entrepiso en toda la altura del edificio; y la distribución de la rigidez lateral entre los componentes resistentes a las cargas laterales en cada nivel de piso. De una matriz con una lista de confrontación, se selecciona un valor que varía desde 1.2 hasta 0.43. En el índice de tiempo " $T$ " (de 1.0 a 1.5), se toman en cuenta los efectos a largo plazo, como la fluencia, la contracción, el hundimiento de la cimentación, etc. El índice sísmico básico " $E_o$ " se determina como:

$$E_o = \phi C F ;$$

en donde " $\phi$ " es el índice de entrepiso, " $C$ " el es índice de resistencia, y " $F$ " es un índice de ductilidad.

La ecuación anterior indica que la capacidad para soportar cargas es función tanto de la resistencia como de la ductilidad. El índice " $F$ " de ductilidad que se utiliza en el primer tamizado se tomará como igual a 1.0 para columnas con una relación altura entre peralte (altura/peralte) mayor de 2; igual a 0.8 para una relación altura entre peralte menor o igual a 2; y con un valor igual a 1.0 cuando se trate de muros. En cambio, los índices para el segundo y tercer tamizado, mayores a los del primero se clasifican con un mayor detalle.

El índice " $C$ " de resistencia es la capacidad para soportar cargas laterales del nivel de piso en consideración, dividido entre la masa total existente arriba de este nivel. Para calcular el índice de resistencia en cada uno de los tamizados, se usa un procedimiento diferente:

- 1.- Primer tamizado para C. Este índice se calcula a partir de las áreas de los muros y las columnas; esto es, sólo se verifica la capacidad al cortante. En este cálculo se ignoran las varillas de refuerzo de las columnas y los muros. Se considera que las vigas y las losas de piso tienen una adecuada rigidez y resistencia.
- 2.- Segundo tamizado para C. Se calculan las resistencias para flexión y cortante de las columnas y los muros. Al igual que en el primer tamizado, se considera que las vigas y las losas de piso son rígidas y fuertes.
- 3.- Tercer tamizado para C. Se calculan los momentos últimos de las columnas y las vigas, y se toma al menor de los dos como el momento máximo. En seguida se distribuyen estos momentos nodales a los extremos de las vigas o las columnas de acuerdo con sus rigideces.

El índice de entrepiso toma en cuenta el nivel de piso en consideración y se determina como:

$$\phi = (n + 1) / (n + 1) ;$$

donde "n" es el número de entrepisos en el edificio, e "i" es el número del nivel de piso en consideración.

Otros manuales, estipulan dos pasos para la evaluación del riesgo sísmico en los edificios existente, que son la evaluación cualitativa y la evaluación analítica. La evaluación cualitativa, que comprende el examen de los documentos de diseño y la inspección de campo, da por resultado una de las tres decisiones siguientes:

- 1.- El edificio cumple con las disposiciones.
- 2.- El edificio no cumple con las disposiciones.
- 3.- No se puede determinar el cumplimiento mediante una evaluación cualitativa y se requiere una evaluación analítica.

Para llegar a una decisión, se consideran varias condiciones. Se introduce el coeficiente de capacidad "rc":

$$r_c = V_{as} / V_{rs} ;$$

en la que "V<sub>as</sub>" es la capacidad a la fuerza cortante sísmica calculada para el edificio existente, y "V<sub>rs</sub>" es la fuerza cortante sísmica que requeriría resistir el sistema existente para cumplir con los requisitos de las disposiciones para un edificio nuevo.

Se especifican valores mínimos aceptables del coeficiente de capacidad. Si el coeficiente de capacidad de un edificio es menor al especificado, se deberá reforzar o demoler de inmediato. Si el coeficiente de capacidad es mayor a la unidad, el edificio se evalúa como seguro de conformidad con los reglamentos en vigor. Si el coeficiente de capacidad se encuentra entre el mínimo requerido y la unidad, hay que reforzar el edificio dentro de un periodo especificado, o bien en un caso extremo, demoler algunos de sus pisos, para lograr los niveles de seguridad adecuados.

### ***III.- METODOS ANALITICOS PARA EL ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS.***

En el presente capítulo se describen y definen las hipótesis, características e información que reportan algunos de los métodos existentes para análisis estructural ante fuerzas laterales, tanto en forma estática como dinámica; métodos que esta tesis considera como más comunes, más desarrollados y más confiables en la actualidad. Algunos de estos métodos son exactos como es el caso del método del Trabajo Virtual, el método de las Flexibilidades, y el método de las Rigideces; mientras que otros son aproximados, o bien que tienen un procedimiento que a base de repeticiones concurren a la solución exacta, y que están fundamentados tanto en los procedimientos exactos como en resultados experimentales y vivencias de la práctica, tal como es el método del Portal, de Bowman, del Factor, de Grinter-Tsao, el Simplificado y el método de Cross; así como también los métodos para determinar frecuencias y modos de vibración, que son denominados también como métodos dinámicos de análisis, y que son el de Newmark, el de Holzer y el método de Iteración Inversa.

Es importante señalar que frente a los avances existentes en el campo de la electrónica y de la computación, fabricando equipos sofisticados que los convierten en herramientas poderosas, necesarias y eficientes, ha imperado la necesidad de contar con métodos numéricos adecuados para ser programados y ejecutados ya sea por computadores interactivos, o bien por unidades electrónicas de proceso análogo o digital. Todos los métodos existentes hasta la fecha tienen tanto ventajas como limitantes en cuanto a sus alcances, exactitud y conceptualizaciones que deben ser idealizadas; pero en general son métodos que nos entregan resultados bastante fáciles de interpretar y razonables para efectuar los diseños correspondientes a los elementos estructurales en cuestión con una seguridad amplia y confiable. Sin embargo, en virtud del gran número de operaciones numéricas que deben ejecutarse, se han desarrollado programas para computadora que facilitan este trabajo laborioso, así pues, expondremos en el último punto del capítulo las características y facilidades que otorgan algunos de los paquetes comerciales existentes de software computacional para auxiliar en el análisis estructural a los usuarios de computadores dedicados a la Ingeniería Estructural, así como las ventajas y complicaciones de los mismos; sin olvidar que hoy en día son instrumentos muy empleados por la Ingeniería Civil, por ello es siempre aconsejable que el Ingeniero Estructurista posea suficiente experiencia analíticas, experimental y práctica para poder discernir entre lo razonable de los resultados que nos entregan estos paquetes, y poder adecuarlos a las estructuras reales que estudiamos.

### **III.1.- Métodos Propuestos Estáticos.**

A partir de lo expuesto en el capítulo II, han sido implementados varios métodos para analizar estructuras de edificios, los cuales resultan prácticos y fáciles de aplicar en el modo estático, es decir, son métodos que estudian las fuerzas máximas que pueden desarrollarse durante un sismo, sin tomar en cuenta los efectos de su vibración; de tal

suerte que los analistas de estructuras eviten el involucrarse en desarrollos matemáticos complejos y, sobre todo laboriosos y tardados.

A pesar que no es el objetivo del presente trabajo el resolver una estructura por todos los métodos aquí expuestos, se propondrá una de un edificio arquitectónico, que aunque no es una estructura plenamente característica, resulta útil para que se ilustre el procedimiento a seguir en algunos de los métodos que serán expuestos en esta parte del tema (Portal y Bowman); esta estructura es ilustrada en la figura III-1, y en la que anotamos los siguientes conceptos a manera de repaso:

Al elemento viga-losa a lo largo de una misma cota se le llama "nivel", y como puede observarse, la estructura propuesta tiene cinco niveles; al espacio existente entre nivel y nivel se le denomina "entrepiso", y el número de éstos coincide siempre con el de niveles; por lo que esta estructura propuesta cuenta también con cinco entrepisos. Debajo de cada nivel se encuentra su entrepiso, por ende afirmamos que el entrepiso No. 1 está debajo del nivel No. 1, el entrepiso No. 2 está debajo del nivel No. 2, y así sucesivamente. El sistema nivel-entrepiso forma evidentemente un marco y que se numerará conforme a su nivel o a su entrepiso. Al conjunto de dos columnas y una viga que las liga se le llama "crujía"; al espacio existente entre los ejes de dos columnas contiguas se le referirá como "claro de la crujía", y a la distancia existente entre nivel y nivel recibe el nombre de "altura del entrepiso". Por ejemplo, para la figura III-1, en el caso del marco No. 1, apreciamos cinco crujías, cada una con un claro de cuatro metros y una altura de entepiso de tres metros; y para el marco No. 4, tenemos tres crujías con las mismas características anteriores. A el punto en que se unen vigas con columnas, o columnas con cimentación se le llama "nodo" o "nudo", los cuales se referencian de forma anárquica ya sea con números o con letras, y según el criterio de cada analista; la estructura que presentamos en el plano referido en la figura III-1 posee un total de 29 nodos.

Como sabemos, al representar gráficamente los elementos mecánicos de una viga o de una columna (momentos, cortantes, normales y torsiones), existen puntos en los que los diagramas cambian de signo, es decir, en los que la envolvente cruza la línea de equilibrio; a estos puntos se les denomina "puntos de inflexión". Como ejemplo ilustramos la figura III-2.

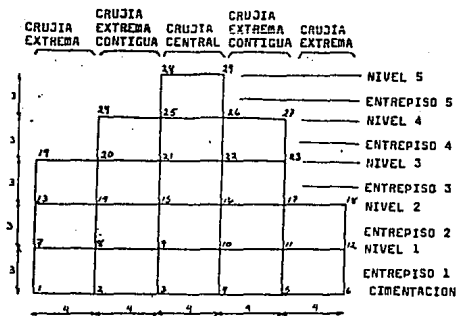


FIGURA III-1

Estructura o esqueleto del edificio propuesto para ejemplificar algunos de los métodos de análisis.

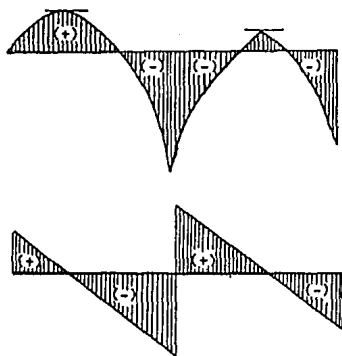


FIGURA III-2

Diagramas representativos de elementos mecánicos de un miembro estructural cualquiera.

(a) Momento Flexionante; (b) Fuerza Cortante.



Ahora bien, procedamos a exponer los métodos estáticos más comunes para analizar una estructura, para posteriormente hacer los comentarios y comparaciones a que hay lugar, tratando de formar un criterio amplio para en el caso de que el lector requiriera elaborar un diseño, lo haga en la forma más adecuada y con las interpretaciones pertinentes para llevarlo a cabo con buena calidad.

### **III.1.1.- Trabajo Virtual.**

Este método se basa en la consideración de que los elementos de una estructura están sujetos a fuerzas internas y externas; si un sistema de fuerzas externas se aplica a un cuerpo, éste se deformará hasta que se presente el equilibrio entre éstas y las fuerzas internas que se generan en dicho cuerpo. En consecuencia el sistema de fuerzas externas realiza un "trabajo", y a este trabajo que es almacenado en el cuerpo se denomina "energía de deformación del cuerpo".

El trabajo realizado por el sistema de fuerzas externas, se puede transformar en energía de deformación si las fuerzas se aplican gradual y lentamente a un cuerpo elástico, y el trabajo exterior se transforma completamente en energía de deformación. La energía de deformación o energía interna de un cuerpo elástico, es por lo tanto la suma de todo el trabajo transmitido por el sistema para deformarlo con respecto a su estado natural, y la energía de deformación almacenada se transforma en trabajo cuando el sistema de fuerzas externas es retirado.

La energía de deformación depende de las características de la curva carga-deformación de la estructura como se aprecia en la figura III-3, en la que se aprecian dos tipos de curvas: una lineal y otra no lineal; y como se expuso en el capítulo anterior, el área bajo la curva representa la energía de deformación de la estructura, la cual posteriormente se convertirá en un trabajo.

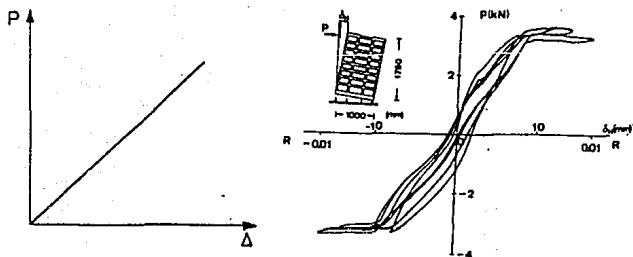


FIGURA III-3  
Gráfica de la curva carga-deformación de una estructura:  
(a) Lineal, (b) No lineal.

Si en los nodos de una estructura se suponen desplazamientos virtuales, es decir, desplazamientos no reales producidos por acciones diferentes al sistema de fuerzas original, las fuerzas externas e internas se moverán, y por lo mismo efectuarán un trabajo también virtual; de esto, cualquier elemento estructural sufrirá un giro, una traslación y/o una deformación virtual. Por ende, afirmaremos que el trabajo desarrollado por las fuerzas externas será igual al trabajo virtual de deformación.

Este método se fundamenta en dos teoremas básicamente: el primero denominado "Teorema de Betti" y que enuncia que el trabajo que realiza un sistema de fuerza A debido a los desplazamientos que en sus puntos de aplicación le produce un sistema de fuerzas B, es igual al trabajo que realiza el sistema de fuerzas B debido a los desplazamientos que en sus puntos de aplicación le produce el sistema de fuerzas A; el segundo teorema es el "Teorema de Maxwell", que sostiene que el desplazamiento en un punto A (en dirección de la fuerza aplicada en A) debido a la aplicación de una fuerza P en un punto B, es igual al desplazamiento en el punto B (en la dirección de la fuerza aplicada en B) debido a la aplicación de una fuerza P en el punto A.

El método del trabajo virtual es un método exacto muy versátil para calcular desplazamientos en las estructuras, estos desplazamientos pueden ser debidos a cargas de cualquier tipo. La expresión básica para este método puede escribirse como:

$$W_e = W_i$$

donde:

$W_e$ .- Trabajo virtual externo.

$W_i$ .- Trabajo virtual interno.

En la ecuación anterior, se expresa el primer término como el producto de una carga conocida por el desplazamiento buscado, y el segundo se referirá en función de los elementos mecánicos de la estructura.

A pesar de la versatilidad que anotamos en este método, como método exacto resulta laborioso el análisis de un edificio a través de él, no es fácil de programar como para ser implementado en un computador; pero sin duda es un método muy elegante para resolver estructuras sencillas.

### **III.1.2.- Flexibilidades.**

El método de las flexibilidades, llamado también de las fuerzas, es básicamente la superposición de desplazamientos en términos de estructuras estáticamente determinadas. Las fuerzas o momentos que son las incógnitas, se determinan a partir de desplazamientos conocidos con base en las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones, que son aquellas ecuaciones que garantizan los desplazamientos finales como compatibles con las condiciones de apoyo originales de la estructura.

El párrafo precedente quiere decir que la estructura será idealizada como un conjunto de sistemas estáticos simples que se denominan como "estructuras primarias", y cuya suma de efectos nos dará los efectos que ocurren en la estructura original. La liga entre estos sistemas estáticos y

Los efectos de la estructura será la ecuación de compatibilidad en la que se involucrarán las fuerzas que se desean conocer; se calculará el valor de las incógnitas y el resto de los nodos de la estructura podrán ser resueltos aplicando ecuaciones de estática.

La satisfacción de compatibilidad involucra un conjunto de ecuaciones lineales, en donde cada ecuación expresa una condición del desplazamiento final de la estructura cargada. Las componentes de los desplazamientos para las estructuras primarias son medida de la flexibilidad de la estructura, es decir, que la estructura es más flexible cuanto mayores sean los valores de los desplazamientos.

Como se mencionó, la solución de una estructura se logra mediante la superposición de desplazamientos de estructuras simples isostáticas que se llaman primarias, la estructura primaria no es única, pues depende de la selección que se haga de las incógnitas, y la mejor de ellas será la que involucre el mínimo de trabajo numérico. Para obtener la estructura primaria se hace la supresión de apoyos o la transformación de un tipo de apoyo en uno más simple, o bien por una ruptura de la elástica de la estructura que puede ser angular, lateral o longitudinal. Debe notarse que las condiciones que tienen que cumplirse en todo momento es estabilidad e isostaticidad.

En resumen, la secuela de pasos a seguir en el método de las flexibilidades es el siguiente:

- 1.- Determinar el grado de hiperestaticidad " $n$ " de la estructura.
- 2.- Seleccionar " $n$ " incógnitas y las estructuras primarias correspondientes que serán " $n+1$ ".
- 3.- Resolver las " $n+1$ " estructuras calculando los desplazamientos debido a las cargas y a cada una de las fuerzas incógnitas.
- 4.- Plantear las " $n$ " ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos y resolver el sistema, obteniendo de este modo el valor de cada una de las incógnitas.

Este método es adecuado para calcular estructuras con asentamientos diferenciales en sus apoyos y estructuras apoyadas en elementos elásticos, la solución para el primer caso, es mediante el planteamiento de la identidad de el valor del desplazamiento vertical con el valor del asentamiento mediante las ecuaciones de compatibilidad; y para el segundo se igualarán los desplazamientos en los apoyos con la fuerza generada en el apoyo dividido entre su constante de rigidez, también através de ecuaciones de compatibilidad. De existir situaciones de rotación en apoyos, se deberá abordar el problema en forma análoga.

### **III.1.3.- Rigideces.**

El método de las rigideces es un método exacto cuyas incógnitas son los desplazamientos en los apoyos, extremos en voladizo, y en general los desplazamientos de todos los nodos de una estructura. Como se sabe, el número de desplazamientos de los nudos en conjunto conforman el número de grados de libertad de la estructura.

El primer paso del método es restringir todos los desplazamientos de junta conocidos; esto nos conduce al empleo de acciones producidas por desplazamientos unitarios que son traslaciones o rotaciones unitarias, y las acciones serán fuerzas o momentos. A las acciones causadas por desplazamientos unitarios se conocen como rigideces.

Más adelante, se obtiene la matriz de rigideces de las piezas aisladas (vigas y columnas) que forman la estructura, para los grados de libertad que le corresponden a la estructura. Los elementos de la matriz "K" (de rigideces) serán denominados como  $k_{ij}$ , y que son la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en la dirección del grado de libertad "i" para que se produzca un desplazamiento unitario en la dirección del grado de libertad "j". Las matrices de rigideces son cuadradas, simétricas y su tamaño es igual al número de grados de libertad.

Las cargas son momentos y fuerzas aplicadas en los nudos y se numeran en concordancia con la numeración de los grados de libertad, definiéndose un vector de cargas "F"; por otra parte los desplazamientos arreglados en el mismo orden constituyen un vector de desplazamientos "r", y que será nuestro vector en función de las incógnitas. Para conocer el vector "r" es necesario resolver el sistema de ecuaciones lineales que resulta de:

$$K r = F.$$

Una vez conocidos los desplazamientos nodales, los elementos mecánicos de cada una de las vigas y columnas se calculan ahora como el producto de la matriz de rigideces de la pieza correspondiente por los desplazamientos de sus extremos, todos ya conocidos. Para verificar los resultados obtenidos puede comprobarse el equilibrio en los nodos y en toda la estructura.

#### III.1.4.- Cross.

También es denominado el presente método como "Método de Distribución de Momentos", el cual pudiera no ser considerado en realidad como un método aproximado, pues es una sucesión de pasos recursivos que permite determinar las incógnitas hiperestáticas con una precisión comparable a la de cualquier otro método exacto.

En estructuras impedidas al desplazamiento lateral, el método de Cross evita el tener que efectuar la solución de un sistema de ecuaciones; si por el contrario, la estructura puede desplazarse, el método de Cross conducirá a un sistema de ecuaciones, pero el número de dichas ecuaciones es muy inferior al que se obtendría utilizando ya sea el método de rigideces o el de flexibilidades por ejemplo.

El método de Cross puede aplicarse a estructuras con elementos de sección constante o variable, así como a estructuras con elementos de eje

recto o curvo, pero para comprender este método es necesario establecer convenciones y definiciones básicas que a continuación se anotarán:

Los signos de los momentos de flexión serán positivos cuando tiendan a hacer girar los elementos en sentido de las manecillas del reloj; y el signo de las fuerzas será el establecido normalmente en un plano vectorial, o sea, positivo cuando su sentido sea horizontal a la derecha y vertical hacia arriba; y negativo cuando el sentido sea contrario a éstos.

Como es sabido, el momento actuante en un nodo es tomado por los elementos estructurales proporcionalmente a su rigidez, por lo que se establece que:

$$M_E = (K_E / \sum K_E) M_T,$$

en donde:

- ME.- Momento absorbido por un elemento.
- KE.- Rigidez del elemento concurrente al nodo.
- MT.- Momento actuante en el nodo.

A la relación  $(K_E / \sum K_E)$  se le llama factor de distribución, que se definirá en adelante para cada elemento de cada nodo de una estructura como la rigidez del elemento dividida por la suma de las rigideces de todos los elementos que llegan a dicho nodo; en otras palabras, el factor de distribución representa la rigidez proporcional del elemento con respecto a la rigidez del nodo.

Se entiende que cuando se desarrolla un momento resistente en el extremo de un elemento, se induce un momento en el extremo opuesto de dicho elemento que guarda siempre una cierta relación con este momento resistente que surge en el extremo que gira o que se desplaza; siempre y cuando el extremo opuesto referido sea empotrado. El valor por el cual debe multiplicarse el momento que se desarrolla en el extremo girado o desplazado de un elemento, para obtener el momento inducido en el extremo opuesto se llamará "Factor de Transporte". Los casos más comunes son cuando en un extremo se origina un giro y en el extremo opuesto existe como

se mencionó un empotramiento, entonces se tomará un factor de transporte igual a  $1/2$ ; y cuando en un extremo se origina un desplazamiento y el opuesto es también un empotramiento, entonces el factor de transporte será igual a 1. Si el extremo opuesto fuera un apoyo libre o una articulación, el factor de transporte será cero.

La aplicación del método de Cross implica el manejo del principio de superposición de efectos, que se refleja en la consideración de los efectos que absorbe una pieza, así como de los que transmite a su extremo opuesto; y se establece para dos casos de estructuras: el primero para estructuras sin desplazamientos, es decir restringidos; y en segundo caso las estructuras con desplazamientos o no restringidos. Para estructuras sin desplazamientos, se establece entonces el siguiente procedimiento:

- 1.- Se obtendrán los momentos de empotramiento de las estructuras en base al planteamiento de ecuaciones de equilibrio, involucrando momentos actuantes, rigideces de elementos y giros de los nodos.
- 2.- Se calculan los factores de distribución y de transporte para todos los elementos de la estructura.
- 3.- Se distribuyen los elementos de desequilibrio de cada nodo en todos los elementos que concurren a dicho nodo, según su factor de distribución correspondiente. Debe tenerse en cuenta que después de distribuir se debe transportar al extremo opuesto según el factor de transporte calculado.
- 4.- El proceso de ir equilibrando los nudos puede concluirse al llegar a la aproximación deseada, es decir, cuando a criterio del analista los resultados que se obtienen en cada paso son idénticos.

Cuando el método se aplica a estructuras con desplazamientos se empleará también el principio de superposición y se supondrá en una primer etapa que la estructura no se desplaza, calculando una fuerza que impide este desplazamiento para en una segunda etapa aplicar esta fuerza calculada en sentido contrario a la estructura en cuestión. La suma de estos dos efectos nos dará el estado real de la estructura, quedando la sucesión de pasos a seguir de esta manera:



- 1.- Se resuelve la estructura considerando que ésta no se puede desplazar, siguiendo el procedimiento que se marcó para este caso de estructuras. Con esto se determinará la fuerza  $F_1$  que impide el desplazamiento.
- 2.- Se supondrá en la estructura un desplazamiento  $\Delta$  cualquiera impidiendo que los nudos giren. Con la estructura desplazada se permiten los giros en los nudos y se resuelve el sistema estructural. Se calculará entonces una fuerza  $F_2$  que produce el desplazamiento  $\Delta$ .
- 3.- Como la fuerza  $F_1$  que impidió el desplazamiento será diferente de la fuerza  $F_2$  que produce el desplazamiento  $\Delta$ , los resultados obtenidos en el paso anterior se deben multiplicar por el factor de corrección  $F_1/F_2$ .
- 4.- Se suman los resultados obtenidos en el primer paso con los obtenidos en el tercero, y de esta manera se llegará a la solución real del problema.

### **III.1.5.- Portal.**

Uno de los métodos más conocidos y más aplicados para resolver estructuras sometidas a fuerzas laterales, es sin duda el método del Portal, el cual es sencillo de aplicar dado a que toma en cuenta hipótesis de simplificación fundamentadas en la idealización de la estructura como se muestra en la figura III-4, y que consiste en suponer:

- a) Todas las piezas estructurales tienen una distribución lineal de momentos y constante en los cortantes en las columnas de entrepiso.

b) Los puntos de inflexión por momentos se presentan en vigas y columnas a la mitad de su longitud en todos los niveles y entrepisos.

c) Para efectos de distribuir la fuerza cortante existente en un entrepiso, se idealizarán las columnas del mismo de la siguiente manera: a las dos columnas de los extremos del entrepiso se consideran con su misma rigidez original, mientras que las columnas internas se tomarán con el doble de su rigidez teniendo en cuenta que trataremos marcos de más de una crujía, pues si fuera el caso de un marco con una sola crujía, la fuerza cortante simplemente se distribuiría entre dos columnas en forma proporcional a su rigidez.

De tal suerte que tendremos:

$$\begin{aligned}RCE_n &= KCE_n; \\ RCI_n &= 2KCI_n;\end{aligned}$$

quedándonos el cortante distribuido en las columnas extremas de la siguiente manera:

$$VC_n = (V_N RCE_n) / (\sum RCE_n + \sum RCI_n);$$

y para las columnas internas:

$$VC_n = (V_N RCI_n) / (\sum RCE_n + \sum RCI_n);$$

donde:

- KCE<sub>n</sub>.- Rigidez real en la *n*-ésima columna extrema.
- KCI<sub>n</sub>.- Rigidez real en la *n*-ésima columna interna.
- RCE<sub>n</sub>.- Rigidez idealizada en la *n*-ésima columna extrema.
- RCI<sub>n</sub>.- Rigidez idealizada en la *n*-ésima columna interna.
- VC<sub>n</sub>.- Cortante distribuido en la *n*-ésima columna.
- V<sub>N</sub>.- Cortante existente en todo el entrepiso.

Con estas fuerzas distribuidas en las columnas, conociendo los puntos de inflexión por momento y sabiendo que los momentos se distribuyen linealmente a lo largo de los elementos, podemos resolver los nodos de la estructura iniciando por los de los extremos del nivel, y

continuando con los nodos internos, asumiendo siempre el cumplimiento de la condición de equilibrio, la cual debe ser patente en todos los nodos de la estructura. La razón por la cual se resuelve primeramente los nodos extremos del nivel, es para calcular el momento del extremo opuesto de la viga perteneciente a la crujía extrema del marco del entrepiso que se esté analizando, y por equilibrio del nodo contiguo al del extremo que se ha resuelto, establecer el momento equilibrante a los momentos de las columnas que concurren a este nodo y al momento de la viga que también concurre al mismo; este momento equilibrante pertenecerá al extremo de la viga que concurre al nodo contiguo del nodo extremo que ha sido resuelto, misma que a su vez pertenece a la siguiente crujía de la que se ha analizado al resolver estos dos nodos, el extremo y el contiguo.

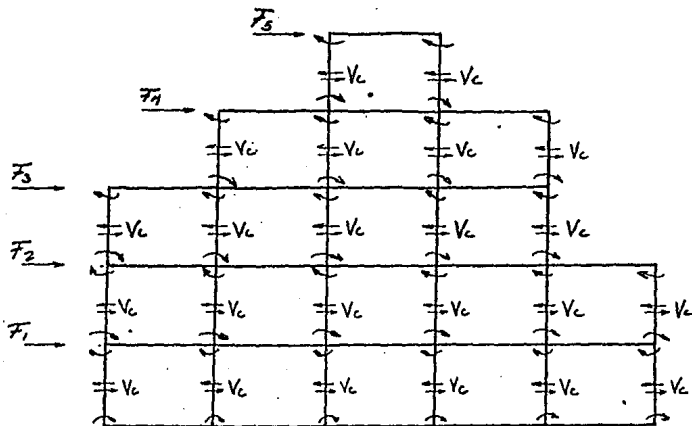


FIGURA III-4  
Ilustración de las hipótesis del método del portal.

### III.1.6.- Bowman.

Este método fué desarrollado en base al estudio de marcos analizados por procedimientos exactos y en fundamento también a la observación de resultados experimentales, proponiendo en éste las siguientes hipótesis, ilustradas en la figura III-5:

a) Los puntos de inflexión por momento en las vigas exteriores se encuentran a 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior. En vigas intermedias, el punto de inflexión se encuentra al centro del claro.

b) En relación a los puntos de inflexión por momento en vigas, teniendo como base el entrepiso de la estructura del edificio con más crujías, y que será el que nos sirva de referencia para definir las características de los demás (normalmente será el primer entrepiso a partir del cual haremos referencias en un análisis), si el número de crujías de este entrepiso es impar, el punto de inflexión por momento en la viga central estará dado por condiciones de simetría y equilibrio; si por el contrario, el número de crujías es par, será en las dos vigas del centro del nivel donde por las condiciones mencionadas dependerán sus puntos de inflexión. Nótese esta observación en la figura III-5.

c) Los puntos de inflexión por momento en las columnas del primer entrepiso se encuentra a 0.60 de su altura a partir de la base; en las columnas del último entrepiso, el punto de inflexión por momento se encontrará a 0.65 de la altura a partir del extremo superior; en las del penúltimo a 0.60 y a 0.55 en las columnas del antepenúltimo entrepiso, ambos también a partir de su parte superior; por último, para las columnas de los demás entrepisos, el punto de inflexión por momento se presenta a la mitad de su altura. Es importante notar que para el caso de una estructura de dos entrepisos, en las columnas del segundo de ellos el punto de inflexión se encuentra a 0.65 de su altura a partir del extremo superior; si la estructura es de tres niveles, los puntos de inflexión en las columnas del tercer entrepiso aparecerá a 0.65 de su altura y en la del segundo a 0.60, medidos a partir de la parte superior de la altura; y para el caso de un edificio de cuatro niveles, en las columnas del cuarto entrepiso se presentará punto de inflexión a 0.65 de su altura a partir del extremo superior, en el tercero a 0.60 y en el segundo entrepiso a 0.55.

Para estructuras de edificios de cinco niveles o más, se aplicará sin problema alguno lo planteado en el primer párrafo de este inciso.

d) La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye como a continuación se indica:

En el primer entrepiso se distribuirá entre las columnas en forma directamente proporcional a sus rigideces una fuerza cortante igual a:

$$V_c = (N - 0.5) V_T / (N + 1) ;$$

y la fuerza cortante:

$$V_t = V_T - V_c$$

se distribuye entre las crujías proporcionalmente a la rigidez de la viga que las limita en la parte superior, el cortante de cada crujía se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan.

En los pisos superiores, la fuerza cortante:

$$V_c = (N - 2) V_T / (N + 1)$$

se distribuirá también directamente proporcional a la rigidez de las columnas; y el cortante:

$$V_t = V_T - V_c$$

se repartirá en forma idéntica como se reparte en el primer entrepiso.

La nomenclatura de las fórmulas anteriores es:

$V_T$ .- Cortante total existente en el entrepiso.

$V_c$ .- Cortante en columnas.

$V_t$ .- Cortante en crujías.

$N$ .- Número de crujías del marco del entrepiso.

A partir de los datos que se obtienen con este proceder, pueden establecerse los diagramas de cuerpo libre de los nodos y resolver los elementos mecánicos que se buscan analizando las condiciones de fuerzas de cada nodo de la estructura.

Para el caso de las vigas centrales y que marcamos dentro de las hipótesis del método, que sus puntos de inflexión por momento estarían dados por condiciones de equilibrio, determinaremos sus momentos faltantes de los nodos centrales, haciendo la suma de momentos de las columnas que concurren al nodo y distribuyéndola en estas vigas en forma proporcional a su rigidez. Posteriormente estableceremos el punto de inflexión por momento de las vigas referidas calculándolos a través de la hipótesis de que existe una distribución lineal de los momentos que actúan en cada una de las piezas estructurales.

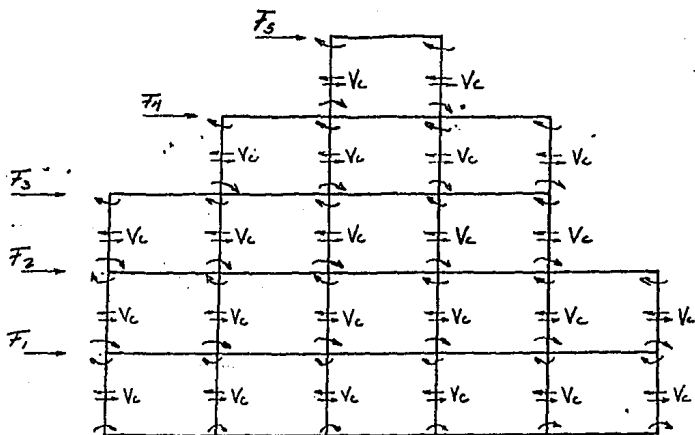


FIGURA III-5  
Ilustración de las hipótesis del método de Bowman.

### III.1.7.- Factor.

Este método surge a partir del planteamiento de las ecuaciones de pendiente-deformación (slope-deflection), y considerando que:

- a) Se entenderá por  $\Psi$  la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso; y para el cálculo de los desplazamientos lineales y angulares en un piso se considerará que son iguales los valores de  $\Psi$  en dos entrepisos consecutivos.
- b) El desplazamiento angular de un nudo y el de los extremos opuestos de todas las barras que concurren al mismo son iguales.

A partir de ello se seguirá el siguiente procedimiento:

- 1.- Se calculará en cada nudo el valor  $G_n$ , que se denomina factor de viga, que es igual a:

$$G_n = \Sigma K_{cn} / \Sigma K_n;$$

siendo  $\Sigma K_{cn}$  la suma de rigideces de las columnas que concurren a ese nudo; y  $\Sigma K_n$  la suma de rigideces de todas las piezas que concurren al mismo. La nomenclatura "cn" querrá decir "de columna en el nudo"; "n" significará "del nudo en cuestión"; y "vn" denomina "viga en nudo".

- 2.- Se calcula en cada nudo el valor  $C_n = 1 - G_n$ , que resulta ser el factor de columna.

- 3.- Para cada pieza, viga o columna, se obtendrá en cada extremo el valor de la suma de su factor más la mitad del factor correspondiente (de viga o de columna según sea el caso) del extremo opuesto de la misma pieza, es decir:

$$\begin{aligned} S_{vn} &= G_n + (G'_n/2); \\ S_{cn} &= C_n + (C'_n/2). \end{aligned}$$

4.- Se obtendrá un factor de rigidización del elemento viga o columna, en el nodo en estudio igual a:

$$R_{vn} = K_{vn} S_{vn};$$
$$R_{cn} = K_{cn} S_{cn}.$$

5.- El momento existente en el entrepiso igual a:

$$M_N = V_N h,$$

se distribuirá en los dos extremos de las columnas del mismo entrepiso en forma proporcional a su factor de rigidización en cada extremo; para ello lo deberemos calcular como:

$$M_{cn} = (M_N R_{cn}) / \sum R_{cn}^*,$$

\*de todos los nodos superiores e inferiores de todas las columnas del entrepiso, es decir de ambos extremos de las columnas.

ejecutando esta expresión para cada extremo de todas las columnas del entrepiso.

6.- Los momentos en las vigas se calculan después distribuyendo la suma de los momentos de los extremos de las columnas que concurren a cada nodo de manera proporcional a su factor de rigidización; entonces pues se calculará:

$$m_{vn} = (\sum M_{cn} R_{vn}) / \sum R_{vn}.$$

En este método, en cuestión de redondeos, también debe tomarse en cuenta que la sumatoria de momentos en cada nodo debe ser equilibrada, o sea, debe ser igual a cero, por lo que deben realizarse los ajustes que sean necesarios y convenientes.



### III.1.8.- Grinter - Tsao.

A este método suele llamarse también "de distribución en voladizo", el cual no resulta ser un método fácil, ni tampoco práctico, pero presentaremos una breve descripción del mismo. Es rigurosamente aplicable sólo a marcos simétricos de una crujía, y es aquí donde radica su inconveniencia; puede aplicarse a marcos de varias crujías siempre y cuando sus rigideces guarden relaciones tales que sea posible descomponerlos en varios marcos simétricos de una crujía cada uno. Para poder ser ejecutado en forma aproximada al análisis de un marco, se idealiza dicho marco como simétrico y de una crujía igualando la suma de rigideces de vigas y columnas en cada entrepiso en el marco original y consecuentemente en el marco idealizado.

El método supone que todos los nudos de un mismo nivel sufren la misma rotación, además de que se permite el desplazamiento lineal de los mismos, hasta que se logre el equilibrio de fuerzas cortantes en cada entrepiso.

En una primera parte, los momentos exteriores impiden el giro de los nodos, eliminándose después permitiendo simultáneamente giros y nuevos desplazamientos lineales sin que se altere la fuerza cortante de cada entrepiso. Se determinan como paso siguiente las rigideces en vigas y columnas del marco original y se establecen para cada elemento sus relaciones de pendiente-deformación para involucrar momentos, giros y desplazamientos; esto ya sea para el marco original, o bien para uno idealizado, y se aplicará una distribución de momentos en forma análoga al método de Cross.

En caso de haber sido necesario idealizar el marco, se obtendrán los elementos mecánicos del marco original distribuyendo los que se obtuvieron proporcionalmente a las rigideces de sus piezas.

Después de aplicar lo anotado anteriormente, puede verificarse que se satisface el equilibrio de cortante en cada entrepiso, no así el equilibrio de cada nodo, ya que la hipótesis de giros iguales de todos los nudos de un nivel no necesariamente es correcta. Cuando se efectúa la

distribución de elementos mecánicos del marco idealizado al original, en ocasiones se desequilibran los cortantes de entrepiso, esto se observará al comparar la suma de momentos de todas las columnas del entrepiso en cuestión con el producto ( $V_N h_N$ ) correspondiente. Si la diferencia no es fuerte, tal vez no se requiera un refinamiento en cálculos; no obstante, la diferencia puede considerarse como un nuevo sistema de cargas horizontales, al cual puede aplicarse el mismo procedimiento, y concluir el análisis con la hipótesis de superposición de efectos.

### III.1.9.- Simplificado.

Este método es aplicable a aquellas estructuras que satisfagan simultáneamente los siguientes requisitos:

- a) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macisas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las normas de calidad previamente establecidas.
- b) En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada uno ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.
- c) La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción, y cada tramo resista según el criterio que se establezca.

d) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 metros.

Para aplicar el método simplificado, se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada conforme a los criterios establecidos, y debiéndose verificar por lo menos dos direcciones ortogonales.

En el cálculo de las resistencias al corte, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos "h", y la longitud "L", exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola por el coeficiente que resulta de  $(1.33 L/h)^2$ .

Para determinar el cortante que se produce en cada entrepiso, se deberá primeramente determinar la carga vertical que se produce en su respectivo nivel, así como la altura de éste a partir del desplante de la estructura y se aplicará la siguiente expresión:

$$V_i = (W_i h_i C_s \Sigma W_i) / \Sigma (W_i h_i);$$

donde:

- Vi.- Cortante producido en el entrepiso iésimo.
- Wi.- Carga vertical existente en el nivel iésimo.
- hi.- Altura del iésimo nivel a partir del desplante.
- Cs.- Coeficiente sísmico establecido por criterios de análisis.

Ahora bien, para conocer el cortante total actuante en cada entrepiso, se deberán acumular los cortantes producidos en los niveles superiores, es decir, obtener la suma de cortantes superiores, y sumar este resultado al cortante producido en el entrepiso en cuestión.

### **III.2.- Métodos Propuestos Dinámicos.**

Existen por otra parte también, métodos muy prácticos y poco complicados para efectuar análisis dinámicos de estructuras de edificios, es decir, métodos que auxilian en el estudio de las respuestas máximas que pueden desarrollarse durante un sismo, tomando en cuenta los efectos de la vibración; de tal suerte que los analistas de estructuras eviten el involucrarse en desarrollos matemáticos complejos, laboriosos y tardados, tal y como ya ha sido expuesto.

#### **III.2.1.- Wilbur.**

Este no es un método que se utilice propiamente para estudiar la respuesta sísmica de una estructura como tal, sino que es un procedimiento que aporta información a otros métodos para definir el comportamiento dinámico de una estructura sometida a un evento sísmico; el método de Wilbur es empleado para conocer las rigideces equivalentes de un entrepiso de un edificio. Como se sabe, la rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro y/o contraviento en un entrepiso, y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales, por tanto, para calcularla con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general y en manera práctica no es posible.

En marcos ordinarios de edificios, el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y usualmente es aceptable calcular las rigideces a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales. En muros, contravientos y ciertos marcos, es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

Las fórmulas de este método para calcular rigideces que exponemos, son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momento de inercia constante. Para la deducción de éstas y de las fórmulas para secciones variables se recomienda acudir a la publicación "Elementary Structural Analysis" de J.B. Wilbur y C.H. Norris. Se fundamentan en las hipótesis de que los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales; excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según sea el caso; y también en que las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste. De lo anterior resultan las siguientes expresiones:

1.- Para el primer entrepiso; suponiendo columnas empotradas en la cimentación, se aplicará la expresión:

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \frac{4 h_1}{\Sigma K_{C1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1} + (\Sigma K_{C1} / 12)}}$$

y para el caso de columnas articuladas en la cimentación, la expresión será:

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \frac{8 h_1}{\Sigma K_{C1}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1}}}$$

2.- Para el segundo entrepiso, si las columnas del primer entrepiso se supusieron empotradas en la cimentación se calculará su rigidez como:

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \frac{4 h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1} + (\Sigma K_{C1} / 12)} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{T2}}}$$

y si estas columnas fueron supuestas como articuladas en la cimentación, la rigidez es:

$$R_2 = \frac{48 E}{\frac{h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{T2}}}$$

3.- Para los entrepisos intermedios aplicaremos:

$$R_n = \frac{48 E}{\frac{4 h_n}{\Sigma K_{Cn}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{Tm}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{Tn}}}$$

4.- La rigidez del último entrepiso se calcula con la fórmula:

$$R_n = \frac{48 E}{\frac{4 h_n}{\Sigma K_{Cn}} + \frac{2 h_m + h_n}{\Sigma K_{Tm}} + \frac{h_n}{\Sigma K_{Tn}}}$$

donde en las expresiones anteriores:

$R_n$ .- Rigidez del entrepiso en cuestión.

$K_T$ .- Rigidez ( $I/L$ ) de las vigas o trabes del nivel.

$K_C$ .- Rigidez ( $I/L$ ) de las columnas del entrepiso.

$h$ .- Altura del entrepiso

$m, n, o$ .- índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

### III.2.2.- Newmark.

Es aplicable este método al cálculo del modo fundamental de vibración de las estructuras de edificios llamados sencillos o cercanamente acoplados. En estas estructuras la masa de los pisos o niveles intermedios está ligada sólo a la del piso inmediatamente superior e inmediatamente inferior mediante resortes que representan las rigideces de entrepiso correspondientes. En su forma más general el método se puede aplicar a cualquier estructura lineal con acoplamiento entre las diferentes masas.

Los pasos a seguir en este método son los siguientes:

- 1.- Supóngase una forma para el modo, para comenzar es usualmente apropiado suponer los valores iguales al número de orden del piso.
- 2.- Obténgase la fuerza de inercia en cada masa correspondiente a la configuración supuesta. Esta fuerza será:

$$F = m \times \omega^2;$$

en la que "F" es la fuerza inercial, "m" la masa del nivel, "x" el desplazamiento del piso, y " $\omega$ " la frecuencia de vibración; pero como se desconoce el valor de esta frecuencia, se calcularán los productos  $m \times x = F/\omega^2$ .

- 3.- Con las fuerzas de inercia, calcúlense las fuerzas cortantes en los entrepisos, también divididas entre  $\omega^2$ ; es decir, se calcula  $V/\omega^2$  acumulando los valores  $F/\omega^2$  de los niveles superiores a cada entrepiso.
- 4.- A partir de las fuerzas cortantes y de las rigideces de entrepiso, se obtienen las deformaciones de entrepiso también divididas entre  $\omega^2$ , esto es  $\Delta y/\omega^2 = (V/\omega^2) / K$ .
- 5.- Acumulando deformaciones de entrepiso, se determinará una nueva configuración de los desplazamientos de las masas  $y/\omega^2$ .

6.- Obténgase  $\omega^2$  para cada masa, como los cocientes  $x / (y/\omega^2)$ . Si la configuración "x" supuesta es correcta, se obtendrá el mismo valor para todas las masas, en caso contrario es necesario repetir todos los pasos, empezando con una forma de modo proporcional a  $y/\omega^2$ , hasta que se obtengan valores de  $\omega^2$  suficientemente parecidos en todas las masas. Así se obtiene una convergencia en general bastante rápida. Los valores de "x" en cada iteración se normalizan de manera que la masa del primer piso tenga un desplazamiento unitario, lo cual permite apreciar cómo se va modificando de una iteración a otra la forma del modo.

Para determinar el valor de la frecuencia de la estructura, se pueden promediar los valores del último ciclo, o mejor aún, calcularla con la siguiente expresión:

$$\omega^2 = \frac{\Sigma [ (F/\omega^2) (y/\omega^2) ]}{\Sigma M (y/\omega^2)^2} ;$$

empleando para "F" y "y" los valores del último ciclo.

### III.2.3.- Holzer.

Cuando se trata de obtener modos superiores al primero, es conveniente emplear este método, que es solamente aplicable a estructuras sencillamente acopladas. Los pasos a seguir son los siguientes:

1.- Supóngase arbitrariamente un valor de  $\omega^2$  mayor que el del modo fundamental, previamente obtenido por cualquier método.



2.- Supóngase también la amplitud del movimiento "x<sub>1</sub>" de la primera masa a partir del apoyo, es decir, el valor de "x" correspondiente al primer nivel de la estructura, siendo conveniente suponer un valor unitario; esta amplitud supuesta es también igual al desplazamiento "Δx<sub>1</sub>" del primer entrepiso.

3.- Calcular la fuerza cortante en el primer resorte como:

$$V_1 = K_1 \Delta x_1 ,$$

y la fuerza de inercia en la primer masa igual a:

$$F_1 = m_1 \omega^2 x_1 .$$

4.- Satisfaciendo las condiciones de equilibrio, calcúlese la fuerza cortante en el segundo resorte:

$$V_2 = V_1 - F_1 .$$

5.- Obténgase la deformación de éste último:

$$\Delta x_2 = F_2 / K_2 .$$

6.- La amplitud del desplazamiento de la segunda masa se calculará como:

$$x_2 = x_1 + \Delta x_2 ;$$

y la fuerza de inercia en la misma:

$$F_2 = m_2 \omega^2 x_2 .$$

7.- Se repetirán los pasos 4.-, 5.- y 6.- con el tercer resorte y la tercer masa, y así hasta llegar a la última masa. Si se satisface el equilibrio entre la fuerza cortante del último resorte y la fuerza de inercia de la última masa, la frecuencia escogida y las amplitudes calculadas corresponden a un modo natural de vibración.

Por lo general, se obtendrán residuos tras la aplicación del método, que si se grafican contra los distintos valores de  $\omega^2$  supuestos, se obtendrá una curva cuyos ceros corresponden a las frecuencias naturales. Debe notarse que un cambio de signo en los residuos correspondientes a dos valores de  $\omega^2$  indica que existe una frecuencia comprendida entre estos valores y se puede interpolar linealmente para obtener una mejor aproximación de la frecuencia buscada. Cuando se está probando un valor de  $\omega^2$  suficientemente próximo al correspondiente a un modo de vibrar, esto es que el residuo es pequeño, se encuentra que una aproximación más precisa de dicha frecuencia es:

$$\omega^2 = \frac{\sum V \Delta x}{\sum F x}$$

### III.2.4.- Iteración Inversa.

Este procedimiento es apropiado para resolver problemas de valores característicos mediante operaciones matriciales. Se parte del fundamento de la siguiente identidad:

$$K z = \omega^2 m z,$$

en la que "K" es una matriz de rigideces de entrepiso, "m" una matriz de masas y "z" la matriz de desplazamientos del modo de vibración en cuestión. Los pasos a seguir son:

- 1.- Se suponen valores arbitrarios de los elementos de la matriz "z", lo que es lo mismo suponer un valor arbitrario de  $\omega^2 z$ .
- 2.- Se calculará:

$$x = m z .$$

3.- Se calculará el vector "y" resolviendo el sistema de ecuaciones que resulta de:

$$K y = x .$$

4.- Si el vector "y" es igual al vector "x" multiplicado por una constante, entonces se tienen una forma modal y la constante es igual a  $1/\omega^2$ . En la práctica se busca que "y" sea aproximadamente igual a una constante por "x" y se calcula  $\omega^2$  con la relación siguiente:

$$\omega^2 = y^T x / (y^T m y) ;$$

si se considera que "y" no es lo suficientemente parecida a "x", se iniciará nuevamente desde el primer paso con el vector "x" que sea proporcional a "y". De esta manera el proceso converge rápidamente al primer modo.

Cabe destacar que el método sirve también para determinar modos superiores de vibración, si es que los pasos anteriores se aplican empleando en vez de K, la matriz K' con un corrimiento del origen, es decir:

$$K' = K - \mu m .$$

En este caso, los valores de "y" convergen a la forma del modo cuyo valor de  $\omega^2$  esté más cercano a  $\mu$ ; y el valor de  $\omega^2$  calculado en el paso 4.- proporciona el valor de  $(\omega^2 - \mu)$ , por lo que para calcular  $\omega^2$  se debe usar la expresión:

$$\omega^2 = \mu + [y^T x / (y^T m y)] .$$

Notaremos que el método de iteración inversa entrega, para el primer modo, los mismos resultados que el método de Newmark, la razón es porque son métodos equivalentes que se fundamentan en el procedimiento de Stodola-Vianello, que consiste en iterar la expresión:

$$(1/\omega^2) z = K^{-1} m z .$$

Sin embargo, el método de iteración inversa se puede aplicar cualesquiera que sean las matrices de masas y rigideces, y no sólo a sistemas sencillamente acoplados; además, empleado con corrimientos, sirve para calcular cualquier modo de vibrar. Por tales motivos, el método de iteración inversa constituye la base de varios algoritmos como el de iteración de subespacios y el de búsqueda del determinante que son más apropiados para ser implementados en las computadoras.

### **III.3.- Comentarios al Aplicar los Métodos Propuestos.**

Como fue aclarado al principio de este tema, no es el objetivo de este trabajo el analizar una estructura por todos y cada uno de los métodos desarrollados actualmente para ello, pues eso sin duda es un tema muy extenso que implicaría muchas horas de trabajo, dando lugar a que exista motivo para elaborar y desarrollar otro nuevo tema de tesis; simplemente se ha expuesto de manera breve y rápida los fundamentos y simplificaciones básicas que sustentan estos métodos; sin embargo, en caso de que el lector requiera información más precisa, detallada y ejemplificada al respecto, sugerimos abordar la bibliografía que se enuncia al final de esta tesis, recordando que para asegurar la elaboración de un análisis y diseño confiables de una estructura, es conveniente pasar primeramente por un proceso de aprendizaje extenso, profundo, y por muchas experiencias tanto de tipo analítico, experimental y práctico.

Por otro lado y cotinuando con este tema, si mediante un análisis estructural, se aplicaran todos los métodos a un edificio y se compararan entre sí los resultados obtenidos, considerando que el comportamiento real es representado por la información obtenida de los métodos exactos, se observaría que en general el método de Bowman es el que conduce a mayores errores, sin que éstos salgan de rangos controlables, y hablando de los métodos aproximados, el que entrega resultados más

precisos es el de Grinter-Tsao, aunque implica cierta complejidad que si se desea abordar, es mejor hacerlo para un método exacto. Sin duda el método que más se acerca a la realidad y da resultados muy confiables es el método del Factor. En cuanto al método del Portal, que es un método simplificador y muy difundido, basado en hipótesis muy sencillas sobre la posición de los puntos de inflexión en vigas y columnas, y sobre la distribución de cortantes, es un método ágil para suponer análisis "a priori", al igual que el método de Bowman; dado a que ambos que son muy similares, a pesar, como ya se dijo, que conducen a mayores diferencias respecto de los métodos exactos.

Cuando se considera que un edificio está formado por sistemas planos, se están despreciando las rigideces a torsión de vigas, columnas y muros, esto podría ser inaceptable en ciertas estructuras, como por ejemplo en aquellas que tienen muros de forma tubular; por otro lado, existen casos en que algunos marcos no son planos como en edificios de planta circular. Otro problema es que, al considerar los sistemas como planos, independientes uno del otro, se pierde la compatibilidad de desplazamientos verticales en columnas, que en cierta dirección pertenecen a un marco, y en otra dirección a otro; esto es impropio en el caso de estructuras de tipo tubular con marcos sólo en el perímetro del edificio. También cuando hay marcos que no forman entre sí ángulos rectos, se pierde la compatibilidad entre los giros de las vigas que llegan a la intersección de los marcos, la cual es importante si el ángulo entre los marcos es muy agudo en planta. Estos problemas se pueden resolver si se considera el edificio formado por sistemas no planos, sino tridimensionales unidos por el sistema rígido de piso.

La hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos es inadmisibles en algunos edificios, como en aquellos cuya longitud en planta es varias veces su ancho; y cuya rigidez ante cargas laterales no está distribuida de una manera sensiblemente uniforme en todo su largo. También es el caso de edificios de losas precoladas y de las que poseen elementos verticales resistentes a cargas laterales y cuya rigidez sea comparable con la de las losas.

Aunque los métodos estáticos de análisis se usan sobre todo en edificios de 60 metros o menos, no es recomendable aplicarlos a edificios que tengan distribuciones irregulares en su elevación, ya que en comparación

con resultados de análisis dinámicos se ha encontrado que se pueden subestimar apreciablemente los cortantes en ciertos entrepisos, por lo que resulta más adecuado hacer análisis dinámicos.

La mayor parte del esfuerzo adicional que se requiere para estimar el periodo fundamental del edificio es el cálculo de los desplazamientos laterales, que de todos modos debe hacerse para revisar si los mismos no son excesivos; por tal motivo es aconsejable tratar de aprovechar la opción de usar fuerzas sísmicas reducidas en razón de haber evaluado el periodo natural, y pueden lograrse reducciones importantes si los periodos son relativamente cortos o largos.

Se ha observado que la combinación de los efectos de una componente ortogonal de un sismo, y el 30% de la otra, da resultados adecuados para el diseño de miembros que trabajan esencialmente en el plano en el que están actuando los cortantes, como es el caso de vigas y muros. Sin embargo, para las columnas o elementos similares, que tienen flexiones importantes en dos planos verticales ortogonales, no es fácil determinar qué combinación de los efectos de las componentes del temblor es la que rige el diseño, y es en rigor necesario analizar todo el edificio para el sismo actuando en una dirección, y luego separadamente, para el sismo actuando en la dirección perpendicular. La combinación de los efectos de una y otra componente se realizará en cada elemento mecánico, cuidando el proceder de manera coherente. Considérese como ejemplo el diseño de una columna a flexocompresión biaxial; se requiere calcular la carga axial y los momentos flexionantes en dos direcciones, si para la combinación que se está considerando la carga axial proviene de un 100% del sismo en dirección "x", y de 30% en dirección "y", los momentos flexionantes que se calculen corresponderán a los mismos porcentajes, y no sería apropiado tomar, junto con esta misma carga axial, momentos que resulten de una consideración invertida, es decir, del 30% del sismo en "x" con 100% del sismo en "y".

### **III.4.- Software para el Análisis de Estructuras.**

Evidentemente y como ha sido comentado en esta tesis, los computadores y una serie de dispositivos electrónicos para proceso de datos se incorporan día a día a las actividades productivas del hombre, y la Ingeniería Civil Estructural es una de las ciencias que más ha requerido de esta incorporación, por ello se han elaborado algoritmos computacionales para buscar la solución de estructuras de edificios en fundamento a los métodos analíticos propuestos para este fin.

Así como para la aplicación de los métodos analíticos propuestos es necesario hacer ciertas idealizaciones de la estructura, también se requiere hacer abstracciones de la misma dependiendo del algoritmo computacional que se aplique y de sus alcances. Como es sabido, un algoritmo es una serie de pasos a seguir para procesar una serie de datos y obtener información; para el caso de un algoritmo computacional, nos referimos a una secuencia de pasos que pueden ser codificados en una serie de instrucciones para ser ejecutadas por un computador (programa), y esto mediante el uso de un lenguaje, ya sea de bajo, medio o alto nivel; y así lograr el proceso de transformación de datos a información con la ayuda, como se está comentando, de una computadora. El tipo de análisis que pueda hacerse con estos dispositivos electrónicos depende pues, del tipo de algoritmo, tipo de lenguaje y capacidad numérica que se implemente en el equipo; de estos mismos factores dependerán también las características en la idealización que se haga de la estructura.

En la actualidad se dispone de programas para computadores muy eficientes para el análisis de las estructuras, sin embargo, es muy importante siempre, para lograr una alta confiabilidad en los mismos, definir con precisión cuáles son los valores más adecuados de los parámetros que intervienen en los procesos de ejecución, pues de no hacerse así, se incurrirán en errores trascendentes y difíciles de detectar. Debe indicarse, que se recomienda repetir varias veces las ejecuciones de análisis efectuados por programas de computadores con diferentes valores de los datos de entrada para ir comparando los efectos que tienen estas variaciones en los

resultados obtenidos (información), y así lograr un análisis confiable que nos conduzca a un diseño con bases de buena calidad.

Los programas que sean desarrollados para auxiliar al Ingeniero Civil Estructuralista en las labores de análisis, deben poder ser usados para el análisis estructural lineal y/o el análisis estructural plástico de edificios sujetos a cargas estáticas y cargas dinámicas, tanto horizontales como verticales.

La formalidad de un modelo eficiente y la solución del problema es llevada a cabo por la idealización del edificio como un sistema de subestructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales son rígidos en su propio plano. Las capacidades de los programas deben incluir el análisis de tipos de respuesta del edificio, incluyendo los de piso, cortantes, torsiones y momentos de volteo; la capacidad para tomar en cuenta los efectos P- $\Delta$  en el análisis estático y dinámico; además de incorporar un procedimiento para el análisis aproximado estático y dinámico sin la definición estructural detallada del elemento; el uso de técnicas de combinación modal para el análisis del espectro de respuesta; la generación automática de las fuerzas sísmicas laterales equivalentes estáticas, utilizando criterios previamente establecidos; y el cálculo de masas efectivas para la verificación del modelo; y algo que resulta conveniente como es un método para la verificación de la veracidad de los datos de entrada.

Las cantidades de respuesta que deben ser buscados en un programa de cómputo para el análisis estructural estático y/o dinámico son cuatro: las deflexiones del piso, los giros del piso, el cortante acumulado de piso y los momentos de volteo acumulados del piso.

Cuando un edificio está sujeto a cargas verticales y laterales, se inducen fuerzas y momentos resistentes internos en cada piso. La fuerza vertical y la fuerza cortante horizontal actuando en un piso dado son equivalentes a la suma de las cargas verticales y laterales, respectivamente aplicadas sobre dicho piso. Los momentos de volteo y torsionantes actuando en un piso dado tienen dos componentes de contribución: momentos primarios, que resultan de la aplicación de las cargas laterales y verticales actuando sobre sus respectivos brazos de palanca medidos de los puntos de



aplicación en la configuración sin deformar el edificio; y momentos de segundo orden causados por las cargas verticales actuando sobre sus respectivos brazos de palanca incrementados como resultado de las deflexiones laterales del edificio. Esta última contribución de segundo orden a los momentos de volteo y torsionantes es comunmente conocido como el efecto P- $\Delta$  y que en análisis de edificios altos es muy importante que se considere, ya sea con efectos plásticos o elásticos.

Una de las instituciones de educación superior, reconocida internacionalmente por el desarrollo de programas (software) para la solución de estructuras, es la Universidad de California, en Berkeley, California, a través de su Colegio de Ingeniería; y que ha comercializado una serie de paquetes de software muy eficiente como son:

Super Etabs.- Paquete de análisis tridimensional de sistemas estructurales.

Lotter.- Presentación gráfica de deformaciones geométricas e indeformaciones interactuadas (proceso posterior del Super Etabs).

Conker.- Diseño de marcos de concreto, dúctiles y no dúctiles (proceso posterior del Super Etabs).

Steeler.- Chequeo de esfuerzos para sistemas de edificios con criterios AISC (proceso posterior del Super Etabs).

Sap90.- Series de programas de análisis estructural.

Saplot.- Representación gráfica de deformaciones geométricas e indeformaciones interactuadas (proceso posterior del Sap90).

Drain Tabs.- Programa para estudio de respuesta sísmica inelástica de edificios en el plano.

Existe también una compañía denominada "Research Engineers, Inc.", de New Jersey, la cual posee también la patente de uno de los paquetes de software más avanzados de análisis y diseño elástico de estructuras, y que es el ISDS (Integrated Structural Design System). Este sistema conjunta el manejo de archivos, análisis de datos, diseño de elementos estructurales, graficación de elementos mecánicos y dibujo en plano del conjunto estructural representado en tres dimensiones; además emplea un lenguaje para invocar comandos específicos para resolver problemas comunes de análisis, denominado POL (Problem Oriented Language). El conjunto de módulos que integran al ISDS son:

STAAD-III.- Utilería para realizar análisis de estructuras tridimensionalmente.

STAADPL.-Proceso posterior al STAAD-III para dibujar elementos mecánicos de las piezas estructurales, así como todo el conjunto estructural.

STAAD-DRAFT.- Módulo para diseño de elementos estructurales (proceso posterior al STAAD-III)

Todos estos paquetes de cómputo que hemos enunciado, son quizá los programas más completos, más eficientes y más conocidos en el medio ingenieril para el análisis y diseño estructural, escritos en lenguaje Fortran, que es un lenguaje de computación desarrollado para satisfacer los requerimientos de matemáticos, físicos y gente de ciencia exacta; sin embargo, existen paquetes muy diversos, con fines variados y amplios para auxiliar tanto en análisis como en diseño de estructuras, escritos en lenguajes tan versátiles como Algol, Pascal, Basic y lenguaje C, así como otros lenguajes poderosos como los de la familia Algol-Pascal, además de ser desarrollados tanto para computadores personales, como para redes Unix y Vax, que son sistemas de cómputo multiusuario, es decir, que pueden atender simultáneamente y al mismo tiempo a varios usuarios del equipo. Los paquetes que referimos anteriormente, son compatibles incluso con paquetes de diseño asistido por computadora, esto es, paquetes de dibujo avanzado

tipo CAD (Computer Aided Drafting) de sistemas operativos tales como los de tipo Cenix, MS-DOS, Apple-Maquintosh, como es el paquete comercial "AutoCad", además de ser disponibles para sistemas personales y para sistemas multiusuario.

Los paquetes más avanzados de análisis estructural, siguen en sus criterios de diseño los establecidos por instituciones internacionales de normas como son el AISC (American Institute of Steel Construction), el ACI (American Concrete Institute), el AASHTO (American Association of State, Highway & Transportation Officials) y el BSI (British Standards Institution); de tal suerte que el analista cuenta con un criterio internacional establecido dentro de las programaciones de los paquetes y asegurando con ello diseños muy confiables de estructuras.

Como resulta evidente, la Ingeniería Civil Estructural requiere una complementación satisfactoria de una serie de procedimientos tanto para análisis como para diseño; históricamente, ha evolucionado desde los Ingenieros Calculistas y Dibujantes que diseñaban trabajando de un lado a otro para llevar a cabo los procedimientos establecidos para lograr una estructura segura plenamente, hasta el uso de los computadores como herramientas ya indispensables, y de la evolución simultánea de técnicas avanzadas de análisis como son las del "Elemento Finito" y las "Matriciales de Análisis Estructural".

Por años, la atención se ha centrado alrededor de la implementación de algoritmos óptimos para análisis y diseño, siendo estos algunos de los objetivos adoptados por los programadores, quienes han desarrollado software interactivo muy eficiente y técnicas avanzadas de graficación a través de los computadores, por lo que hoy en día el trabajo que antes se desarrollaba en muchos días y con equipos numerosos de personas, se desarrolla con relativa facilidad, a veces en pocas horas y con una sola persona inclusive.

En lo que respecta a sistemas multiusuario, en específico en el tipo Vax, existen paquetes de software computacional que pueden realizar análisis conforme a criterios establecidos y diseñados por los mismos analistas usuarios, mediante la creación de funciones y procedimientos en secuencia para ello, además de poder almacenar y recuperar datos obtenidos

a partir de pruebas controladas por computadores, y que son las llamadas Pruebas Experimentales en Línea (PEL), así como también pueden ser las controladoras interactivas con el usuario de dichas pruebas, tal es el caso del paquete desarrollado por las compañías internacionales "MTS Systems Corporation" y "Digital Systems", y que es el programa interactivo de control STEX (Seismic Test Execution Software), el cual es uno de los más desarrollados y más completos, aunque más bien auxilian a la Ingeniería Estructural Experimental en el desarrollo de pruebas Estáticas y Pseudodinámicas a especímenes estructurales en etapa de estudio y control, pero este tema será tratado más adelante y por separado en un capítulo de esta tesis.

Así pues, para terminar con lo relativo a este punto, recomendamos a todos los analistas usuarios de paquetes de software computacional para el análisis y diseño de estructuras de edificios, que siempre es conveniente el tener ciertos lineamientos y criterios establecidos para usar estos programas; asegurarse siempre que los datos de entrada sean correctos y sean representativos de las idealizaciones de la estructura en estudio, ejecutar el programa varias veces y variando los parámetros de alimentación para definir una coherencia en el comportamiento de la misma; y tener siempre presente que es fácil cometer errores en las conceptualizaciones de las estructuras, dado a la educción de ellas para ser sometidas a los programas y de la educción también de los tipos de datos que se consideran para desarrollar resultados confiables, por ende es necesario que el analista usuario de estos paquetes sepa perfectamente lo que está haciendo y que posea la experiencia suficiente para interpretar los resultados que arrojan sus procesos y compararlos con análisis y diseños de otras estructuras similares que se hayan hecho antes; además de conocer los desarrollos analíticos que fundamentan el trabajo de los programas para determinar si son adecuados o no para abordar el problema.

# ***IV.- PRUEBAS ESTRUCTURALES CONTROLADAS POR COMPUTADORA.***

El método de las Pruebas Estructurales Controladas por Computadora, ó Pruebas Experimentales en Línea (PEL), es una técnica experimental reciente que trata de simular directamente el comportamiento de la respuesta sísmica de sistemas estructurales sin usar una mesa vibratoria. El desarrollo sísmico de sistemas estructurales bajo cargas de sismo es sin duda un área que requiere de amplios estudios de investigación; de hecho, varios cuerpos de investigación en el mundo han estado dedicados a esta inagotable labor para definir la clase de respuesta sísmica de varios tipos de sistemas estructurales. Esta técnica ha sido designada por varios nombres: Pruebas en Línea, Experimentación Sísmica Híbrida, Pruebas en Línea Controladas por Computadores, o bien Pruebas Estructurales Controladas por Computadores; pero su designación más común en el ámbito experimental es la de Pruebas Experimentales en Línea (PEL).

En general, esta investigación sobre el desarrollo sísmico de sistemas estructurales puede ser clasificada en dos grupos: la primera es la investigación analítica, la cual aporta las bases de los métodos existentes para el estudio del comportamiento estructural; y la segunda es la investigación experimental, que aplica los conceptos teóricos para la modelación física y compara los resultados que se obtienen analíticamente con los obtenidos en una prueba real. La innovación en los campos de la electrónica y la mecánica, ha facilitado el progreso de estos dos grupos de investigación, por lo que ahora no resulta tan difícil el simular tanto la

respuesta estática y la respuesta dinámica sísmica de sistemas estructurales complejos usando varias técnicas numéricas como puede ser el método del elemento finito. También el desarrollo de hardware experimental ha hecho factible realizar pruebas estáticas y dinámicas a escala inclusive natural, con un control de la misma muy adecuado. Como es de esperarse, durante un evento sísmico severo, una estructura debe estar lista para tener largas deformaciones sin colapsarse, además de ser capaz de disipar energía a través de deformaciones inelásticas. Tomando ventaja de la carga resistente inelástica y capacidad de disipación energética de una estructura, se puede hacer posible el reducir los costos de construcción considerablemente sin sacrificar con esta medida la seguridad de la estructura; además un sistema dúctil provee un marco de seguridad conveniente contra eventos sísmicos severos no frecuentes. El desarrollo inelástico de una estructura es, sin embargo, complejo y varía concordantemente con las características de intensidad y frecuencia de las excitaciones sísmicas, con las características de las fuerzas dinámicas y restauradoras de la estructura como un todo, con el detallado de regiones locales críticas en la estructura por un lado, y por el otro la destreza en la mano de obra durante la construcción de la misma entre otras cosas.

Aunque actualmente existen varios métodos analíticos para predecir la respuesta inelástica de una estructura, la confianza que puede ser incorporada en los resultados obtenidos con ellos es muy limitada, debido a las incertidumbres introducidas por las idealizaciones matemáticas simplificadoras de la estructura y de las propiedades no lineales de sus miembros; por estas razones las Pruebas Experimentales en Línea (PEL) son los medios más reales para evaluar el comportamiento inelástico de sistemas estructurales y para idear detalles constructivos que mejoren el desarrollo sísmico. Varios procedimientos experimentales son adecuados para este propósito, tales como el de la mesa vibratoria, vibración forzada, Pruebas Cuasi-Estáticas (PCE) y Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD).

En adición, el método de las Pruebas Experimentales en Línea (PEL), ha sido recientemente desarrollado para definir el comportamiento sísmico de modelos estructurales a gran escala, los cuales no pueden ser probados realísticamente ni eficientemente por métodos convencionales se sabe que las pruebas en mesa vibratoria es uno de los métodos más realísticos y confiables de una estructura particular; no obstante, el tamaño,

peso y la intensidad de las estructuras que pueden ser sujetas a excitaciones de simulación sísmica, son muy limitadas por la capacidad de las mesas existentes; el instalar un nuevo tipo de mesa vibratoria con más capacidades sería una opción muy costosa, por esto las estructuras a ser probadas requieren ser de escala reducida; y a partir de esta situación, nace el problema de similitud dinámica y material. Por otra parte, los problemas que también surgen, de interacción mesa-estructura deben tratarse para especímenes pesados, conduciendo a tremendas dificultades en interpretación de resultados y en correlacionarlos con estudios analíticos.

Las pruebas dinámicas en el rango inelástico pueden también ser realizadas empleando excitadores mecánicos, generadores de pulso, etc.; aunque las excitaciones impuestas por unos cuantos excitadores probablemente resulte en diferentes distribuciones de fuerza inercial en estructuras que con movimientos sísmicos. Como la respuesta sísmica inelástica de una estructura es sensible a la distribución e historia de fuerzas inerciales, puede ser difícil de interpretar los resultados en términos del desarrollo sísmico actual de la estructura de prueba durante excitaciones sísmicas. Sin embargo, tales métodos son comúnmente empleados para evaluar las características dinámicas de una estructura y para predecir su respuesta estructural inelástica. Varios movimientos sísmicos inducidos pueden ser similares en carácter a las excitaciones sísmicas. No obstante los altos costos requeridos para estos y otros métodos dinámicos innovadores posiblemente limiten su uso a estructuras especiales o problemas complejos involucrando los fundamentos de la interacción de la estructura rígida.

En vista de estas dificultades, las Pruebas Cuasi-Estáticas (PCE) y las Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD), reditúan como métodos experimentales más económicos y versátiles para apreciar y comparar las capacidades de disipación de energía inelástica y mecanismos de falla de distintos diseños estructurales. En las pruebas cuasi-estáticas convencionales, es decir, aquellas hechas con instrumentos que aplican carga monotónica controlados manualmente con bombas neumáticas o hidráulicas, los sistemas estructurales pequeños o subsensibles básicos de estructuras de gran escala son sujetos a una carga preescrita o historia de deformación. Tales pruebas utilizan equipos comunes que son disponibles en la mayoría de los laboratorios de estructuras y tienen en cuenta la observación del comportamiento estructural durante las pruebas. Para determinar las historias

de carga apropiadas en estas pruebas, un análisis computacional dinámico e inelástico debe realizarse para la estructura en cuestión. Los desplazamientos computados en varias locaciones de la estructura pueden entonces ser usados en el control del experimento. Desafortunadamente la mayoría de las idealizaciones son mucho más simples que el comportamiento real de la estructura, así que las historias de carga computadas frecuentemente no son probables a ser reales.

Debido a esto, es más común el asumir de manera "a priori" una historia de deformación idealizada mayor que es característica de la naturaleza cíclica de la respuesta sísmica. Tales historias de desplazamiento prescritas pueden particularmente valuarse en:

- 1.- Apreciación del efecto de diferentes detalles estructurales en el comportamiento inelástico por la sujeción de distintos especímenes a historias idénticas de deformación.
- 2.- Estudio de los mecanismos básicos que afectan el comportamiento inelástico de una estructura particular por variación de la amplitud, razón o modelo de las historias de deformación aplicadas.

Sin embargo, no es posible directamente relacionar la capacidad de disipación de energía de un espécimen medido en este tipo de prueba con aquel requerido por la seguridad sísmica. Consecuentemente, la pregunta insistente que se formula con estos experimentos es qué tan adecuado son los resultados obtenidos.

Para facilitar la formulación de nuevos métodos de diseño que sean más racionales y verídicos, es deseable desarrollar métodos aún más confiables para predecir historias de desplazamientos de manera más real, tanto para Pruebas Cuasi-Estáticas (PCE), como para Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD), por lo que el marco de convención de las Pruebas Experimentales en Línea (PEL) controladas por computadora resulta ser un método de prueba experimental potencial para hacer esto, pues éste tiene la capacidad de combinar la economía y la versatilidad de pruebas tanto estáticas convencionales, como también el realismo de pruebas hechas en mesas vibratorias.



Las Pruebas Estructurales Controladas por Computadora, es un método que usa el mismo equipo básico de una prueba cuasi-estática convencional, difiriendo de este método en que la historia de desplazamientos impuesta es determinada por una computadora durante una prueba, basada en las características ya sean estáticas, o bien sean dinámicas del espécimen, según sea el caso (hablando de PCE o de PPD) y en un registro de desplazamientos (para PCE), ó de un registro de aceleraciones determinado (PPD). Estas historias son aplicadas al espécimen mediante actuadores que le aplican carga con control através del equipo de cómputo, simulando en lo más posible su desarrollo como si el espécimen fuera probado estática ó dinámicamente. Cabe señalar también, que una estructura sometida a este tipo de pruebas, es primero idealizada como un sistema de parámetros discretos, y las características de inercia y de amortiguamiento son determinados analíticamente.

Abordando el caso más provechoso de las PEL, que es el de las PPD y del cual referiremos un enfoque más amplio en este trabajo por significar una posibilidad más interesante para experimentar con estructuras, podemos observar en ellas que la respuesta de desplazamientos del espécimen a una excitación sísmica preescrita es entonces evaluada por la solución de las ecuaciones gobernantes del movimiento del sistema, empleando algoritmos de integración numérica paso a paso bien establecidos y basada también en la medición de las características de la fuerza restauradora de la estructura desde el paso o pasos anteriores, y con fundamento en las características inerciales y de amortiguamiento; la respuesta de desplazamientos en cada paso de la prueba es computada e impuesta al espécimen empleando actuadores electro-hidráulicos, como ya fue comentado.

Este método, maneja el mismo enfoque general usado en los análisis de estructuras en cuanto a las características dinámicas no lineales de las mismas, excepto que las características de la fuerza restauradora se determinan de una mejor manera, directamente de la retroalimentación experimental, en vez de manejar complejos modelos matemáticos. Consecuentemente, el método de Pruebas Pseudo-Dinámicas (PPD), puede simular la respuesta sísmica real de especímenes estructurales en un laboratorio sin las incertidumbres asociadas con los modelos matemáticos no lineales de las estructuras. El método provee más resultados informativos,

considerando el comportamiento sísmico de una estructura, en comparación a las pruebas cuasi-estáticas convencionales, pues se admite el contar con las características dinámicas de un espécimen y de una excitación sísmica, con lo que se retiene la simplicidad y versatilidad de las pruebas cuasi-estáticas, por el momento, dado a que las PPD proveen condiciones experimentales bien controladas, y permiten la observación detallada del comportamiento estructural durante la prueba. Por lo tanto, el método pseudodinámico ofrece una buena alternativa para el desarrollo de pruebas sísmicas cuando la mesa vibratoria adecuada para ello no es disponible, o bien los requerimientos de la prueba exceden las capacidades de las mesas vibratorias existentes.

Las PPD han sido aplicadas satisfactoriamente por investigadores Japoneses y Norte Americanos al probar diversos sistemas estructurales, tanto de acero como de concreto reforzado, determinando que estas pruebas se correlacionan bien con resultados analíticos y de mesa vibratoria; aunque existen aún algunos problemas en pruebas de sistemas de varios grados de libertad en cuanto a los mecanismos empleados y en cuestiones analíticas empleadas. Sin embargo, el origen de estos errores se identificó que fueron causados por problemas en el control de desplazamientos cuando se han empleado los sistemas de actuadores electrohidráulicos, y por una inadecuada sensibilidad de computación numérica a los errores experimentales.

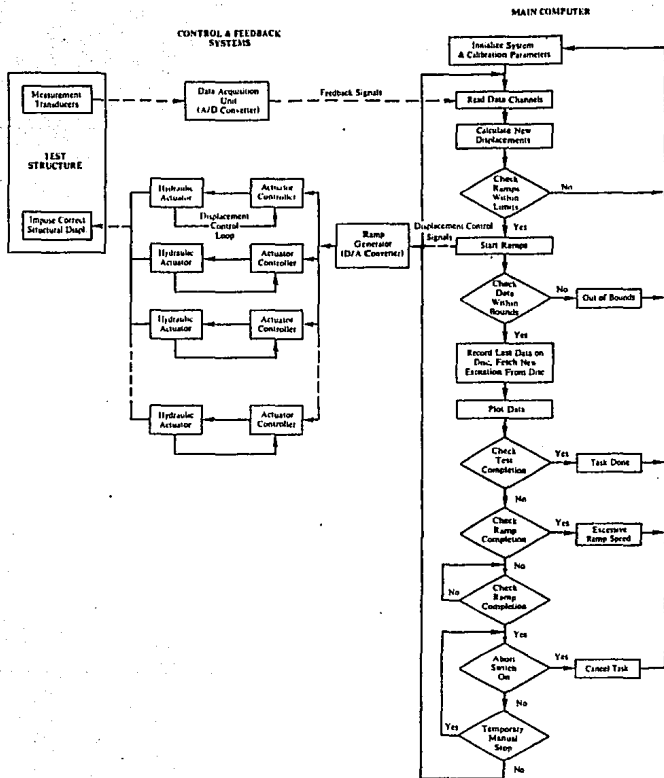
En virtud de lo anterior, se puede afirmar que la PEL es una técnica única, pues combina el análisis experimental y numérico, aplicando las ventajas de ambos métodos y generando una técnica híbrida de estudio de respuesta sísmica estructural. Con esta técnica se puede directamente simular la acción de un sismo en una estructura con respecto al tiempo, pero sin necesidad de usar una mesa vibratoria; y su procedimiento básico de ejecución puede describirse de la siguiente manera:

Primero, el espécimen o modelo de prueba que representa un sistema estructural, del cual se está estudiando el comportamiento de su respuesta sísmica, se instala sobre una losa lo suficientemente rígida para que no tenga efectos no deseados sobre el modelo, a esta losa se le denomina como "Losa de Prueba", o bien "Losa de Reacción"; se asume que el modelo es un sistema discretizado masa-resorte-amortiguador, y un actuador electrohidráulico de aplicación de carga es conectado a este espécimen en cada

posición de la masa discretizada, y en la dirección en la cual la respuesta sísmica del mismo será estudiada y evaluada. Entonces, las ecuaciones del movimiento del sistema masa-resorte-amortiguador se resuelven numéricamente por el método de integración directa paso a paso. Debe señalarse que hay que cuidar el proporcionar adecuadamente el amortiguamiento viscoso para el proceso de prueba, de esta forma a diferencia del análisis numérico convencional, las fuerzas de restauración del sistema analizado, valuadas por la rigidez, no son proporcionadas, pero en cada paso de integración se miden directamente en el espécimen de prueba, en paralelo a la computación numérica de los datos. Por repetición de esta computación y medición, la respuesta sísmica del sistema analizado puede ser obtenida y de hecho, el espécimen de prueba recibe por sí mismo una historia de desplazamientos como si éste estuviese sujeto a un movimiento sísmico real. Un algoritmo general para la ejecución de las Pruebas Experimentales en Línea (PEL) es ilustrado en la fig. IV-1. A partir de esta descripción del procedimiento de las pruebas en línea, uno puede encontrar que son una técnica numérica que emplea la información experimental en el sistema analizado y con ello se miden las fuerzas restitutivas, las cuales frecuentemente son las propiedades más difíciles de modelar en una computadora.

La aplicación de esta técnica fue posible por primera vez después del avance del hardware experimental (en especial de actuadores electro-hidráulicos) y de sus sistemas de control con el uso de las computadoras, lo que hace que las PEL posean una variedad de ventajas sobre los actuadores hidráulicos convencionales y sobre la mesa vibradora, que es el método más directo y real para simular el comportamiento de la respuesta sísmica de sistemas estructurales. Algunos de las mayores ventajas de las PEL son las siguientes:

- 1) Como la carga que se aplica puede ser cuasi-estática (carga lenta), se requieren actuadores de menor capacidad que en la mesa vibratoria, si fuese probado el mismo espécimen en ella.
- 2) Mientras que la carga puede ser una repetición de procesos de carga y pausa, los instrumentos convencionales de medición se pueden usar, en cambio en una mesa vibradora las mediciones deben ser simultáneas y continuas; y



**FIGURA IV-1.**  
**Algoritmo para la ejecución física de una PEL.**

3) Debido a la carga discreta, ésta puede ser detenida cuantas veces se requiera, y eso nos permite hacer observaciones directas del comportamiento local e individual de los elementos estructurales.

Como se ha explicado, las pruebas en línea resultan ser una técnica atractiva y muy adecuada para simular el comportamiento de la respuesta sísmica de sistemas estructurales; y varios investigadores de Japón, Estados Unidos de Norte América, y más recientemente Europa y México, han empleado esta técnica para estudiar las características sísmicas de las estructuras. El concepto original de las PEL, se originó en el año de 1969 en Japón, con el análisis de un sistema de un grado de libertad usando un actuador electro-magnético controlado por una computadora analógica ó análoga. La ecuación del movimiento del sistema analizado fué formulada en esta computadora y el comportamiento de la respuesta bajo carga de sismo fue investigada en la escala real del tiempo. La idea de la prueba, era la simulación del comportamiento de la respuesta sísmica sin usar una mesa vibratoria, lo que redituó en resultados muy informativos; sin embargo, la respuesta obtenida fue algo pobre debido a la precisión y limitaciones de control del hardware disponible en ese entonces.

En 1974, se extendieron las ideas a una forma más práctica, y se reemplazó la computadora análoga por la computadora digital más exacta existente en ese momento; acordemente la ecuación de movimiento fue discretizada con respecto al dominio del tiempo y tratada como una ecuación distinta. Con esta modificación, la carga aplicada por el actuador ya no necesitó ser en tiempo real, y fue resuelta como un proceso de repeticiones de carga lenta y pausa; y fué en 1975 cuando se desarrolló primitivamente la implementación de esta técnica en Japón, combinando por un lado el analisis experimental y por el otro el análisis numérico, aplicando las ventajas de ambos métodos y generando una técnica híbrida de estudio de respuesta sísmica estructural.

En la Universidad de Michigan, Ann Arbor, el Dr. Mc. Clamroch, el Dr. Serako y Dr. Hanson, en el año de 1980, desarrollaron técnicas de control de los acutadores para disminuir el rango de error en el control de los desplazamientos que se aplicaban a la estructura de prueba; desde entonces se estudia e investiga acerca de la propagación de errores

numéricos en computación numérica de datos y con ello se han podido desarrollar métodos para eliminar o suprimir los efectos de estos errores.

En 1982, en el centro de Ingeniería de la Universidad de Berkeley, California, el Dr. Shing y el Dr. Mahin, desarrollaron también estudios experimentales para el control de desplazamientos de manera más precisa, encontrando que esto puede lograrse si los componentes electrónicos y mecánicos de un sistema controlador-actuador son apropiadamente ajustados y si la velocidad de aplicación de carga está dentro de las posibilidades del sistema.

En Japón, a partir de 1980 y hasta 1983, el Dr. Takanashi y el Dr. Okamoto lograron implementar un control de desplazamientos de los especímenes de tipo análogo-digital, logrando con ello una combinación híbrida muy eficiente que hasta ahora es aplicada; pero, obviamente con las mejoras que el avance tecnológico en las ramas electrónicas y mecánicas nos permiten utilizar. En 1982 el Dr. Mizuhata desarrolló un sistema de PEL basadas primeramente en computadores análogos de alto desarrollo, sin embargo, no fué sino hasta el año de 1983 en que el Dr. Kaneta y Dr. Nishizawa desarrollaron un sistema de PEL controlada directamente através de una computadora completamente digital, convirtiéndose en los primeros que innovaron este procedimiento de estudio.

De acuerdo con los estudios previos, uno puede obtener resultados muy confiables de las PEL empleando equipo de prueba de alta calidad, instrumentación apropiada y técnicas numéricas adecuadas; pero los problemas inherentes a los principios fundamentales del método deben ser claramente entendidos por el usuario antes de que pueda ser aplicado con confianza. Deben ser realizadas de tal manera que la discretización estructural y las técnicas de integración numérica usadas en las PEL sólo provean una solución aproximada de la respuesta dinámica de la estructura de prueba.

La exactitud de los resultados dependen en gran parte de la selección apropiada del espécimen de prueba, la determinación de lo realístico de los modelos de parámetros discretos y del uso de métodos numéricos confiables. Por ejemplo, una estructura la cual tiene una masa uniformemente distribuida puede requerir un número tan amplio de grados

de libertad en una idealización de parámetros discretos que las PPD no resulten muy eficientes. A fin de asegurar la exactitud en los resultados numéricos, la estabilidad y precisión de la integración paso a paso debe ser completamente entendida, especialmente con respecto a la selección apropiada de los intervalos de tiempo. Adicionalmente el amortiguamiento viscoso, efectos de los rangos de esfuerzo y la ejecución de los aparatos de aplicación de carga pueden en un momento dado afectar los resultados de las PEL, por lo que deben ser cuidadosamente consideradas en la planeación de una prueba. Estos problemas necesitan ser efectivamente identificados y cuidadosamente examinarse antes de que el método de las PEL pueda ser aplicado con confianza.

#### **IV.1.- Técnicas para la Integración Numérica en las PEL Pseudo-Dinámicas.**

En varias aplicaciones recientes de las PEL, en específico las PPD, la ecuación diferencial fue resuelta usando el método de la aceleración lineal; en estas pruebas, en un sistema inelástico, la rigidez tangente del sistema fue medida y la ecuación del movimiento fue formulada en forma de incremento. También las pruebas exhibieron resultados razonables para sistemas estructurales simples y flexibles; esto encontró dificultad en sistemas rígidos y sistemas de rigidez variable, para estimar exactamente la rigidez instantánea dado el límite de exactitud de los sensores de medición de desplazamiento. Para superar estas dificultades en las operaciones de prueba en 1975 se adoptó un nuevo esquema de integración, el equipo de investigación del Institute of Industrial Science of University of Tokio, usó el método de la diferencia central, el cual es una variación del algoritmo de integración explícita. Con esta metodología, ninguna medición de la rigidez tangente, ni formulación de la ecuación del movimiento en forma incremental fueron necesarias; en su lugar la fuerza reaccional del sistema (medido con una celda de carga) podía ser empleada directamente en la solución de la ecuación del movimiento.

Las ecuaciones del movimiento para un sistema estructural no lineal pueden ser más convenientemente resueltas por métodos directos de integración paso a paso bajo excitaciones externas arbitrarias. En la integración paso a paso, la duración "T" para la cual la respuesta estructural va a ser evaluada es dividada en "N" intervalos iguales de tiempo ( $\Delta t$ ); es decir:

$$\Delta t = T / N.$$

Por consideración del equilibrio en las ecuaciones en un tiempo igual a:  $0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, N\Delta t$ , y asumiendo que la solución en cada paso es una función de ellas en los pasos anteriores, se puede obtener una solución aproximada a las ecuaciones del movimiento. Estos métodos numéricos pueden, generalmente, ser clasificados en dos tipos: métodos explícitos y métodos implícitos. Se adopta la definición de método explícito cuando la solución de desplazamientos en cada paso es asumida como una función de la solución anterior solamente, de otra forma, el método es considerado como implícito.

La estabilidad y la exactitud de un método de integración, son dos criterios importantes para determinar la confiabilidad del mismo. Un método estable es definido como aquel por el cual la solución numérica de una respuesta de vibración libre no crecerá sin el aumento de las condiciones iniciales arbitrarias. Si un método es estable y si la solución numérica nos conduce a la solución exacta al tender el valor de  $\Delta t$  a cero, entonces el método es convergente; esto es una condición esencial para obtener soluciones numéricas confiables. Varios métodos implícitos son incondicionalmente estables, es decir, para cualquier valor de  $\omega\Delta t$ , donde  $\omega$  es la frecuencia natural del sistema analizado.

Los métodos explícitos son condicionalmente estables, y son desde el punto de vista computacional más eficientes, pero las soluciones numéricas se vuelven inestables cuando  $\omega\Delta t$  excede un cierto valor; a pesar de esto, los métodos explícitos son más preferibles que los métodos implícitos cuando el número de grados de libertad de una estructura es pequeño, y por ello la magnitud de  $\Delta t$  no es severamente restringido por la condición de estabilidad en el modo más alto de vibración de la estructura.



Cuando un método para determinar la rigidez tangente puede ser establecido, los valores resultantes posiblemente sean excesivamente sensibles a errores en medición experimental. Por otra parte, debido al cambio en la rigidez tangente de un paso de integración a otro, la solución de las ecuaciones diferenciales no lineales por un método implícito requieren correcciones iterativas, las cuales no son deseables para una prueba de sistemas inelásticos porque las fuerzas inelásticas restauradoras desarrolladas dependen en gran parte de la historia de desplazamiento de la estructura. Los ciclos de desplazamiento interno llevan durante correcciones iterativas a resultados con una convergencia errónea. Por esta situación, para no afrontar estos problemas, los métodos de integración explícita son más recomendados para las PEL de tipo Pseudo-Dinámico. Además, al ser solamente un número limitado de grados de libertad de una estructura involucrado en una PEL, el criterio de estabilidad impuesto por un método de integración explícita no afecta la eficiencia del método de prueba. Por experiencias analíticas y experimentales, se ha comprobado que los métodos explícitos son tan exactos como los implícitos.

#### IV.1.1.- Método de la Diferencia Central.

El método de la diferencia central es uno de las más frecuentemente empleados dentro de las técnicas de integración en el análisis dinámico. Fue inicialmente seleccionado por los investigadores japoneses para sus PPD dado su eficacia y exactitud. Como es sabido, la ecuación del movimiento puede ser escrita en forma matricial como:

$$m \ddot{x}_i + c \dot{x}'_i + F_i = - m [1] x''_g$$

en la cual  $x$ ,  $m$ ,  $c$ ,  $F$  y  $x''_g$  son el desplazamiento, masa, amortiguamiento, fuerza reaccional y aceleración del terreno en el iésimo paso. La velocidad y aceleración estimados por el método de la diferencia central con  $\Delta t$  como el intervalo de tiempo de integración son:

$$x'_{i} = \frac{x_{i+1} - x_{i-1}}{2\Delta t}$$

$$x''_{i} = \frac{x_{i+1} - 2x_{i} + x_{i-1}}{\Delta t^2}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación del movimiento nos queda lo siguiente:

$$x_{i+1} = \frac{2mx_{i} + [(\Delta t/2)c - m]x_{i-1} - (\Delta t)^2 (F_{i} + m[1]x_{gi})}{m + (\Delta t/2)c}$$

De esta expresión se puede encontrar que el desplazamiento a ser alcanzado en el siguiente paso de carga (el *i*ésimo + 1 paso de la operación) se puede estimar sólo por las cantidades conocidas. Aquí las ecuaciones del movimiento necesitan no ser en la forma incremental, y el procedimiento de iteración puede ser evitado. En consecuencia de la superioridad del método de la diferencia central en términos de su aplicabilidad a las PEL, casi todas las PPD realizadas han sido ejecutadas usando el método de la diferencia central.

En la literatura técnica al respecto, es común encontrar que para el método de la diferencia central, la velocidad y aceleración son representadas por las siguientes ecuaciones en diferencias análogas a las formuladas anteriormente:

$$v_{i} = \frac{d_{i+1} - d_{i-1}}{2\Delta t}$$

$$a_{i} = \frac{d_{i+1} - 2d_{i} + d_{i-1}}{\Delta t^2}$$

y se sustituyen estas ecuaciones en la ecuación del equilibrio:

$$m a_{i} + c v_{i} + r_{i} = f_{i}$$

donde  $r_i$  es la fuerza restauradora directamente medida en la PEL; se uede resolver para  $d_{i+1}$  en términos de  $d_i$ ,  $d_{i-1}$ , y  $r_i$ , por lo que es entonces, un método de dos pasos como ya se planteo. Al algoritmo básico de las PEL con el método de la diferencia central es mostrada en la figura IV-2.

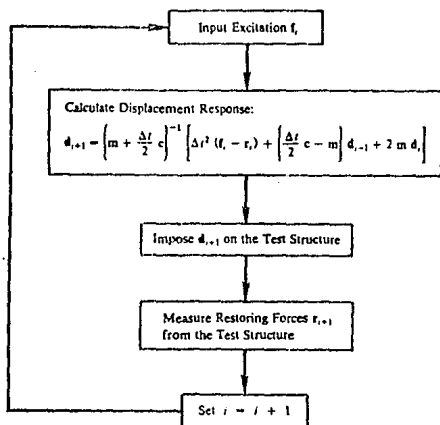


FIGURA IV-2.

Algoritmo para la ejecución de una PEL con el método de la diferencia central.

#### IV.1.2.- Método de la Forma Sumatoria de la Diferencia Central.

La forma sumatoria del método de la diferencia central puede reducir errores de redondeo desfavorables, los cuales pueden ocurrir en el método básico de la diferencia central cuando  $\Delta t$  es muy pequeño. Este

método fue sugerido por W. F. Powers para PEL. En este método se define el valor:

$$z_i = (d_{i+1} + d_i) / \Delta t.$$

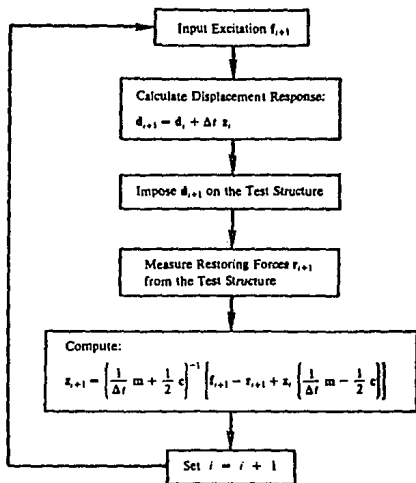


FIGURA IV-3.

Algoritmo para la ejecución de una PEL con el método de la forma sumatoria de la diferencia central.

donde existen también las identidades:

$$z_{i+1} - z_i = \Delta t \dot{z}_{i+1},$$

$$z_{i+1} + z_i = 2 v_{i+1};$$

y por sustitución de estas relaciones en la ecuación del equilibrio:

$$m a_{i+1} + c v_{i+1} + r_{i+1} = f_{i+1}$$

se obtiene:

$$z_{i+1} = [(m / \Delta t) + (c / 2)]^{-1} \{f_{i+1} - r_{i+1} + z_i [(m / \Delta t) - (c / 2)]\} .$$

También este método tiene una formulación numérica diferencial, que es matemáticamente idéntica a la del método básico de la diferencia central. El algoritmo de este método se ilustra en el diagrama de flujo referido en la fig. IV-3.

#### IV.1.3.- Método de Newmark Paso a Paso.

Uno de los métodos más generales de integración en la dinámica estructural es el algoritmo de Newmark, el cual asume que:

$$m a_{i+1} + c v_{i+1} + k d_{i+1} = f_{i+1}$$

$$d_{i+1} = d_i + \Delta t v_i + \Delta t^2 [(1/2 - \beta) a_i + \beta a_{i+1}]$$

$$v_{i+1} = v_i + \Delta t [(1 - \gamma) a_i + \gamma a_{i+1}]$$

en la cual  $a_{i+1}$ ,  $v_{i+1}$ , y  $d_{i+1}$  son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente, al mismo tiempo que  $(i+1)\Delta t$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  son parámetros seleccionadas por el usuario para alcanzar las propiedades de estabilidad y exactitud deseadas. Por ejemplo, si  $\beta$  es igual a 1/4, y  $\gamma$  es igual a 1/2, se tiene un método de aceleración promedio constante, el cual es

implícito e incondicionalmente estable; pero si  $\beta$  es cero, el término  $a_{i+1}$  desaparece y el método se convierte en explícito.

De las ecuaciones anteriormente enunciadas, se puede observar que la determinación de  $d_{i+1}$  en términos de  $d_i$ ,  $v_i$ , y  $a_i$  por un método de integración implícita requiere el saber la matriz de rigideces  $k$ . No obstante, en las PEL Pseudo-Dinámicas, sólo el producto  $k d_{i+1}$  puede ser medido experimentalmente como una fuerza vectorial de restauración  $r_{i+1}$ ; después  $d_{i+1}$  es computada e impuesta físicamente a la estructura de prueba. En general, la matriz de rigideces de un sistema no lineal puede no ser exactamente determinada durante una PEL. Aunque  $r_i$  y  $d_i$  son conocidas en cada paso de la prueba; normalmente no se tiene suficiente información para computar la rigidez tangente instantánea  $k_i$  para un sistema no lineal altamente acoplado.

#### IV.1.4.- Método Explícito de Newmark.

Una forma explícita del método de integración de Newmark, como anteriormente se comentó, puede obtenerse permitiendo que  $\beta$  tome el valor de cero y  $\gamma$  el valor de  $1/2$  en las ecuaciones referidas anteriormente:

$$d_{i+1} = d_i + \Delta t v_i + \Delta t^2 [(1/2 - \beta) a_i + \beta a_{i+1}]$$

$$v_{i+1} = v_i + \Delta t [(1 - \gamma) a_i + \gamma a_{i+1}]$$

dando lugar a las expresiones que a continuación se anotan:

$$d_{i+1} = d_i + \Delta t v_i + \Delta t^2 [1/2 a_i]$$

$$v_{i+1} = v_i + \Delta t [1/2 a_i + 1/2 a_{i+1}]$$

Este es un método de un solo paso, y el algoritmo es, de nuevo, matemáticamente equivalente al método básico de la diferencia central. La aplicación de este algoritmo para PEL fue sugerido por S. A. Mahin y M. E. Williams, y se ilustra en la figura IV-4.

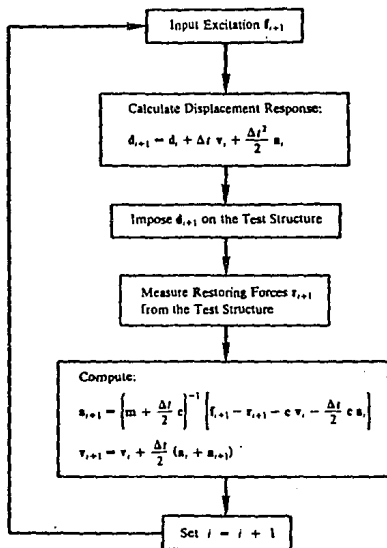


FIGURA IV-4.

Algoritmo para la ejecución de una PEL con el método explícito de Newmark.

#### IV.1.5.- Método Modificado de Newmark.

Los algoritmos explícitos expuestos anteriormente no tienen una propiedad de disipación numérica, es decir, la capacidad de suprimir incrementos en las respuestas debido a errores experimentales en las PEL. El método explícito modificado de Newmark fue propuesto por P.B. Shing y S.A. Mahin con este fin. El amortiguamiento numérico referido en este algoritmo es aproximadamente proporcional a la frecuencia.

Para la aplicación de este método se hace la siguiente formulación:

$$m a_{i+1} + [(1+\alpha) k + (\rho/\Delta t^2) m] d_{i+1} = f_{i+1} + [\alpha k + (\rho/\Delta t^2) m] d_i$$

$$d_{i+1} = d_i + \Delta t v_i + (\Delta t^2/2) a_i$$

$$v_{i+1} = v_i + (\Delta t/2) (a_i + a_{i+1});$$

en donde  $k d_{i+1}$  y  $k d_i$  son remplazadas por  $r_{i+1}$  y  $r_i$  respectivamente en las PEL. Sustituyendo las dos últimas expresiones en la primera, y resolviendo para  $a_{i+1}$ , se puede obtener un algoritmo de PEL, tal como se ilustra en la figura IV-5. En este algoritmo, el amortiguamiento es incluido implícitamente en la formulación numérica, tal que la especificación de la matriz  $c$  de amortiguamiento no se requiere.

Los parámetros  $\alpha$  y  $\rho$ , los cuales son elegidos por el usuario, determinan la magnitud del amortiguamiento numérico para cada modo de vibración del sistema. Se puede observar que el algoritmo modificado se convierte en el método explícito de Newmark, si  $\alpha$  y  $\rho$  son iguales a cero.

En general, el algoritmo modificado de Newmark es mucho más recomendado para PEL, en donde la propagación del error experimental puede ser significativo para los modos superiores de vibración de la estructura.



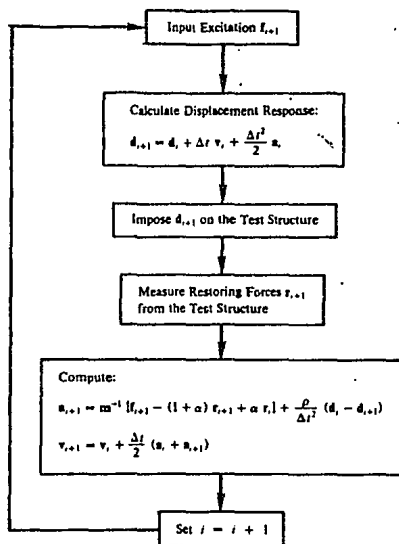


FIGURA IV-5.

Algoritmo para la ejecución de una PEL con el método modificado de Newmark.

## IV.2.- Control con Transductores Digitales de Desplazamiento.

En 1978, el Instituto de Investigación de Edificios del Ministerio de Construcción de Japón, construyó un laboratorio de pruebas

para facilitar las pruebas a escala mayor en cuanto a tamaño, subsecuentemente instaló una computadora de control de PEL y sistemas de actuadores de aplicación de carga, con los que también por sí solos se puede controlar el desplazamiento del espécimen.

Este sistema fue usado desde 1981 para las PEL con el siguiente material: actuadores electro-hidráulicos, controladores análogos, una minicomputadora, transductores de desplazamientos, celdas de carga y equipo de adquisición de datos. La operación de prueba se realiza de la siguiente manera:

- 1.- Los actuadores aplican fuerza a la estructura de prueba con un adecuado "control de desplazamiento".
- 2.- Los actuadores detienen su desplazamiento cuando la estructura de prueba alcanza la posición denominada como "objetivo".
- 3.- Los datos tales como desplazamientos, fuerzas reaccionales y esfuerzos, son recolectados por una unidad de adquisición.
- 4.- Usando los datos computados y medidos previamente, las ecuaciones del movimiento son resueltas para obtener la siguiente posición objetivo.
- 5.- Se repiten los pasos anteriores hasta que se decide la conclusión de la prueba.

Aún con este nuevo esquema de las PEL, el control exacto de desplazamiento y medición son todavía esenciales para el desarrollo de las pruebas. Una técnica notable para alcanzar alta exactitud en medición es la adopción de transductores digitales de desplazamiento; y las ventajas de éstos sobre los actuadores análogos convencionales pueden mencionarse como las siguientes:

- a) Sus señales de salida son completamente silenciosas.
- b) El nivel esperado de exactitud puede ser tan pequeño como 0.01 mm., y este valor permanece sin cambios sin importar que tan amplio sea el el rango absoluto del transductor o medidor de deformación (deformímetro).

La mayoría de los actuadores de aplicación de carga son de tipo hidráulico con controles de tipo electro-servidor, y el control servidor es establecido en forma análogo. En esta condición, se requieren técnicas adecuadas para efectivamente incorporar los transductores digitales de desplazamiento dentro de los circuitos operacionales análogos de los equipos periféricos.

El esquema actual de implementación de una PEL puede concretarse de la siguiente forma: el computador ejecutará un programa de manejo, el cual calculará en base a datos matriciales que representan las características mecánicas y dinámicas del espécimen estructural a ser estudiado, y en base también a un registro predeterminado de aceleraciones, el desplazamiento correspondiente a ser sufrido por el espécimen a un tiempo dado por este registro de aceleración, para que después el programa envíe una señal de tipo digital (dado a que un computador es un instrumento electrónico digital), que es convertida en una señal de tipo análogo (los instrumentos que aplican carga manejan este tipo de señal), a través de un convertidor Digital-Análogo, para que un servo-controlador, en caso de ser un desplazamiento que pueda ser alcanzado por el actuador, lo aplique al modelo experimental, y en caso de no ser posible aplicarlo por falta de capacidad del sistema de carga, el servo-controlador detendrá la prueba. Una vez que el espécimen ha alcanzado el nivel de desplazamiento ordenado, por un lado el servo-controlador toma sus lecturas correspondientes de la celda de carga (fuerza aplicada) y también del transductor de desplazamiento del actuador, y por otro, un sistema independiente toma lecturas de los demás transductores colocados en los puntos de interés del espécimen; ambas partes entregan una señal análoga que es convertida a una señal digital mediante el uso de un convertidor Análogo-Digital, que a su vez es leída y almacenada por el computador; la señal de la fuerza aplicada por el actuador es tomada entonces para "retroalimentar" al programa computacional de manejo (feedback), y así calcular con dicho valor de fuerza el siguiente paso de desplazamiento a ser aplicado mediante la ejecución de algún método algorítmico "paso a paso" ya establecido en el programa computacional. Esta sucesión de pasos es seguida hasta que se cumpla con alguna condición previamente establecida en el programa para detener la prueba, que puede ser por ejemplo, cuando exista alguna diferencia significativa entre las lecturas tomadas de los transductores respecto a las calculadas por el

programa (errores intrínsecos y/o experimentales); que los desplazamientos a ser aplicados sean muy cercanos a cero una vez terminado el recorrido del registro de aceleraciones; o bien, que sea el deseo del usuario detener la prueba por alguna situación especial que se presente.

Para lograr esto, como se refirió anteriormente se logró una combinación híbrida de control análogo-digital, la cual es ilustrada en la figura IV-6. Como resultado de los recientes avances tecnológicos en instrumentos electrónicos, tal como circuitos de integración y microprocesadores, las herramientas de que se valen las PEL se han incrementado en variedad. La actualización en el desarrollo de los computadores hace posible el conducir una prueba muy manuable y poco costosa usando una microcomputadora.

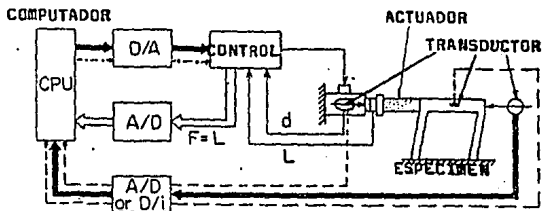


FIGURA IV-6.

Combinación híbrida de control análogo digital para implementar una PEL.

Como puede verse en la figura IV-6, el espécimen ilustrado cuenta con tres transductores que miden las deformaciones del mismo en tres posiciones distintas, de los cuales uno de ellos es utilizado por el sistema

para obtener datos de control, es decir, las lecturas que entrega este dispositivo sirven para determinar si existe algún error fuera del rango tolerable en el desplazamiento aplicado por los mecanismos de carga, respecto con el desplazamiento calculado por el programa computacional manejador.

En las Pruebas Experimentales en Línea (PEL) actuales se sigue el mismo esquema ilustrado anteriormente, pero no existe ningún número limitado de transductores a ser empleados, esta restricción la impondrá el mismo usuario, dependiendo del sistema encargado de recopilar las lecturas de los instrumentos de medición, del programa computacional manejador, dependiendo de su capacidad implementada para tomar un número determinado de lecturas a un tiempo dado durante la ejecución de una prueba; e inclusive, más de uno de estos datos de lectura pueden ser manejados por el sistema al mismo tiempo como elementos de control, siendo solamente necesario hacer una programación adecuada al computador para que lleve a cabo este fin. Es importante destacar que no solamente pueden ser empleados transductores de desplazamiento como instrumentos proporcionadores de datos, sino que también pueden emplearse "strain gauges" como dispositivos medidores de micro-deformaciones, o bien instrumentos de medición con principios magnéticos o térmicos, siempre y cuando la señal que emitan pueda ser codificada en una de tipo digital para que sea manejada y almacenada por la computadora.

Actualmente los transductores digitales de desplazamiento son controlados por un microcomputador, las mejoras en el desarrollo de amplificadores operacionales y/o el desarrollo de analizadores diferenciales de tipo digital, han hecho posible el circuito de integración por alcance de manejadores avanzados no ruidosos.

De esta manera, en vez de controlar una PEL por las fuerzas aplicadas al espécimen, lo que puede resultar en desplazamientos no deseados o irreales, se controla más adecuadamente por los desplazamientos que sufre la estructura de prueba tras la aplicación de las fuerzas, con lo que puede protegerse mejor al sistema para que no sufra daños que de ante mano se saben irreparables y con ello se perjudique la ejecución posterior de las pruebas; por lo que la comparación entre el estudio analítico y el estudio

experimental radica en la confrontación de las fuerzas aplicadas por el sistema de prueba y las calculadas por algún método analítico.

### **IV.3.- Confiabilidad de las PEL.**

Através de varias aplicaciones de las PEL, ha sido verificado que poseen gran potencial como una herramienta para el estudio de la conducta de la respuesta símica de sistemas estructurales. La persona que aplique este método, debería, como es de esperarse, estar enterado del hecho que las PEL son después de todo, nada más que un método aproximado que incluye varias idealizaciones y simplificaciones, y que las bases cuantitativas deben ser asumidas así, anotando qué tanto error ha sido incluido en la evaluación de resultados de una PEL.

Hay varias fuentes que pueden introducir errores a la respuesta de una Prueba Experimental en Línea (PEL). Generalmente hablando, las fuentes son clasificadas en dos grupos: errores experimentales e intrínsecos. En la siguiente sección esas fuentes son definidas, y los estudios que examinan la respuesta de errores provocadas por esas fuentes son descritas.

#### **IV.3.1.- Errores Intrínsecos.**

Las fuentes de errores intrínsecos son aquellos incluidos en el curso de formulación del algoritmo de las PEL. Algunas de las principales fuentes son:

- a) La simplificación del sistema analizado, el cual es uno continuo, y que es representado por un sistema discretizado de masa-resorte-amortiguador (discretización en el espacio).

b) La aproximación de las ecuaciones del movimiento, que son discretizadas con respecto al tiempo y resueltas como ecuaciones diferenciales (discretización respecto del tiempo).

c) La aproximación del amortiguamiento, caracterizado como un amortiguamiento viscoso, directamente proporcional a la velocidad de la masa discretizada; y los radios de amortiguamiento asumidos antes de la prueba.

Debe destacarse también que esas fuentes de error también aparecen en el análisis numérico puro.

En las PEL, el método de la diferencia central es empleado en consecuencia, y la respuesta resultante desvía más de la respuesta real con el incremento en el intervalo de tiempo de integración.

El Dr. Nakashima, en 1985 analizó la relación entre el intervalo de tiempo de integración y la respuesta exacta. De acuerdo a sus resultados, con el incremento del intervalo, el periodo natural aparente del sistema analizado es reducido a la amplitud de respuestas, incluyendo en esto el desplazamiento, velocidad y respuestas de aceleración. Con respecto a la selección del amortiguamiento viscoso, aún siendo un poco arbitraria la selección, puede no perjudicar la respuesta resultante significativamente si el sistema analizado emprende una deflexión inelástica fuerte, porque el amortiguamiento histerético es predominante en el mecanismo de amortiguamiento de un sistema como tal. La respuesta elástica, por otra parte, es muy sensitiva a la selección del amortiguamiento viscoso, por ende, la capacidad de las PEL para simular la respuesta elástica es menos confiable. Obviamente, el objetivo principal de las PEL es examinar la respuesta inelástica de sistemas estructurales, incluyendo sus deflexiones más importantes y el comportamiento de falla de esos sistemas antes que examinar su comportamiento elástico.

### IV.3.1.- Errores Experimentales.

Las fuentes de errores experimentales son debidas a la naturaleza imperfecta de las herrameintas mecánicas con que se cuenta; por lo que considerando el esquema de las PEL ilustrado en la figura IV-6, uno puede observar:

- a) Que la conversión de la señal de los sistemas Digitales a sistemas Análogos hace que el valor del desplazamiento comandado al servo-controlador difiera del desplazamiento computado de la resolución finita del convertidor.
- b) El desplazamiento alcanzado después del movimiento del actuador puede ser diferente del valor de comando, esto porque la exactitud finita del sensor de desplazamiento es tan buena como las limitaciones del servo-controlador se lo permita.
- c) El valor medido de la fuerza en el desplazamiento adquirido puede no ser idéntico a la fuerza verdadera en ese desplazamiento, debido a la precisión finita del sensor de medición de carga, y;
- d) La fuerza medida es transformada a un valor digital después de la conversión de Análogo a Digital (A/D).

Estos son los errores experimentales incluidos en un ciclo cerrado de la operación de una PEL, pero todos los errores acumulados en un ciclo son finalmente combinados en una fuerza de error al final del ciclo.

Si en un sistema de un sólo grado de libertad la fuerza verdadera correspondiente al desplazamiento computado es  $f_i$  (la cual es desconocida), y la fuerza empleada en la computación será  $f_{im}$ , la ecuación del movimiento puede escribirse como:

$$m \ddot{x}_i + c \dot{x}_i + f_i = -m \ddot{x}_{gi} + \Delta f_{im}$$

en donde:



$$\Delta f_{im} = f_i - f_{im}$$

De esta expresión, uno puede fácilmente entender que los errores de la respuesta generados por la fuerza de error ( $\Delta f_{im}$ ) pueden ser estimados como la respuesta del sistema bajo esta fuerza de error.

El Dr. Kato en el año de 1985, realizó una serie de investigaciones experimentales de las características de los errores experimentales causados en las PEL usando sus propios sistemas.

Las principales conclusiones en sus estudios son:

- 1.- El error de desplazamiento, el cual es definido como la diferencia entre el desplazamiento computado y el desplazamiento inducido al sistema después del movimiento del actuador, tenía la contribución más significativa en la fuerza de error.
- 2.- Este error de desplazamiento ocurre desde el momento en que la aplicación de carga del actuador falla en posicionamiento de la estructura respecto del desplazamiento objetivo, esto debido a las limitaciones del servo-controlador.
- 3.- El error de desplazamiento tuvo una naturaleza sistemática tal que el incremento del desplazamiento medido en un paso, es siempre más pequeño en su valor absoluto que el incremento del desplazamiento inducido en este paso.
- 4.- Este error de desplazamiento, designado como "bajo-tiro en el desplazamiento objetivo", incrementó la respuesta correspondiendo a la frecuencia natural del sistema analizado y, en un sistema multigrado de libertad, el bajo-tiro pronunció la respuesta correspondiendo a la frecuencia natural más alta del sistema, y;
- 5.- El error de respuesta se redujo significativamente antes que la estructura del prueba fallara en su rango inelástico, debido a que en este rango, el error de fuerza decreció en concordancia con la rigidez perdida.

El concepto de "bajo-tiro", como se mencionó, se refiere a que el sistema que aplica la carga al modelo en experimentación, lo lleva a un desplazamiento menor que el calculado analíticamente y referido como "desplazamiento objetivo"; si por el contrario, el sistema de carga produce un desplazamiento mayor que el esperado, entonces se produce un "sobre-tiro". Ambas situaciones causan sin duda errores en la respuesta del modelo experimental.

También en 1985, el Dr. Nakashima formuló analíticamente la relación entre el "bajo-tiro" en el desplazamiento objeto y el crecimiento del error de la respuesta elástica; en la que definió como " $\delta$ " a la cantidad de bajo-tiro, asumido como constante en la respuesta, relacionó el parámetro " $d$ " que es la amplitud del error en la respuesta de desplazamiento, el parámetro " $T_e$ " que cuantifica al periodo natural del sistema analizado, el parámetro " $h$ " que evalúa el radio de amortiguamiento viscoso asignado, y el parámetro " $T$ " que representa el tiempo transcurrido en la prueba.

Se considera que el error de desplazamiento es causado principalmente por la inhabilidad del actuador para guiar a la estructura de prueba y lograr el desplazamiento objetivo exacto, aunque el sensor por sí mismo tenía suficiente exactitud para detectar el desplazamiento de la estructura de prueba en cualquiera de sus posiciones.

En virtud de lo anterior, el Dr. Nakashima formuló un algoritmo para reducir la fuerza de error usando la rigidez instantánea calculada a partir de la medición continua de datos durante cada paso de carga. También demostró que el error de respuesta podría ser razonablemente suprimida usando este algoritmo.

Aunque las fuentes de errores experimentales y los mecanismos de error de respuesta fueran definidas más claramente, y el crecimiento de algunas técnicas para suprimir el error de respuesta fuera ideada, las PEL de sistemas extremadamente rígidos son aún difíciles de llevar a cabo; dado a que la falla que se presenta en este tipo de estructuras ocurre de manera súbita, lo cual induciría un "sobre-tiro" grande ante la circunstancia de que el espécimen se degrada con esa ruptura, y aunque el sistema tenga la capacidad de corregir este efecto, requerirá de un cierto tiempo para ello, conduciendo a un hecho experimental no deseado. En un sistema multigrado

de libertad, la rigidez debería ser evaluada en base a la frecuencia natural del sistema estructural en estudio.

Un factor crítico que provoca la dificultad de aplicación de las PEL, es la limitación en precisión de los sensores de desplazamiento; y un buen control del desplazamientos no puede ser alcanzado desde el momento en que el sensor de desplazamiento falla al medir los desplazamientos reales, pero los investigadores creen que la relación relativa entre la precisión del sensor de desplazamiento y la rigidez de la estructura de prueba provee una línea de guía con respecto a la precisión de la respuesta de la PEL.

Basados en la rigidez inicial de la estructura de prueba (rigidez elástica) y el error de desplazamiento esperado (bajo-tiro) uno puede calibrar la cantidad de respuesta de error en cada PEL para el equipo empleado en ese momento. Debe destacarse, que esta estimación puede proveer el salto más grande del crecimiento del error cuando se establece la idealización de que el sistema tiene siempre un comportamiento perfectamente elástico, pues en las PEL reales es muy probable que la estructura de prueba pierda su rigidez original mientras que la respuesta sísmica está procediendo; y en ocasiones, esta pérdida de rigidez puede también disminuir la respuesta de error dependiendo de las características que tenga la PEL en ejecución.

#### **IV.4.- Nuevas Dimensiones de las PEL.**

**Pruebas Rápidas.-** Las propiedades de los materiales usados en las estructuras, tal como el concreto y el acero, son conocidas por ser afectadas por razón de la carga. Acorde con las pruebas de materiales conducidas bajo carga rápida, el sometimiento de esfuerzo de los materiales a menudo se incrementa significativamente cuando se comparan con los mismos materiales cargados cuasi-estáticamente.

Debido a que la respuesta de estructuras bajo carga sísmica es naturalmente dinámica, ésta debe ser afectada, tal vez sólo lentamente, por la

razón de carga de los materiales que constituyen las estructuras. Por otra parte, las PEL fueron originalmente ideadas para carga cuasi-estática, y el efecto posible de la razón de carga en la respuesta sísmica del sistema analizado no fue incorporado en su diseño.

Tratando de rectificar esto, el Dr. Takanashi y el Dr. Ohi en 1983 desarrollaron un algoritmo para PEL rápidas. Este algoritmo es diferente en dos caminos importantes: una es la introducción del actuador dinámico en lugar del actuador estático; y el otro es la implementación del servo controlador del actuador dinámico, con lo que la velocidad del actuador puede ser ajustada de acuerdo con las señales digitales emanadas desde la computadora. Esta velocidad continua de ajuste es factible dado a la implementación del proceso rápido en el hardware usado en la prueba (microcircuitos de proceso, interfaces, convertidores de señales A/D y D/A, etc.).

El Dr. Takanashi y Ohi también introdujeron el concepto de carga continua en el algoritmo de la prueba. En la forma original de las PEL, el movimiento del actuador es detenido cuando el espécimen de prueba llega al desplazamiento objetivo, así que la fuerza reactiva puede ser medida. En vez de detener el actuador, el actuador en este algoritmo se mueve constantemente, y la fuerza reactiva es medida en el instante en que el espécimen pasa el desplazamiento objetivo. Siguiendo este algoritmo, el actuador rastrea un camino incorrecto cuando hay carga en sentido contrario o negativo (reversa), esto es, el actuador se mueve en la misma dirección como en el paso previo, pero al recibir el regreso de la señal de carga, repentinamente cambia su dirección y manda un nuevo desplazamiento.

Este movimiento erróneo llamado como "sobre-tiro en el desplazamiento objetivo", es decir, en el que existe un incremento del desplazamiento real en su valor absoluto respecto del desplazamiento inducido en un paso de carga dado, tiene un mínimo efecto en la respuesta cuando la velocidad de proceso de la computadora es alta, resultando en sólo "sobre-tiro lento", si lo hay.

Para calibrar la efectividad de este algoritmo de PEL rápida, Takanashi y Ohi condujeron PEL de un sólo grado de libertad. La estructura analizada era una viga de acero conectada por dos columnas simplemente

apoyadas. La prueba fue hecha usando una viga de 2.9 mts. teniendo una sección transversal en "H" (200x100x5.5x8 mm.). La masa y el radio de amortiguamiento viscoso fueron asignados como 50.66 kg. y cero respectivamente. La razón de carga aplicada al espécimen fue el parámetro en su estudio. En una PEL, la estructura de prueba fue cargada cuasiestáticamente (PCE) con un radio de velocidad dispuesto a 1/24. Aquí el radio de velocidad fue definido como el radio de la velocidad aplicada a la estructura a la velocidad computada, es decir, la escala del tiempo fue amplifica 24 veces.

En las otras PEL (referidas como rápidas) el radio de velocidad fue dispuesto a 1/4.4; pues debido a la limitación en la velocidad de proceso del sistema de PEL usado, este radio de velocidad fue el mayor que podía alcanzarse en esta prueba.

Los resultados obtenidos en estas pruebas demostraron lo siguiente:

- 1.- Que el algoritmo desarrollado para PEL rápidas funciona adecuadamente.
- 2.- No se observó una diferencia significativa en las respuestas de las pruebas, y;
- 3.- Las fuerzas pico fueron más altas por aproximadamente 4% en las PEL rápidas.

Por ello, las PEL rápidas tienen un alto potencial para la evaluación experimental del efecto de razón de carga en el comportamiento de la respuesta sísmica de miembros y sistemas estructurales, y a partir de esta situación, las pruebas pueden ajustar la escala de velocidad de una manera flexible.

Sin embargo, para alcanzar una plena confiabilidad en las PEL rápidas, se requiere aún de más trabajo en las siguientes áreas:

- a) En las pruebas de carga dinámica, pues la fuerza reactiva medida por celdas de carga es frecuentemente contaminada por la inercia de la celda de

carga misma. Se requieren técnicas para extraer efectivamente la fuerza reactiva real del sensor de carga por la celda de carga.

b) En las PEL cuasi-estáticas, pues el amortiguamiento proporcional a la velocidad es presumido y manejado solamente dentro de la computadora. Bajo carga dinámica, como es de suponerse, la fuerza reaccional medida por la celda de carga puede ya incluir algo de la fuerza de amortiguamiento asociado con la velocidad; consecuentemente deben establecerse guías en el procedimiento para colocar un amortiguamiento proporcional a la velocidad en las ecuaciones del movimiento.

#### **IV.5.- PEL Usando Técnicas de Subestructuración.**

Las PEL son solamente una variación del análisis numérico usando información experimental en las características de la fuerza de restauración del sistema analizado. Así, en las PEL, el espécimen que representa todo el sistema analizado no necesita ser fabricado; sino sólo parte de él; del cual las características de la fuerza de restauración son difíciles de modelar, pero que se requiere sea fabricado y probado; el resto puede ser manejado dentro de la computadora. Una vista esquemática de tal PEL, referida como una PEL de subestructuración, es mostrada en la figura IV-7.

A manera de experimentación con PEL manejando técnicas de subestructuración, el Dr. Okada y Dr. Seki, en el año de 1984, realizaron pruebas de un dispositivo mecánico anclado al piso de un sistema estructural; en sus pruebas, sólo el dispositivo era experimentado usando la historia de respuesta aceleracional del terreno como la aceleración de entrada colocado en su base. La prueba no incluyó los efectos de la vibración del dispositivo en la respuesta de piso del sistema.

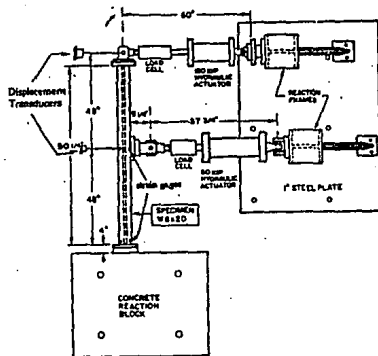
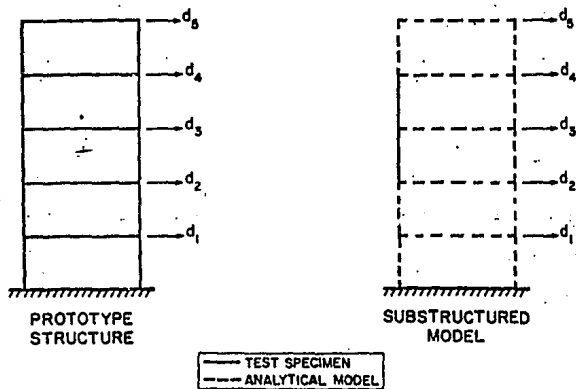


FIGURA IV-7.  
 Esquema para implementar una PEL usando técnicas de subestructuración.

La aplicación de las PEL subestructurales dependen en gran parte del tipo de estructura a ser analizada. Como ejemplo, tomemos un sistema de un sólo grado de libertad, con dos resortes dispuestos en paralelo y asumiendo que un resorte se comporta elásticamente, mientras que el otro se comporta inelásticamente. La PEL en la cual sólo el resorte inelástico es probado puede ser considerado como una PEL de subestructuración, pero no se requiere ninguna modificación en su algoritmo para implementar tal prueba. Todo lo que debe de hacerse es usar, como fuerza reaccional empleada en la computación (proceso numérico), la suma de la fuerza reaccional obtenida de la prueba y el desplazamiento presente multiplicado por la rigidez del resorte elástico.

Aunque en experimentos ya ejecutados cabe señalar que se encontraron algunos problemas serios al aplicar la técnica de PEL subestructural a especímenes más generales, problemas conciernientes a la integración numérica. Si el número total de grados de libertad llega a ser grande, el intervalo de tiempo requerido de integración es forzado a ser extremadamente pequeño, dado a que la integración es realizada usando el método condicional estable de la diferencia central.

Tal intervalo pequeño de integración significa que la prueba debe ser hecha con incrementos pequeños de desplazamiento; y consecuentemente, dadas a las limitaciones de exactitud de los sensores, el control de tales desplazamientos pequeños ha sido muy difícil.

Otro problema serio ocurre por los cortes imaginarios generados en las juntas entre la parte probada y la parte residual computada; y tales cortes frecuentemente reviven grados de libertad rotatorios de la masa.

Debido a que los grados de libertad rotatorios son generalmente muy rígidos en comparación a los grados de libertad traslacionales, la precisión del controlador del actuador para esos grados de libertad rotatorios llegan a ser algo problemáticos.

Ante esta situación, algunas soluciones concebibles que se proponen para vencer la dificultad en la integración numérica son:



- 1.- Usar un método incondicional estable de integración explícita en lugar del método de la diferencia central.
- 2.- Medir la rigidez instantánea de la parte sometida a prueba e incorporar la rigidez medida en un algoritmo estable de integración, y;
- 3.- Usar técnicas especiales de integración.

Han habido grandes esfuerzos por parte de los analistas numéricos con respecto a la formulación de algoritmos incondicionales estables de integración explícita, pero al mismo tiempo, ningún algoritmo efectivo en las PEL se ha desarrollado. La medición de la rigidez tangente de la estructura de prueba fue abandonada en una etapa temprana del desarrollo de las PEL, principalmente debido a las limitaciones de precisión de los sensores.

El Dr. Tsutsumi, en 1985, intentó retomar este método primitivo, considerando que sensores actualizados y mejorados de desplazamiento podrían hacer posible el medir razonablemente la rigidez tangente. Probó un marco de concreto reforzado de dos niveles empleando la rigidez medida combinada con el método implícito de Newmark y demostró que la rigidez puede ser estimada con exactitud razonable. Sin embargo también citó que se requieren cargas muy lentas y cuidadosas para obtener una rigidez adecuada y concluyó que un operador "juez" era frecuentemente requerido cuando los incrementos de desplazamiento eran pequeños (para decidir si la rigidez estimada era razonable o no lo era), y que también este operador juez consecuentemente era práctico tomarlo en cuenta en la computación de los datos.

El Dr. Nakashima y el Dr. Takai llevaron a cabo estudios de factibilidad con respecto a las técnicas de integración numérica adoptadas a las PEL subestructurales y calibraron la aplicabilidad de los métodos implícitos y explícitos de integración mezclados; encontrando que esos métodos tienen el potencial para agilizar las PEL subestructurales; pero los problemas aún continúan, tal como el tratamiento de los grados de libertad rotatorios revividos, y se sigue investigando y experimentando a este respecto.

**V.- FUNDAMENTOS  
PARA EL CONTROL  
DE LA RESPUESTA  
DINAMICA DE  
ESTRUCTURAS DE  
EDIFICIOS  
MEDIANTE EL USO  
DE DISIPADORES  
DE ENERGIA  
SISMICA.**

La mayor parte de los reglamentos de diseño sísmico existentes en el mundo, marcan que los sistemas estructurales deben tener la capacidad suficiente para absorber las fuerzas y efectos extraordinarios que provocan las excitaciones sísmicas, haciendo que estas estructuras trabajen adecuadamente dentro de su rango plástico o inelástico; es decir, haciendo uso de las reservas últimas del sistema. Esta filosofía de diseño implica que ante un movimiento telúrico de fuerte escala las estructuras sufran ciertos

daños, pero sin llegar al colapso total, esto mediante el trabajo inelástico de sus nudos, o ductilidad del sistema; y de tal forma que los elementos que son dañados o deformados fuertemente puedan ser reemplazados posteriormente.

Las nuevas tecnologías que se están desarrollando han encontrado conveniente que la disipación de energía durante un sismo sea desarrollada por elementos independientes de la estructura, en los que se concentre el daño y éste sea completamente controlable; es por ello que el tópico es estudiado con gran interés por equipos de investigación tanto Neozelandeses, Norteamericanos, Japoneses y Mexicanos entre otros, para implementar una alternativa promisoría que provea a las estructuras tanto dañadas como por construir, de una serie de elementos en donde exista una gran disipación de energía sísmica, sin comprometer a la que, por comportamiento inelástico (ductilidad), tenga que disipar la estructura original.

Es importante marcar que para realizar un buen análisis de estructuras en las que algunos elementos trabajen inelásticamente, éste debe hacerse con herramientas muy sofisticadas que toman en cuenta las diferentes relaciones esfuerzo-deformación de los distintos materiales que componen al sistema estructural en los distintos rangos de su comportamiento, de manera que, cuando unos cedan inelásticamente a un determinado nivel de esfuerzo, otros más tomen la carga adicional en lo que se conoce como una "redistribución plástica de los esfuerzos". Así pues, los elementos que entran al rango plástico de trabajo estarán sobrellevando mayores deformaciones bajo carga prácticamente constante y desarrollando un desempeño interno que se conoce como disipación energética.

La realización de este tipo de análisis estructural no lineal, conlleva no sólo complicaciones significativas en su ejecución, sino en la interpretación de sus resultados, los cuales requieren de serias reflexiones y enjuiciamientos críticos para lograr entender cabalmente el fenómeno físico de la deformación en que se disipa la energía en el sistema estructural, cuidando de manera especial que aquellas zonas que entran al rango plástico de trabajo no originen la formación de mecanismos de falla, es decir, mecanismos que conduzcan a pérdidas de estabilidad local o general.

La Ingeniería Sísmica, trata entonces de proveer a las estructuras de una serie de elementos suplementarios cuya función sea precisamente la de liberar en forma prioritaria la energía que éstas reciben cuando son sometidas a eventos sísmicos, debiendo ejecutar esa función de manera independiente en lo posible del sistema estructural, antes de que éste desarrolle trabajo inelástico por sobrecargas sísmicas.

Ahora bien, si se reflexiona en que un Disipador Estructural de Energía (DES) debe ser independiente en la medida de lo posible de la estructura, surge una cuestión importante: ¿Cómo ligar entonces al DES con el sistema estructural?. Y la forma más adecuada de hacerlo es mediante un método de contravento, que también es un método para controlar la respuesta sísmica de un edificio, dado a que es una forma de inducir rigidez a una estructura; con esta combinación se logra incrementar de manera controlada además de amortiguamiento, rigidez. Este contraviento puede ser de diagonal simple, diagonales en cruceta, o bien con un método que ha resultado ser muy práctico, por permitir la presencia de accesos a través de los marcos que rigidizan, sin perder la seguridad estructural, tal como es el contraviento en "Y" invertida, descrito más adelante con los tipos de DES.

Si se piensa por una parte en una edificación como un ente tridimensional formado por marcos planos; y por la otra, en la existencia conjunta de Disipadores Estructurales de Energía con contravientos, entonces al reunir estos elementos para construir o bien reestructurar una edificación, ésta se puede concebir como un conjunto formado por sistemas Marco-Contraviento-Disipador, que proveen de características adicionales tanto de rigidez como de amortiguamiento, y esta conjunción de elementos resulta ser un método muy conveniente para controlar de manera eficiente la respuesta dinámica de una estructura de un edificio, y así lograr protegerla lo más posible del constante ataque de movimientos telúricos.

Sin embargo, cuando se opta por este sistema para reforzar una estructura dañada, es necesario hacer siempre una revisión basal de la misma, es decir, un análisis de la cimentación, pues el hecho de rigidizar una estructura hace que las fuerzas cortantes se incrementen en la base y en los entrepisos también, en ocasiones de manera muy importante, y este reforzamiento en la estructura puede implicar que también la cimentación deba ser reestructurada.

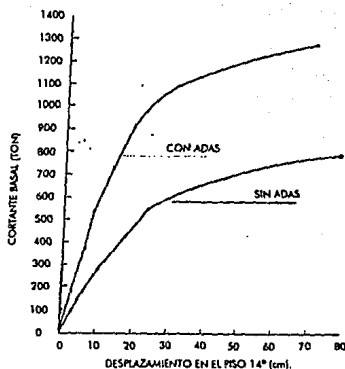


FIGURA V-1.  
Gráfica desplazamiento-cortante basal.  
(a) Estructura esqueletal; (b) Estructura con DES.

La figura V-1 esquematiza el desplazamiento del último nivel de una estructura idealizada cualquiera, contra la fuerza cortante en la base, para el caso de estar provista de un DES y para el caso de no estarlo. En esta gráfica puede apreciarse como para un mismo desplazamiento, a la estructura con DES le corresponde un cortante basal mayor que para la estructura sin él, aunque claro, para llevar a una estructura con DES al mismo desplazamiento que a la que no lo tiene se requiere de una excitación mucho mayor, debido a que está siempre acompañado por un contraviento que le induce una mayor rigidez. En contraste, si para un mismo sismo, a ambas estructuras les corresponden cortantes basales similares, puede apreciarse como el sistema Marco-Contraviento-Disipador disminuye notablemente los desplazamientos del último nivel; y es así, tal como se ilustra, que un Ingeniero Civil Estructuralista puede diseñar una edificación, controlando por este método su respuesta dinámica, en otras palabras, se controlarán los

desplazamientos que sufre en un sismo la estructura, hasta cumplir con los requerimientos que sean necesarios cubrir. La cantidad de control de esta respuesta dinámica estará en función del número de Contraventeos y Disipadores que sean colocados, así como también en qué entresijos y en qué lugares de los mismos sean colocados; y precisamente, la curva Fuerza-Desplazamiento se definirá conforme la implementación que se logre.

Por lo expuesto anteriormente, y para poder continuar con el tratado de DES, se debe acentar que siempre que se decida usar el sistema Marco-Contraviento-Disipador, es necesario hacer tanto un análisis de la estructura simple, el cual es denominado como "Análisis Esqueletal", y también un análisis de la estructura con el sistema integrado, para poder asegurar que esta implementación es lo más adecuado para el edificio en cuestión; revisar la magnitud de los elementos mecánicos en cada uno de los miembros estructurales para asegurar un diseño adecuado y seguro, aunque por lo general, puede afirmarse que el empleo de Contravientos y Disipadores es benéfico, económico y proporciona una seguridad sísmica alta en las estructuras.

## **V.1.- Adas.**

Este tipo de elementos, como se ha hecho referencia, sirven para disipar internamente la energía que absorbe una estructura durante la ocurrencia de un sismo, suplantando en un gran porcentaje a la energía que la estructura disipa por trabajos inelásticos de sus miembros, o ductilidad, la cual está asociada en buen número de casos al daño o falla estructural.

El nombre de ADAS significa Adicionantes de Amortiguamiento y Rigidez (Added Damping And Stiffness), y han sido experimentadas e implementadas en México por el Ing. Enrique Martínez Romero, con el objeto de reforzar y reestructurar edificios ya existentes, y así mejorar la respuesta sísmica e incrementar la seguridad estructural de los

mismos. Tal es el caso del Edificio del Hospital de Cardiología del IMSS (1990), del Edificio ubicado en José María Izazaga No. 38-40 (1990), y un Edificio ubicado en Diagonal 20 de Noviembre en el centro de esta ciudad de México D.F.

Los Adicionantes de Amortiguamiento y Rigidez son dispositivos ingenierilmente diseñados y pueden ser prácticamente instalados en cualquier tipo de estructuras para incrementar substancialmente el amortiguamiento y la rigidez de la misma, como su nombre lo indica; se instalan en sistemas estructurales de marcos sujetos a momento flexionante, y también pueden ser colocados en construcciones nuevas o para reforzamiento de edificios existentes como ya se ha mencionado, para lograr una rigidez "moderada" y un sistema altamente amortiguado de manera económica.

El amortiguamiento que se adiciona al sistema resulta ser muy benéfico para el sistema estructural, dado a que reduce una buena proporción la demanda de fuerzas restitutivas ante un evento sísmico. Existen evidencias claras que las estructuras rígidas presentan daños menores tanto en sus elementos estructurales como en los secundarios, bien sea para el caso de sismos severos o moderados, que los que se presentan en las estructuras de edificios flexibles.

Más generalmente, un elemento ADAS puede ser descrito como una liga de rigidez moderada y con capacidad para disipar energía entre grupos de pares de puntos que experimentan movimiento relativo durante una excitación sísmica. Los elementos ADAS consisten básicamente de dos componentes mayores dispuestos en series geométricas de la siguiente manera:

- 1.- Un componente rígido consistente de un material convencional que proporciona un módulo alto para tomar cortante, compresiones y tensiones, y de este modo transferir fuerzas de un punto de la estructura a otro, y;
- 2.- Un componente moderadamente rígido consistente de polímeros, caucho, o bien acero con un módulo bajo de cortante, compresión y tensión en relación al componente descrito primeramente; y también que tenga

propiedades de alta disipación energética y que absorba la mayor parte del desplazamiento que se presenta entre dos puntos de una estructura.

La rigidez moderada y la componente disipadora de energía es una característica primordial de un DES, y un concepto que ha sido propuesto en ADAS en este particular es el uso de placas de acero, las cuales son únicamente configuradas y deformadas plásticamente en flexión para llevar a cabo el objetivo del diseño.

En la figura V-2 se ilustra esquemáticamente tres diferentes configuraciones de placas de acero que deben ser consideradas en este respecto. Nótese que sólo la placa triangular y la placa tipo "X" pueden realmente disipar energía de una manera más eficiente al presentarse su deformación plástica.










<u>PLATE CONFIGURATION</u>	<u>PROFILE</u>	<u>DEFORMATION</u>	<u>STRESS DISTRIBUTION</u>	<u>COMMENTS</u>
Rectangle				Non-Workable due to local yielding only
Triangle				Workable
X Shape				Workable

FIGURA V-2.

Desempeño respecto a las características de disipación energética de placas de acero.

(a) Placa rectangular; (b) Placa triangular; (c) Placa tipo "X".



La relación entre la geometría de la placa que disipa la energía y las propiedades de diseño tales como la rigidez, elementos mecánicos, resistencia última y desplazamientos, es una cuestión que aún requiere de mucha investigación, sin embargo, para el caso de una placa en "X", la relación Fuerza-Desplazamiento se ha encontrado que está dada, para el rango elástico, por la siguiente expresión:

$$F/d = (Et^3 / 12 a^2) (b/a);$$

donde "F" es la fuerza aplicada en el extremo de la placa, "d" es el desplazamiento relativo entre los dos puntos extremos de la placa, "E" es el módulo elástico del material (módulo de Young), "a" es la distancia existente entre un extremo de la placa y su centroide, "b" es el ancho de la placa y "t" es el espesor de la misma, tal y como se ilustra en la figura V-3.

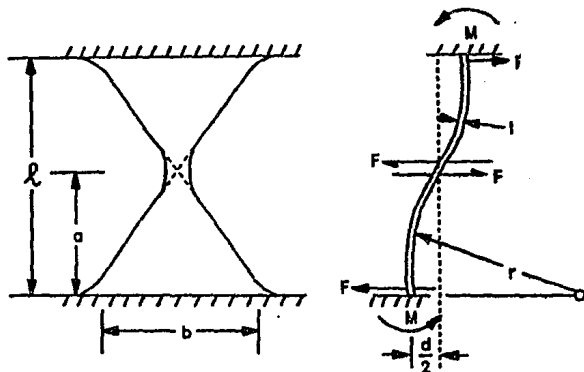


FIGURA V-3.  
Geometría de una Placa tipo "X" (ADAS).

La relación entre el desplazamiento "d", a una deformación unitaria "e", está dado por:

$$d = 2 \varepsilon (a^2 / t).$$

Después que la placa se ha plastificado, la relación Fuerza-Desplazamiento se convierte en:

$$F / F_y = (3/2) - [(1/2) / (\varepsilon / \varepsilon_y)^2];$$

donde "F<sub>y</sub>" y "ε<sub>y</sub>" son la fuerza y deformación unitaria en el rango plástico respectivamente, y las demás literales son las descritas en las expresiones anteriores. En esta ecuación se expresa si se sustituye la literal "F", que la carga última (F<sub>u</sub>) para una placa en "X" que puede ser resistida, es 1.5 veces la fuerza en el límite elástico.

En las expresiones anteriores puede observarse que:

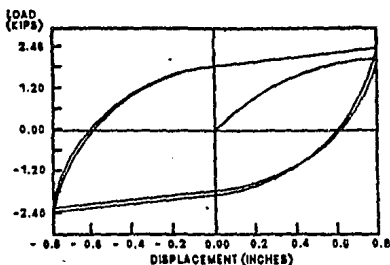
- a) La fuerza de plastificación "F<sub>y</sub>" y la fuerza última "F<sub>u</sub>", son proporcionales a "t" y a "b/a", pero independientes de la longitud de la placa (para un radio dado de "b/a").
- b) La rigidez elástica inicial es proporcional a "t" y a "b/a".
- c) El desplazamiento plástico "d<sub>y</sub>" es proporcional a "a" y a "1/t".

Existen tres características críticas que determinan la utilización de placas de acero para implementarse en el desempeño sísmico de una estructura mediante este tipo de dispositivo:

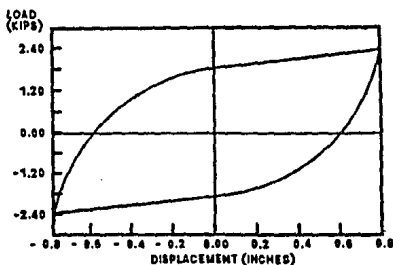
- 1.- La cantidad de energía que puede ser absorbida,
- 2.- Las características de su falla, y;
- 3.- La durabilidad del material (características de fatiga).

En lo que respecta a la disipación energética, en experimentaciones ejecutadas por la Counter Quake Corporation, se ha determinado las características histeréticas para dos placas actuando en paralelo de 4 in. de alto por 1/4 in. de espesor, mismo que se ilustra en la

figura V-4 para el caso del primer ciclo y para el caso del último ciclo para una serie de cien. Puede notarse que prácticamente no existe diferencia fuerte entre ambos lasos histeréticos, esto indica una gran eficiencia de las placas; sin embargo, en un sistema de Marco-Contraviento-Disipador ADAS, interviene de manera importante la degradación de cada elemento del sistema para un paso de carga determinado, es decir, puede ser que al entrar al rango plástico un elemento y sufrir una fuerte deformación, existe sin duda una pérdida de rigidez.



1st Cycle



100th Cycle

FIGURA V-4.  
Curvas histeréticas de un DES tipo ADAS.  
(a) Primer ciclo; (b) Último ciclo.

Estas experimentaciones han conducido a correlacionar el número de ciclos que llevan a la falla al sistema, en relación al desplazamiento relativo entre los dos extremos de la placa presentado en cada ciclo, mismo que se ilustra en la figura V-5.

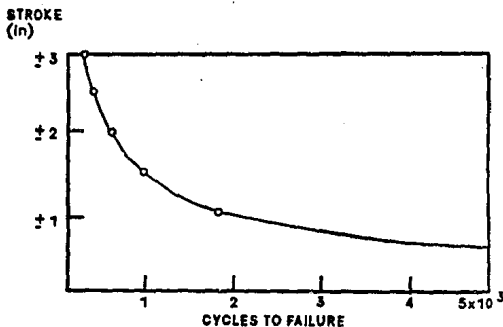


FIGURA V-5.

Correlación experimental entre ciclos a la falla y desplazamiento máximo de un DES tipo ADAS.

Los investigadores que han trabajado con este tipo de DES, lo han implementado conjuntamente con un sistema de refuerzo sísmico que liga los marcos esqueletales de la estructura con el dispositivo, mediante un contraventeo de dos diagonales, formando un sistema denominado como "Y" invertida, el cual se ilustra en la figura V-6. Este sistema de "Y" invertida, generalmente hablando, consiste de un dispositivo DES que por definición puede disipar una gran cantidad de energía sísmica debido a su deformación inelástica; y miembros de contraventeo, los cuales pueden actuar dentro del rango elástico al haber fuertes deformaciones laterales; además, obviamente, de un marco de acero para interconectar estos elementos.

El beneficio principal que proporcionan estos elementos consiste en formar una primera línea de defensa sísmica, que al activarse, disipe en forma histerética una gran parte de la energía sísmica y conserve a la estructura original trabajando dentro de sus rangos elásticos en la mayor parte de sus puntos. Así, se conserva el trabajo inelástico de la estructura

como una reserva última, generalmente para casos de sismos auténticamente extremos. Adicionalmente se beneficia la estructura que recibe este tipo de DES por el hecho de que ante sismos incrementan el amortiguamiento de un 5 a un 25%, según resultados de análisis efectuados sobre edificios implementados con estos elementos.

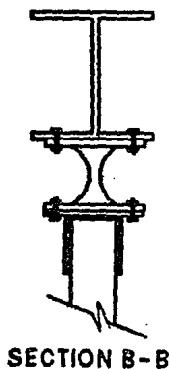
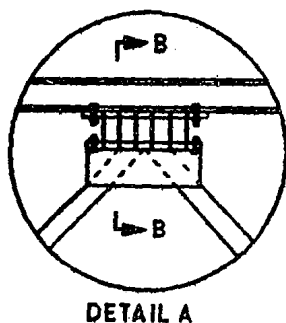
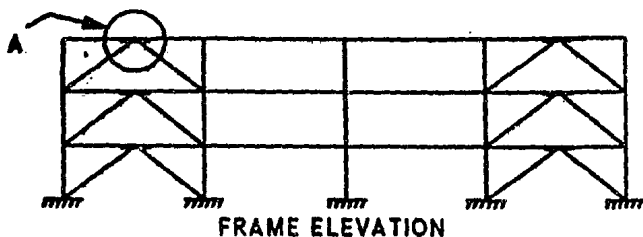


FIGURA V-6.  
Sistema en "Y" invertida con dispositivo DES tipo ADAS.

## **V.2.- Panel de Cortante.**

Recientemente se ha empleado con mucha frecuencia, la instalación de contraventeos de acero en sistemas de marcos de edificios con insuficiente capacidad sísmica, esto es debido sin duda a que el empleo de contravientos de acero tiene muchas ventajas potenciales respecto de otros métodos para rigidizar estructuras, entre las que podemos citar las siguientes:

- 1.- Pueden resistir altos esfuerzos, dado a su mayor rigidez.
- 2.- Pueden lograrse aberturas en los edificios para tener mejor luz natural, sin perder capacidad de resistencia sísmica.
- 3.- El incremento de la masa asociada con el reforzamiento es comparativamente pequeño, y;
- 4.- La mayor parte de los trabajos de reforzamiento pueden ser realizados con elementos prefabricados de refuerzo y el desalojo de los ocupantes de la estructura puede ser minimizado.

Sin embargo, la mayor parte de ellos eran generalmente enfocados a la mejora de rigidez y refuerzo de marcos ya existentes, y que normalmente componen estructuras de concreto reforzado, aunque también se considera su empleo en estructuras de acero. A continuación se expondrán las recomendaciones obtenidas a partir de la experimentación de este sistema; primeramente para el caso de marcos de concreto reforzado y posteriormente para marcos de acero.

Los autores han desarrollado un esquema de refuerzo sísmico para edificios de concreto empleando un sistema que liga marcos dúctiles de acero con contraventeo en "Y" invertida a los marcos de concreto reforzado de la estructura original. Este sistema de "Y" invertida, para este caso, consiste en un panel de cortante, el cual puede disipar una gran cantidad de energía sísmica debido a su deformación inelástica; y miembros de contraventeo, los cuales pueden actuar dentro del rango elástico al haber

fuerzas de deformación laterales; además de un marco de acero para interconectar estos elementos. El panel de cortante es un elemento corto, formado por un perfil I armado y una placa intermedia atiesadora como se muestra en la figura V-7, diseñada para que pueda disipar energía sísmica con deformaciones inelásticas mientras el resto de la estructura permanece resistiendo en su rango elástico.

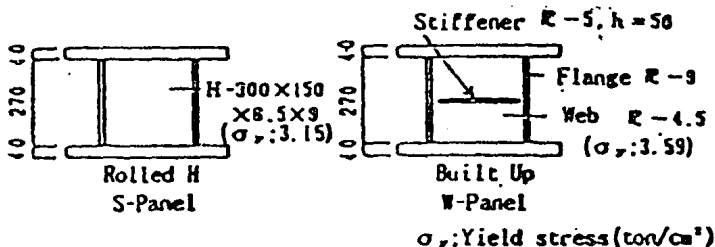


FIGURA V-7.  
Geometría de un dispositivo DES tipo PANEL.

Equipos de investigadores Japoneses han realizado experimentos para el caso de reforzar marcos de concreto reforzado, y han diseñado una técnica que puede describirse de la siguiente forma:

- 1.- Se perfora en las columnas y losas existentes barrenos no muy largos para posteriormente anclar los elementos que conformarán un marco de acero de liga con estas losas y columnas.
- 2.- Se sueldan los elementos del marco entre sí.
- 3.- Se coloca un refuerzo en espiral entre el marco de concreto existente y el marco de acero.
- 4.- Se coloca un mortero aglutinante entre los dos marcos, sirviendo el refuerzo espiral para confinarlo.

5.- Se colocan los contravientos con el panel de cortante formando el sistema de refuerzo en "Y" invertida.

El principal problema en esta técnica de refuerzo es el lograr la efectiva transmisión de fuerzas cortantes entre los dos marcos, sin embargo, con depuración en el trabajo realizado se puede alcanzar este objetivo.

Los marcos planos y la losa deben estar rígidamente interconectados con placas y barras de acero de alta resistencia; en investigaciones realizadas por los equipos de investigación Japoneses, se han sometido tanto estructuras reforzadas de concreto, como de acero, a cargas alternadas en dos direcciones (simulación de sismo), midiendo los desplazamientos tanto verticales como horizontales de los marcos, contravientos y lógicamente del panel de cortante, encontrando los patrones típicos de falla, sometiendo a los especímenes a dos tipos de pruebas: Estáticas y Dinámicas, esto tanto para marcos con contraventeo en "Y" invertida, como para los marcos sin refuerzo; encontrándose que:

Para el caso de la prueba estática del marco sin contraventeo, el refuerzo en las columnas de concreto reforzado rindió al llegar a la relación expresada en porcentaje:

$$R_f = df / H_o$$

donde:

- Rf.- Radio de desplazamiento relativo del marco,
- df.- Desplazamiento horizontal del marco plano,
- Ho.- Longitud de las columnas;

y, la falla de compresión del concreto ocurrió en la parte alta de las columnas al llegar a la relación  $R_f = 3\%$ . La degradación de la capacidad de la resistencia lateral asociada con el alabeo del refuerzo longitudinal de las columnas y las fallas por cortante a lo largo de columnas se observó que apareció en  $R_f = 4\%$ .

En el caso del marco contraventeado, y para la carga estática, el refuerzo longitudinal en las columnas de concreto fueron sumamente



eficientes en  $R_f = 0.5\%$ ; la falla a flexo-cortante se originó en  $R_f = 1.0\%$  y ampliamente abierta en  $R_f = 2.0\%$ . El panel de cortante fue, conforme a su diseño, efectivo en  $R_f = 0.25\%$ , y pandeado en  $R_f = 1.0\%$ , la porción de soldadura del patin y del alma empezó a fracturarse en  $R_f = 2.0\%$  y la falla se amplió y extendió durante el siguiente ciclo de carga en  $R_f = 3.0\%$ . La capacidad de carga lateral se degradó gradualmente durante las subsecuentes repeticiones de carga, y el espécimen falló seguido de la falla en la columna por cortante, de la falla de compresión en la columna de concreto y de grandes extensiones y amplitudes en las grietas que se presentaron.

De lo anterior pudo observarse a partir del tipo de falla que se presentó en los especímenes, que los daños en el marco de concreto contraventeado a ambos extremos de la columna se debieron a que fueron secciones críticas dado a la presencia del marco de acero; y a los contravientos, que fueron conectados en las secciones críticas de las columnas. No se observó gran desplazamiento entre el marco de concreto y el de acero, sino hasta que las grietas aparecieron y se continuaron hacia el mortero aglutinante. Como fue de esperarse, en virtud del diseño de los especímenes, los miembros de contraventeo se mantuvieron dentro del rango elástico, mientras que el daño se presentó en el panel de cortante.

En términos generales, la capacidad del espécimen con contraventeo en "Y" invertida fue cinco veces mayor que la del marco puro original de concreto, esto puede apreciarse en las gráficas carga-deformación de los especímenes ilustrada en la figura V-8, en la que se denota una mayor disipación energética del marco con contraviento en "Y" invertida, aún cuando el desplazamiento del marco sea relativamente pequeño. Esto es debido a que la deformación del sistema de contraventeo del marco es principalmente atribuible a la deformación del panel de cortante, y por consiguiente el radio de desplazamiento relativo entre la placa superior e inferior del panel de cortante fue entre cinco y seis veces la del marco, y el panel de cortante experimenta una gran deformación inelástica aún cuando el total del desplazamiento del marco es pequeño en los primeros pasos de carga.

Sin embargo el espécimen reforzado muestra una gran y estable capacidad de disipación energética para un radio de desplazamiento relativo de entrepiso superior al 3%.

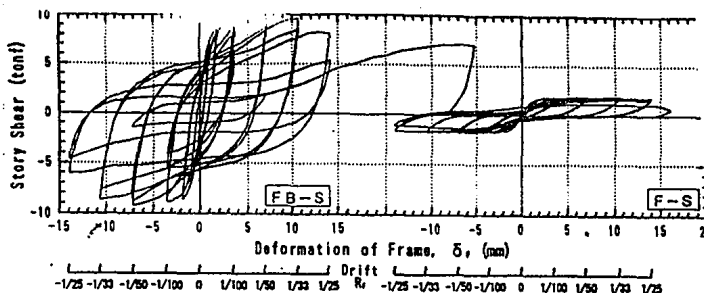


FIGURA V-8.  
Curvas histeréticas de un marco sometido a cargas estáticas.  
(a) Con sistema en "Y" invertida; (b) Esqueletal.

En una gráfica comparativa del desplazamiento acumulado contra la disipación energética de histéresis acumulada, entre el marco sin refuerzo y el marco contraventeado en "Y" invertida, se aprecia que para el mismo desplazamiento acumulado, la energía disipada es muy superior para el caso del marco reforzado, tal como se muestra en la figura V-9.

En los experimentos realizados, como se ha expuesto, los miembros de contraventeo permanecieron dentro del rango elástico, excepto en el paso final de carga, y en consecuencia la carga resistida por el panel de cortante fue evaluada a partir de las fuerzas axiales de los miembros de contraventeo, los cuales pueden ser calculadas a partir de la medición de sus deformaciones. Puede observarse que la disipación del marco contraventeado es ocho veces mayor que la del marco sin refuerzo, además que la contribución del panel de cortante con respecto a la total disipación energética es aproximadamente del 75%.

En pruebas dinámicas de modelos reforzados escalados, sometidos a registros sísmicos severos como son la componente E-W del sismo de Takachi y la N-S del sismo Miyagi, ambos acontecidos en el archipiélago Japonés; y ambos factorizados en tres diferentes escalas, se pudo observar en estas pruebas que no hubo fuertes daños al panel, se

presentaron varias grietas por flexión en el refuerzo longitudinal y en el marco de acero, también hubo varias grietas por cortante y deformaciones residuales en el panel de cortante, además lógicamente, se observaron fallas en el mortero aglutinante; por lo anterior se puede afirmar que cumple con la función primordial de un disipador estructural de energía, pues al presentar fuertes deformaciones residuales, basta simplemente con reemplazarlo para arreglar la estructura, pues el mayor daño lo absorbe el panel de cortante.

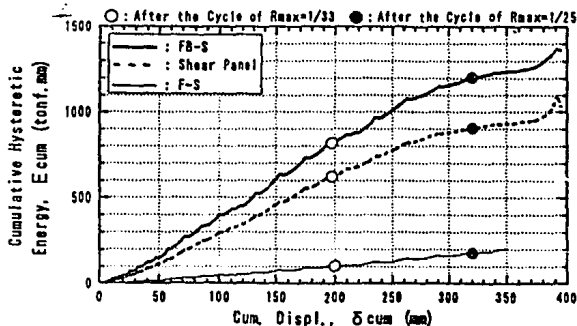


FIGURA V-9.

Correlación entre desplazamiento acumulado y energía histerética acumulada de los especímenes.  
 (a) Marco con sistema en "Y" invertida; (b) Panel de Cortante; (c) Marco esqueletal.

Tras estudios exhaustivos de los investigadores Japoneses y examinación de los resultados, se ha determinado que los especímenes reforzados muestran mejor desarrollo sísmico en términos de esfuerzo, rigidez y disipación histerética en las pruebas dinámicas que en las estáticas. Se observó y determinó que el desplazamiento de los marcos reforzados se redujeron a una cuarta parte de los desplazamientos registrados en el marco sin refuerzo, cuando los especímenes fueron sujetos al mismo nivel de fuerzas sísmicas; este mejor desempeño sísmico es debido principalmente a la capacidad de disipación energética que provee el panel de cortante al sistema de contraventeo.

En lo que respecta al refuerzo de estructuras de acero, como se muestra en la figura V-10, se toma el principio del diseño estructural de conectar el panel de cortante a los contravientos, formando el sistema de "Y" invertida, y también a las vigas, siendo estos elementos los que transmiten fuerzas cortantes directamente al panel, y por otra parte los contravientos soportan al panel de cortante, cuidando que éstos trabajen en el rango elástico en presencia de una excitación sísmica severa.

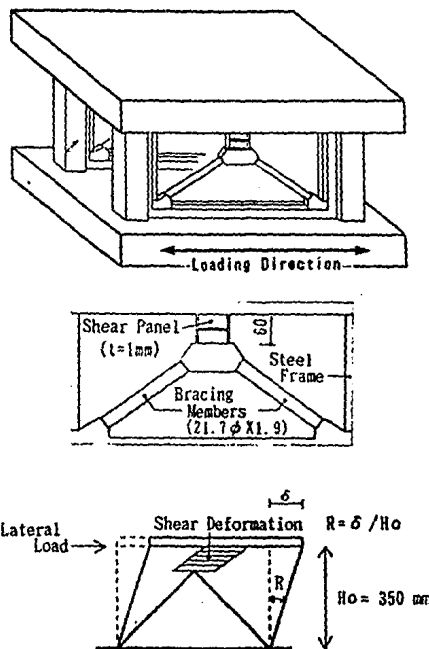


FIGURA V-10.  
Sistema en "Y" invertida con dispositivo DES tipo PANEL.

Podemos señalar que las ventajas en el uso del panel de cortante en los marcos de acero, con respecto a los sistemas convencionales de contraventeo pueden enumerarse de la siguiente manera:

- 1.- Mayor resistencia y mayor ductilidad de la estructura,
- 2.- Como el daño sísmico se concentra principalmente en el panel de cortante, puede ser reemplazado fácilmente después de un evento sísmico; y
- 3.- La resistencia de un marco de acero puede ser cambiada independientemente de la rigidez por ajuste de las dimensiones del panel de cortante.

En experimentaciones realizadas se ha observado que ante excitaciones sísmicas o estáticas (en PEL), no existen deterioros prominentes de las características de las fuerzas restitutivas, aún cuando el radio de desplazamiento relativo de los marcos es del 2% correspondiendo esto a un radio de desplazamiento relativo en el panel de cortante del 15%, razón por la cual el mayor daño se concentra en el panel; sin embargo, cuando existe ruptura en la soldadura del panel o de su placa atiesadora, el daño se concentra en el resto de la estructura del marco, significando que el atiesador debe diseñarse en base a las teorías conocidas de estabilidad de placas para el comportamiento de pandeo.

De manera análoga al caso de estructuras de concreto, también se puede afirmar que para estructuras de acero, el sistema de contraventeo tiene una gran capacidad para disipar energía a través del panel de cortante, y se presenta un comportamiento más estable que para el sistema implementado para el refuerzo de marcos de concreto. Se ha observado, que la placa de atiesamiento en la parte intermedia del panel es muy importante, pues es la que le da tanta eficiencia al mismo; de no existir este atiesador, aparecerían grietas en el acero debido al esfuerzo cortante en el panel a todo lo largo del alma de la sección del mismo y en las partes extremas de los patines, y se presentarían a partir de que exista un radio de desplazamiento relativo del orden del 0.2%, sin embargo, la relación carga-desplazamiento del marco seguiría siendo todavía estable; si se presentara un radio de

desplazamiento relativo en el panel del 0.5% al 1.0%, se generarían zonas de pandeo en el alma de éste, formando pliegues u ondulaciones, y en este momento la relación carga-desplazamiento se vuelve inestable, y se forman campos de esfuerzos de tensión en el panel; en desplazamientos fuertes no existe un gran deterioro debido a que estos campos de esfuerzo de tensión es un sistema que toma carga muy establemente, pero en desplazamientos pequeños si se observa deterioro, dado a que el campo de esfuerzos de tensión no se forma y no existe un sistema efectivo que tome carga; si se presenta un radio de desplazamiento relativo entre el 1.0% y el 2.0%, se pueden encontrar deformaciones también en los patines del panel, debido a la presencia del campo de esfuerzo de tensión, sin embargo, las placas de base para conexión del panel a los contravientos y a las vigas pueden permanecer planas mientras sean lo suficientemente rígidas; por último, al presentarse un radio de desplazamiento relativo superior al 2.0%, se presenta la fractura del alma del panel, y ésta se ubicaría al centro, o a lo largo de la unión con la placa de base, o bien de las conexiones con los patines, aunque podría presentarse también una combinación de estas fallas, mismas que pueden aparecer súbitamente, o en algunas ocasiones gradualmente.

La presencia de estas fracturas provocan el completo deterioro del sistema, que si se presentan gradualmente, la capacidad del mismo se deteriora gradualmente; y si se presentan súbitamente, también el deterioro se observaría de manera súbita; para ambos casos, lógicamente habrá pérdida de rigidez acordeamente con las extensiones de las fracturas de las placas que conforman el panel de cortante, además de que se pierde de manera inestable.

Por lo anteriormente expuesto, debe señalarse que para que este sistema de disipación sea eficiente y efectivo, es necesario contar con una placa atiesadora intermedia debidamente diseñada e interconectada al alma y a los patines de este elemento (Panel de Cortante). Sin embargo, equipos de investigadores tanto Japoneses en coordinación con académicos Mexicanos, orgullosamente provenientes de la Universidad Nacional Autónoma de México, continúan diseñando, experimentando y analizando resultados que se generan constantemente en sus investigaciones en este particular y sobre tpicos estructurales específicos y afines a este tema.

### V.3.- Soleras.

Las características de disipación energética de los sistemas con "soleras", los cuales son constituidos como su nombre lo indica, a base de perfiles soleras, de acero suave más comunmente conocido como "acero dulce" dado su bajo contenido de carbono en su aleación; son sometidos a estudios mediante un sistema de rolado y doblado, análogamente al caso de las orugas de un bulldozer. Tras el sometimiento de tal prueba se obtiene información acerca de los efectos de amortiguamiento viscoso así como también su duración por fatiga. Se ha observado que existe un aumento de temperatura durante los ciclos de deformación de los dispositivos Soleras, el cual es registrado paso a paso con el fin de relacionar estos efectos al comportamiento de los mismos. Actualmente se trabaja en un modelo de soleras dispuestas en forma de "U", para facilitar el análisis de estructuras a ser equipadas con estos elementos. Más adelante se expondrá un modelo cualitativo de la formación de articulaciones plásticas en las soleras para mostrar la diferencia entre el comportamiento perfectamente plástico y el comportamiento real.

La primer parte de los estudios se centraron en la determinación de las dimensiones óptimas para un elemento deformable, varios de los cuales podrían constituir un amortiguador estructural. El material básico y perfil del elemento deformable fué elegido en base a experiencias, se fabricó a partir de una solera de "acero dulce" de sección de 13 x 3.8 cms., y podía tener uno o más dobleces circulares, tal que puede ser sujeto a un movimiento de rolado y doblez durante su operación. Hasta ahora la alternativa obvia fue probar los elementos deformables de diferentes medidas, tratando de converger a una medida definida y tan compacta como sea posible. Tales elementos deben ser capaces de soportar por lo menos cien ciclos de 2.5 cms. como máximo desplazamiento en ambos lados del mismo, es decir  $\pm 2.5$ , y a la vez mantener alguna medida de rigidez y un ciclo histerético estable.

La cantidad de cien ciclos fue determinada por la aplicación de un factor de 5.0 a la aproximación de las veinte oscilaciones substanciales esperadas a ser experimentadas por edificios de 7 a 15 niveles, bajo la acción

de un sismo severo. La magnitud de 2.5 cms. es aproximadamente el máximo desplazamiento al que un dispositivo Solera puede ser sometido, asumiendo niveles de 3.0 mts. de altura, si el desplazamiento relativo de entrepiso alcanza el límite máximo establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (0.6 %).

Las soleras fueron probadas empleando el aparato de aplicación de carga presentado en la figura V-11, el cual consiste básicamente de un miembro central unido a la célula de carga en la parte superior y una estructura de confinamiento asegurado a un vástago hidráulico de la máquina de prueba en su parte inferior. Un lado de los dos es sujetado con pernos al miembro del centro, y el otro lado se sujeta a la estructura de confinamiento, como se aprecia en esta figura.

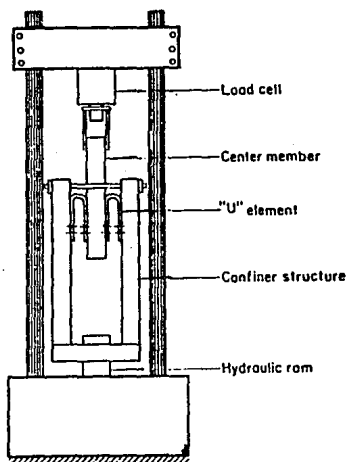


FIGURA V-11.  
Dispositivo para prueba de DES tipo SOLERA.

El procedimiento para ejecutar una prueba es de la siguiente manera:



Se aplica através de la estructura de confinamiento una carga cíclica que se dirige con un controlador senoidal de desplazamiento que determina la amplitud a ser aplicada, cuidando que el miembro central no se mueva; este movimiento cíclico se continúa hasta que cualquier de los numerosos ciclos predeterminados se completen, o bien que alguno de los dos elementos "U" llegue a la ruptura.

En la figura V-12 se muestra la gráfica de la curva histerética para las condiciones de prueba señaladas anteriormente, en la que la línea sólida representa el primer ciclo completo de desplazamiento y la línea punteada corresponde a los últimos ciclos. Como puede notarse, el espécimen pierde capacidad de disipación energética debido a la degradación que van sufriendo las soleras en cada ciclo, esta pérdida de disipación se ha observado y evaluado que oscila finalmente entre un 20 y un 30% respecto al primer ciclo completo de aplicación de carga.

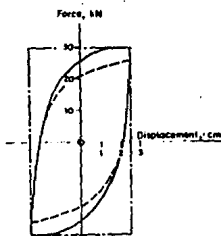


FIGURA V-12  
Curvas histeréticas típicas de un dispositivo DES tipo SOLERAS.

En las experimentaciones realizadas por el Dr. Manuel Aguirre y el Dr. Roberto Sánchez del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se ha encontrado que las dimensiones óptimas para un dispositivo Soleras, son las que se muestran en la figura V-13, en la que se aprecia un radio para doblez de 4.5 cms. y un desarrollo al perno de sujeción de 10 cms.

La última parte del programa experimental involucró la determinación de si el elemento Solera tiene algún efecto viscoso, así como investigar su vida de fatiga en varios ciclos con diferentes amplitudes de

deformación. Para encontrar los efectos viscosos, un par de soleras fueron sujetas a series de ciclos de deformación que difieren solamente en la frecuencia; y la fuerza de carga fue registrada en ciertos puntos durante un ciclo, siendo estos puntos aquellos de diferente velocidad para cada serie. En estas pruebas no se encontraron efectos viscosos apreciables para ciclos de deformación de 1 cm. a ambos lados como máximo, en frecuencias de 0.17 a 1 Hz.

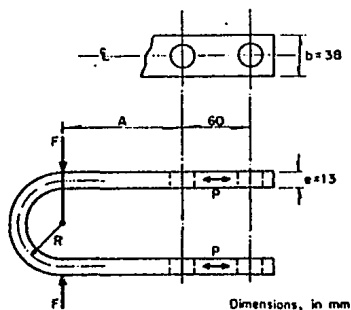


FIGURA V-13.  
Geometría de un dispositivo DES tipo SOLERAS.

La duración por fatiga de estos elementos se investigó empleando un par de ellos por prueba y aplicando ciclos de deformación en una frecuencia de 0.5 Hz. hasta la ruptura de alguno de los elementos.

Dos pruebas fueron realizadas en cada una de las siguientes amplitudes de desplazamiento:  $\pm 0.5$ ,  $\pm 1.0$ ,  $\pm 1.5$ ,  $\pm 2.0$  y  $\pm 2.5$  cms., de donde se obtuvo una gráfica representativa que relaciona la amplitud de desplazamiento con los ciclos a la falla. También se registró durante estas pruebas el aumento de temperatura de los especímenes al final de los primeros 20 ciclos de deformación; esto daría una idea del incremento de la temperatura a ser esperado en las soleras cuando se presentara un evento sísmico. El aumento de temperatura fue también registrado al final de cada prueba, y estas mediciones fueron hechas através de un termómetro digital, cuya medida fue tomada en el punto del espécimen donde se conocía que la

articulación plástica aparecería. Los resultados de estas mediciones se ilustran en la figura V-14.

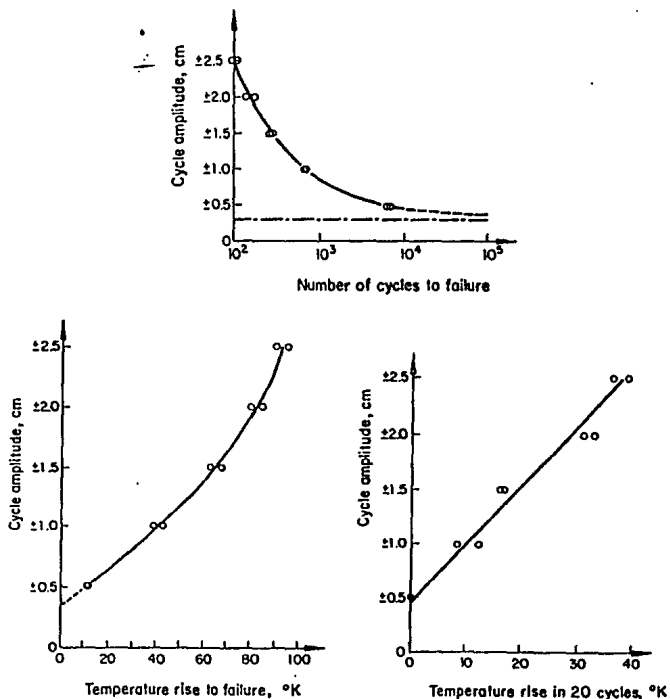


FIGURA V-14.

Resultados obtenidos de pruebas a dispositivos DES tipo SOLERAS.

- (a) Gráfica amplitud de ciclo-ciclos a la falla; (b) Incremento de temperatura en 20 ciclos; (c) Incremento de temperatura al momento de la falla.

Para complementar la última parte del programa experimental, se construyó un prototipo de un amortiguador estructural sísmico y se probó como se ilustra en la figura V-15. Este amortiguador en particular incluye ocho soleras formando virtualmente cuatro "óvalos completos" y dos formando elementos "U", para formar un dispositivo con un equivalente total de 10 elementos "U"; en los que la capacidad máxima de carga de este disipador fue aproximadamente 137 KN, en un desplazamiento máximo de 2.5 cms. en ambas direcciones.

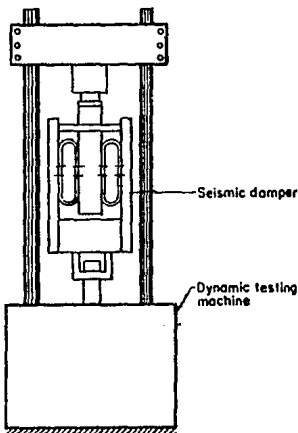


FIGURA V-15.  
Segundo dispositivo para prueba de DES tipo SOLERAS.

Como una cuestión de interés general, se llevó a cabo una prueba para determinar el ciclo histérico para varias amplitudes de desplazamiento, mostrándose los resultados en la figura V-16.

En la figura V-17, se muestra el diagrama carga-desplazamiento como experimentalmente se registró para un óvalo (dos

elementos "U"); y en la figura V-18 se presenta la envolvente de dicho diagrama pero representado con la línea punteada.

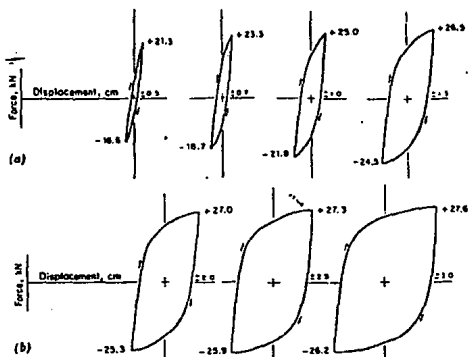


FIGURA V-16.

Ciclos histeréticos para varias amplitudes de un dispositivo DES tipo SOLERAS.

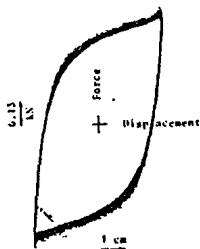


FIGURA V-17.

Diagrama experimental carga-desplazamiento de un dispositivo DES tipo SOLERAS.

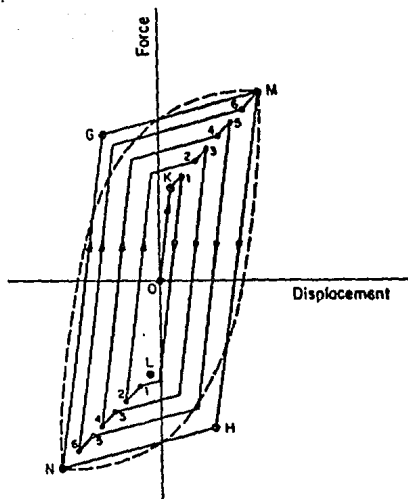


FIGURA V-18.  
Modelo histerético fuerza-desplazamiento para un dispositivo DES tipo SOLERAS.

En esta gráfica la coordenada de desplazamiento del punto "M" es 2.5 cms., el cual es equivalente a  $2e$ , donde "e" es el espesor de la solera a partir de la que el elemento fue fabricado. La coordenada de fuerza para el punto "M" es  $2P$ , donde "P" es la fuerza que se requiere aplicar para generar articulaciones plásticas en un elemento "U", cuyo comportamiento se asume que sea perfectamente plástico, en tal caso el valor de "P" es dado por la siguiente relación:

$$P = M_p / R, \quad \dots(I)$$

pero

$$M_p = \sigma b e^2 / 4, \quad \dots(\text{II})$$

por lo que:

$$P = \sigma b e^2 / 4R. \quad \dots(\text{III})$$

Donde "M<sub>p</sub>" y "σ" son el momento flexionante y el esfuerzo generado por flexión en cada una de las dos articulaciones plásticas respectivamente; R y b están definidas en la figura V-13.

De los resultados experimentales fue estimada la coordenada de desplazamiento del punto K = 0.3 cms., el cual es equivalente a 0.236e; igualmente la coordenada de fuerza del punto "K" se estimó como igual a "P". Por consiguiente, la pendiente de la línea O-K y O-L es 4.24 P/e, y la pendiente de las líneas K-M y L-N es 0.567 P/e.

Una buena aproximación del diagrama punteado que se mostró en la figura V-18 se puede representar por el paralelogramo M-H-N-G, como se esquematiza en la misma, especificando que el área encerrada por el paralelogramo es la misma que la contenida por la línea punteada y también que la pendiente de las líneas M-H y N-G es la misma que la de la línea O-K.

Como un resultado, se encontró que la coordenada del punto "G" es -1.14e para el desplazamiento y 1.58P para la fuerza; por lo que, la pendiente de las líneas G-M y N-H es 0.134 P/e. Es claro que las coordenadas de los puntos K, M, y G, son de la misma magnitud que los puntos L, N y H respectivamente, pero de signo opuesto.

Una estimación cercana de la fuerza "P" puede obtenerse sustituyendo el último esfuerzo del material (σ<sub>u</sub>) por (σ) en la ecuación (III). Por ejemplo, considerar los datos correspondientes a los elementos en "U" usados en todas las pruebas anteriormente referidas, se llegaría a que:

$$2P = 25.9 \text{ KN.}$$

La magnitud promedio de 2P obtenida experimentalmente para el caso de b = 3.81 cms., e = 1.27 cms., y R = 4.5 cms., fue de 28 KN, valor

que es un 8% mayor que el valor teórico de la ecuación (III). Esta correlación entre los resultados experimentales y teóricos puede considerarse dentro de los rangos aceptables.

Como se mencionó anteriormente, una propiedad requerida por los elementos Solera, es que sean capaces de resistir 100 ciclos de  $\pm 2.5$  cms. como máximo desplazamiento. Acorde con el experimento, esta condición es satisfecha adecuadamente cuando el valor del esfuerzo nominal " $\epsilon_n$ " es igual a 0.14 y el valor de A es de 10 cms. según es mostrado de la figura V-13.

Así que, para generalizar en base a la experimentación realizada, para que un elemento "U" resista los 100 ciclos con  $2e$  como máximo desplazamiento, se debe cumplir que:

$$R = 3.57e,$$

y

$$A = 8e$$

considerando que  $\epsilon_n = e / 2R$ .

Sustituyendo estos valores en la ecuación (III) nos queda:

$$P = 0.0700 \sigma_u b e,$$

de donde las pendientes de las líneas básicas del diagrama carga-desplazamiento pueden ser determinadas por dos elementos "U", o bien por un sólo "ovalado continuo", y son como sigue:

La pendiente de O-K, O-L, M-H y N-G es  $0.297 \sigma_u b$ ; la pendiente de G-M y N-H es  $0.00938 \sigma_u b$ ; y la pendiente de K-M y L-N es  $0.397 \sigma_u b$ .

En base a estas pendientes de las líneas o laso histeréticos, el modelo de estudio puede ser construido como se muestra conceptualmente en la figura V-18 para desplazamientos superiores a  $2e$ , considerando que cada uno de los números 1,2,3, etc., refieren a dos puntos cuyas coordenadas son de magnitud similar y de signo contrario.



Con el objeto de modelar un disipador estructural de energía consistente en "n" soleras en "U", cada una de las pendientes dadas debieran ser multiplicadas por "n"; y las coordenadas del desplazamiento de los puntos K,L, M,N,G y H permanecerán intactas.

# **VI.- CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y APLICACION DE DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA.**

## **VI.1.- Forma Estructural.**

En regiones sísmicas es de suma importancia que la forma estructural sea resistente, considerando que no se puede hacer que una forma estructural inadecuada se comporte satisfactoriamente durante un sismo. Para que un diseño proporcione seguridad a una estructura, su forma no debe ser determinada sin disponer de la información necesaria para ello; se debe conocer las consecuencias del daño sísmico, los factores económicos requeridos para resistir ese daño, y el grado de riesgo de los diferentes tipos de estructura en el sitio en cuestión, a fin de hacer una elección adecuada de la forma estructural.

Por supuesto no hay una forma universal ideal para un tipo particular de estructura, pero hay ciertos principios básicos que deben tenerse

en cuenta. En general, una estructura satisfactoriamente sismorresistente debe:

- a) Ser simple,
- b) ser simétrica,
- c) no ser demasiado alargada en planta o elevación,
- d) tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua,
- e) tener miembros horizontales en los cuales se formen articulaciones antes que en los miembros verticales, y
- f) tener rigideces que tomen en consideración las propiedades del suelo.

Un sismo revelará inexorablemente cualquier debilidad estructural, reconocida o no previamente. Las consideraciones anteriores dan al Ingeniero Civil Estructurista la oportunidad de entender el comportamiento sísmico de la estructura y aunque este no sea perfecto, un detallado adecuado de la estructura (en cualquier material), es la mejor garantía de éxito.

Los sismos han demostrado repetidamente que las estructuras más simples tienen la mayor oportunidad de sobrevivir, quizá por dos motivos principales: primero, la habilidad para entender el comportamiento sísmico de conjunto de una estructura por parte del ingeniero es notablemente mayor para una estructura simple que para una compleja; y segundo, la habilidad para entender los detalles estructurales es considerablemente mayor para los detalles simples que para los que sean complicados. Así también la simetría es deseable por las mismas razones.

Es conveniente señalar la importancia de que la simetría sea considerada en ambas direcciones en planta, como se ilustra en la figura VI-1, lo cual es ignorado con frecuencia. La asimetría produce efectos torsionales difíciles de calcular apropiadamente, y que pueden ser muy nocivos.

Mientras más largo sea un edificio en planta, hay mayor posibilidad de que los movimientos sísmicos en sus extremos sean diferentes, lo que puede producir resultados desastrosos. Si para un área dada en planta la forma cuadrada no es satisfactoria por razones arquitectónicas, entonces dos o más edificios separados pueden ser la respuesta. Esto se logra en

ocasiones seccionando un edificio largo en partes, con juntas de movimiento entre ellas, pero esto sólo puede considerarse como una solución parcial, debido a la dificultad de detallar apropiadamente las juntas, que deben tener 100 mm. o más de ancho para evitar que las secciones adyacentes del edificio se golpeen entre sí.





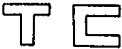



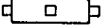
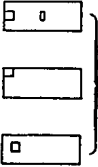
PLANTAS		COMENTARIOS
HAGASE	EVITESE	
		Ideal por comportamiento y análisis
		Buena simetría, análisis menos fácil
		Téngase cuidado del comportamiento diferencial en los extremos opuestos de edificios largos
		Mal por efectos asimétricos
		Aunque simétricas, las alas largas implican problemas en la predicción del comportamiento
		Torres de acceso que se proyectan. Problemas con análisis y detalle
		Asimetría de los miembros resistentes del cortante horizontal Problemas de análisis y torsión

FIGURA VI-1.

Reglas simples de distribuciones en planta de edificios antisísmicos (solamente con un análisis dinámico y el detallado cuidadoso podrían ser violadas estas reglas).

Un aspecto importante del esquema en planta es la inconveniencia de tener ángulos remetidos. Mientras que las plantas con forma de "T" y "L" son doblemente susceptibles, los bloques en "H", aunque simétricos, tampoco deberían ser utilizados. Si la forma de "H" tiene como objeto dar un poco de movimiento a la fachada a través de un pequeño remetimiento, este tipo de planta puede ser adoptado con confianza ya que los efectos de la discontinuidad de los miembros horizontales en las fachadas remetidas pueden ser fácilmente tomados en cuenta y detallados en consecuencia. Los cubos externos para elevadores y escaleras proporcionan peligros similares ya que tienden a actuar aisladamente ante sismos, con concentraciones de fuerza, torsiones y fuerzas desbalanceadas que son difíciles de predecir sin llevar a cabo análisis dinámicos complicados y costosos.

Con respecto a la altura, parece razonable proponer una esbeltez limitada en la mayoría de los edificios: la relación de la altura entre el ancho de la estructura no debe ser mayor de 3, como se muestra en la figura VI-2. Mientras más esbelto sea un edificio peores serán los efectos de volteo en un sismo, y mayores los esfuerzos sísmicos en las columnas extremas, especialmente las fuerzas de compresión por volteo pueden ser bastante difíciles de manejar.

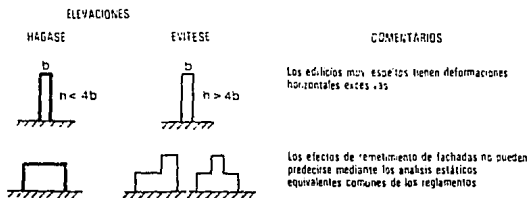


FIGURA VI-2.

Reglas simples para formas en alzado de edificios antisísmicos (solamente con un análisis dinámico y el detallado cuidadoso podrán violarse estas reglas).

En algunos sitios, las condiciones del suelo pueden ser tales que las cimentaciones determinarán en gran parte las proporciones del conjunto y el esquema de la estructura vertical, por razones tanto prácticas como económicas.

El concepto de distribución uniforme y continua de la resistencia está relacionado estrechamente con el de simplicidad y simetría, pues la estructura tendrá la oportunidad máxima de sobrevivir un sismo si:

- a) Los miembros que soportan las cargas están distribuidos uniformemente,
- b) todas las columnas y los muros son continuos y sin remetimientos desde el techo hasta la cimentación,
- c) todas las vigas están libres de remetimientos,
- d) las columnas y las vigas son coaxiales,
- e) las columnas y vigas de concreto reforzado tienen más o menos el mismo ancho,
- f) los miembros principales no cambian de sección repentinamente,
- g) la estructura es tan continua (redundante) y monolítica como sea posible.

Para evaluar las recomendaciones anteriores puede decirse que aunque no son obligatorias han sido bien probadas, y la estructura será más cara y vulnerable si no son tomadas en cuenta.

Aunque puede verse fácilmente que estas recomendaciones dan lugar a estructuras más sencillas de analizar y evitan concentraciones de esfuerzo y torsiones indeseables, se requieren ciertas aclaraciones adicionales. Las restricciones a la libertad arquitectónica implicadas por lo anterior, algunas veces hacen difícil su aceptación. Quizá lo que provoque mayores discusiones desde este punto de vista, sean las de "no interrupción vertical" en la estructura, especialmente porque las fachadas en voladizo y las columnas que soportan muros de cortante son de uso frecuente. Pero los cambios repentinos en la rigidez lateral debido a la altura de un edificio no son prudentes, como se puede observar en la figura VI-3, primeramente porque aún con los análisis computarizados más sofisticados y caros los esfuerzos sísmicos no pueden ser determinados adecuadamente; y segundo, en el estado actual de conocimiento probablemente no pueda detallarse la

estructura adecuadamente en los lugares susceptibles, aún si se conocieran las fuerzas implicadas.

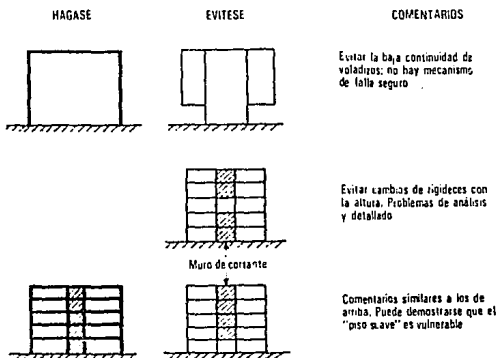


FIGURA VI-3.

Reglas simples para marcos verticales en edificios antisísmicos.

Esto conduce naturalmente a la reconsideración del concepto llamado "piso suave". En principio es ventajoso aislar la estructura de movimientos excesivos del suelo mediante alguna clase de estrato suave. Se ha propuesto que una estructura básicamente rígida podría estar protegida de vibraciones de periodo corto haciendo que las columnas del piso inferior sean relativamente flexibles. Desafortunadamente, muchos edificios modernos de este tipo no se han comportado bien ante sismos. Estudios recientes han mostrado que el concepto de piso suave presenta problemas tanto teóricos como prácticos, y los ingenieros experimentados en los Estados Unidos, Nueva Zelanda y otros países están en contra de dicho concepto. Se ha encontrado que en el primer piso se requieren un nivel de fuerza de fluencia muy bajo y un mecanismo de fluencia esencialmente plástico perfecto; también que la capacidad al desplazamiento requerida por el mecanismo del primer piso es muy grande.

También se recomienda que en las estructuras de concreto reforzado las vigas y columnas sean de ancho similar. Esto facilita el buen

detallado y ayuda a la transferencia de momentos y cortantes a través de las uniones de los miembros. Se han encontrado que las vigas muy anchas y de poco peralte fallan cerca de las uniones con columnas de tamaños normales y actualmente hay un gran desconocimiento del comportamiento de tales uniones, tal y como se aprecia en la figura VI-4.

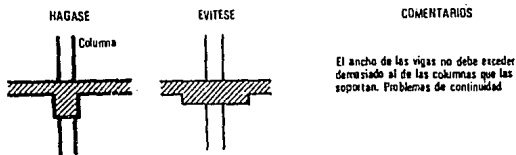


FIGURA VI-4.

Regla simple para anchos de vigas y columnas en edificios antisísmicos de concreto reforzado.

Otro aspecto que amerita ser considerado aparte es el que una estructura debe ser tan continua como sea posible. La resistencia sísmica de una estructura diseñada económicamente, depende de su capacidad para absorber energía, principalmente bajo deformaciones plásticas sucesivas de sus miembros. Mientras más continua y monolítica sea una estructura, habrá más articulaciones plásticas y rutas de cortante y compresión para absorción de energía. Por eso es tan difícil hacer que las estructuras de concreto precolado trabajen adecuadamente para movimientos debidos a sismos fuertes.

El lograr que las juntas sean monolíticas y continuas no sólo es importante en cuanto a la absorción de energía; se evitan también frecuentes fallas locales serias debidas a altos esfuerzos locales engendrados por los grandes desplazamientos y rotaciones causadas por sismos. Este problema puede surgir en lugares tales como conexiones entre vigas principales y losas o vigas secundarias, y entre vigas y columnas o ménsulas.

En estructuras de edificios a base de marcos es un requisito sísmico fundamental el que los miembros horizontales fallen antes que los verticales. Esta disposición permitirá el retraso del colapso total de una estructura y puede salvar muchas vidas. Las vigas y losas generalmente no



fallan aún después del daño severo en los lugares en que se forman las articulaciones plásticas, mientras que las columnas sufrirán el colapso rápidamente bajo su carga vertical, una vez que haya ocurrido suficiente aplastamiento del concreto. Esto significa, por ejemplo que las vigas peraltadas continuas sobre columnas ligeras, no son apropiadas en regiones sísmicas, como puede verse en la figura VI-5.

Si por razones arquitectónicas son necesarias las vigas peraltadas hacia abajo o hacia arriba, su peralte efectivo debe ser reducido sustancialmente por medio de una abertura profunda que permita el movimiento a cada lado de todas las columnas.

En el pasado ha habido gran polémica sobre un aspecto fundamental en el diseño estructural, sin que se haya llegado aún a una conclusión: como qué tipo de estructuras deben construirse, estructuras rígidas o estructuras flexibles. La discusión gira alrededor del hecho de que si el movimiento local del suelo tiene frecuencias cercanas a la frecuencia natural del edificio, entonces la estructura sufrirá el máximo daño. Si el subsuelo local filtrara muchas de las altas frecuencias del movimiento del suelo (como en la Ciudad de México), entonces una estructura rígida debería estar sujeta a fuerzas sísmicas más bajas que una estructura flexible, y viceversa.

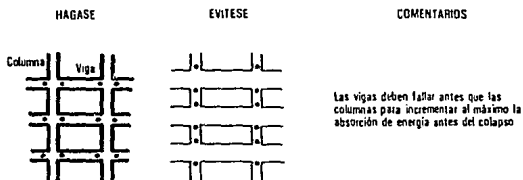


FIGURA VI-5.  
Regla simple para relación entre resistencias de columnas y vigas en marcos antisísmicos.

Pero además del efecto de resonancia con el suelo, hay dos corrientes predominantantes, la escuela de la estructura rígida y aquella que favorece a las estructuras flexibles. En los principios de los 70's se alegaba

que en San Francisco predominaba normalmente la preferencia por las estructuras flexibles, mientras que en Los Angeles las estructuras rígidas estaban en boga, aunque ambas ciudades tienen condiciones de suelo similares.

Los argumentos principales en pro y en contra de cada forma de la estructura pueden resumirse como:

a) Para el caso de las estructuras flexibles, entre sus ventajas puede enunciarse que son especialmente apropiadas para sitios con periodo corto, la ductilidad es más fácil de lograr, y son más fáciles de analizar; y las desventajas son que entregan respuesta alta en sitios de periodo largo, los marcos flexibles de concreto reforzado son difíciles de reforzar, los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis, además que son difíciles de detallar.

b) Para el caso de las estructuras rígidas, como ventajas puede decirse que son apropiadas para sitios de periodo largo, es más fácil colocar elementos rigidizantes, y sus elementos no estructurales son más fáciles de detallar; y los contras son que la respuesta es alta en sitios de periodo corto, la ductilidad apropiada no es fácil de lograr con seguridad, y son sistemas más difíciles de analizar.

Una dificultad al sopesar los pros y contras de las estructuras flexibles y rígidas, proviene de la ausencia de definiciones claras de los términos "flexible" y "rígida". Quizá lo más que pueda decirse actualmente es que una estructura es más rígida o menos flexible que otra.

Considérese ahora algunas formas estructurales corrientes; las estructuras flexibles pueden ser ejemplificadas por muchos edificios de vigas y columnas, donde los elementos no estructurales han sido separados cuidadosamente de los marcos. No existen elementos de cortante significativos reales o potenciales, todas las divisiones y los muros de relleno están aislados de los movimientos de marcos, y aún los muros de cortante de elevadores y de escaleras están separados de aquellos completamente. El recubrimiento está montado sobre soportes deslizantes que giran (material no corrosivo). Este tipo de marco, completamente dúctil, es muy popular actualmente en Japón, Nueva Zelanda y California.

Además de los puntos ya enlistados como pros y contras de estructuras, aún existen ciertas desventajas adicionales; el desplazamiento lateral de piso a piso y el desplazamiento permanente pueden ser excesivos después de un sismo moderado. En estructuras de concreto reforzado el detallado de los nudos es muy complicado, no hay redundancia oculta (margen de seguridad extra) proporcionada por los elementos no estructurales como ocurre en la construcción tradicional.

La flexibilidad modificada, es buscada deliberadamente por algunos ingenieros al incorporar muros de cortante limitados en una estructura de marcos, produciendo lo que es todavía una estructura relativamente flexible de periodo largo. Se piensa que los muros de concreto reforzado deberían estar incluidos en un mayor número de edificios a base de marcos, pues esto podría reducir el desplazamiento lateral, reducir los problemas de detallado de las juntas de concreto reforzado, ayudar a asegurar que la plasticidad se desarrolle uniformemente en la estructura, y podría prevenir las fallas de columnas por desplazamiento lateral debidas al efecto P- $\Delta$  que como ya ha sido descrito, es una flexión secundaria que resulta de las descargas verticales y de los desplazamientos laterales.

En conclusión puede decirse que en situaciones puede optarse por una estructura rígida, y en otras por una estructura flexible, según el criterio de los ingenieros lo decidan, pero las ventajas de las dos formas necesitan consideraciones cuidadosas, cuando se tien que escoger alguna de ellas.

Aunque la forma de la subestructura debe tener influencia fuerte en la respuesta sísmica de estructuras, comparativamente se han hecho pocos estudios sobre este tema, pero las siguientes anotaciones pueden considerarse de manera general como una buena práctica:

La regla básica en relación con la resistencia sísmica de la subestructura es que debe buscarse su acción integral en vibraciones telúricas. Esto requiere de una consideración adecuada de las características de respuesta dinámica de la superestructura y del subsuelo. Si se ha elegido una buena forma sismorresistente para la superestructura, entonces, al menos la forma en planta de la subestructura es probable que sea adecuada, esto es:

- a) Las cargas verticales serán simétricas,
- b) los efectos de volteo no serán demasiado grandes,
- c) la estructura no será demasiado larga en planta.

De la misma forma que con el diseño no sísmico, la naturaleza del subsuelo determinará la profundidad mínima de las cimentaciones. En áreas sísmicas esto implicará la consideración de los siguientes factores:

- 1.- La transmisión de los cortantes horizontales de la base de la estructura al suelo,
- 2.- La previsión de los momentos sísmicos de volteo, por ejemplo, con pilotes de tensión,
- 3.- Asentamientos diferenciales,
- 4.- Licuación del subsuelo, y
- 5.- Los efectos de la profundidad de desplante en la respuesta sísmica.

Los efectos de la profundidad de desplante aún no han sido del todo comprendidos, pero puede hacerse alguna consideración de este efecto en los análisis de interacción suelo-estructura, o cuando se determine en qué nivel se aplicará la carga sísmica de entrada para el análisis de la superestructura.

## **VI.2.- Colocación de Disipadores de Energía Sísmica.**

Como ya ha sido expuesto, el empleo de los Disipadores de Energía Sísmica (DES), conlleva el adicionar a una estructura convencional, características moderadas de rigidez y de amortiguamiento controlado, dado a que se incluye junto con ellos un sistema de rigidización como puede ser por ejemplo, el planteado en este trabajo: el sistema de "Y" invertida; sin embargo, este recurso debe ser visto como un método que redituará en una construcción sismorresistente más económica, y sin sacrificar ningún requerimiento en cuanto a seguridad sísmica se refiera. Por esta razón, al

incluir a un diseño sísmico el manejo de estos dispositivos, es muy conveniente el no dejar de cumplir con las recomendaciones expuestas en lo referente a las formas y tipos de estructuración de edificios, en especial a lo que respecta al uso de sistemas de rigidización, es decir, como este sistema de Disipadores de Energía Sísmica (DES) requiere que la estructura inherentemente se rigidice, debe cuidarse los lugares en los que se implementará el sistema marco-rigidizador-disipador, procurando indudablemente que tanto los marcos superiores como inferiores de aquellos en los que se coloque este sistema, también lo posean, para así procurar el principio de continuidad estructural.

Una cuestión preponderante a definir durante la etapa de análisis y diseño estructural, será: ¿Cuántas crujías serán dispuestas con Disipadores de Energía Sísmica en cada entrepiso de la estructura?, ¿Cuáles serán?, y sin duda la manera en que será sujeto ó ligado a la estructura el sistema \*DES-"Y" invertida\*, dependiendo si estamos hablando de una edificación nueva, o de una a ser reparada o reestructurada, pues esto nos dará los parámetros a respetar para que el funcionamiento del conjunto de elementos estructurales sea lo más eficiente posible, y poder hacer uso de la capacidad dúctil del edificio; aunque este punto todavía se encuentra en etapa de definición experimental, y realmente no existe mucha facilidad para recorrer este camino de investigación; debe someterse aún este sistema innovador a una serie de pruebas experimentales exhaustivas, bien controladas y fijando las variables paramétricas de medición, que puedan indicarnos la manera más adecuada de estudiar, diseñar e implementar un dispositivo Disipador de Energía Sísmica. Sin embargo, podemos afirmar que mientras se preserven los principios y criterios básicos para el diseño de estructuras sismorresistentes, y se conjunten coherentemente con las capacidades de rigidez y amortiguamiento que proporcionan estos sistemas, podrá esperarse un buen desempeño sísmico de los conjuntos estructurales.

Por otra parte, siempre es necesario considerar, evaluar y ponderar adecuadamente los factores económicos de proyecto, para apreciar la factibilidad que se tiene para incluir este sistema en una estructura, y en qué número serán colocados los sistemas marco-rigidizador-disipador; pues de ninguna manera será válido el pagar un precio excesivo por esta tecnología de sismorresistencia. De manera práctica, ha sido definido que el costo de los insumos que se deben adicionar a algún proyecto, ya sea para su

construcción como obra nueva, o bien para su reparación, éste no debe sobrepasar el 25% del costo del proyecto original, con la venia de obtener a cambio un incremento sustancial medible en cuanto a las mejoras que sean incluidas y también lógicamente a la seguridad estructural lograda. Si estos costos son mayores que este parámetro, cabría el pensar que es más adecuado diseñar secciones estructurales más robustas y con un mayor contenido de acero para adicionar mayor resistencia a la edificación, en vez de incursionar en un campo en el que aún no hay tanta información disponible. En cuanto al costo de esta tecnología sismorresistente, los autores que han trabajado con estos sistemas han reportado que por concepto de contravientos metálicos usados como rigidizantes, su fijación a la estructura, reforzamientos que se requieran hacer en columnas donde confluyen éstos, y la fabricación y colocación de los dispositivos DES necesarios, se asciende a un promedio de 120 dólares por cada metro cuadrado de construcción de la estructura original; que si lo evaluamos para el caso de edificaciones estructuralmente convencionales, de cierta importancia dado a su uso, y con un costo de construcción medio-alto entre 500 y 600 dólares por metro cuadrado de construcción, puede sin duda el concluirse entonces que realmente vale la pena emplear estos sistemas de disipación energética sísmica, pues con un costo adicional entre el 20 y el 25%, puede lograrse un incremento de resistencia incluso de hasta un 100%. Ahora bien, si consideramos que esta inclusión también puede redituar beneficios tales como el logro de tener elementos estructurales un poco menos robustos, y por ende una estructura menos pesada, se apreciaría también un ahorro sensible que tal vez pudiera ser de hasta un 10% inclusive; razón por demás importante para detenernos a pensar detenidamente en este tipo de tecnología para lograr así construcción de edificaciones económicas por una parte, y altamente seguras por la otra.

Resulta interesante pensar cuál será el desarrollo de los sistemas que emplean la disipación de energía sísmica como argumento contundente para mejorar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales; considerando que necesitamos enfocar nuestra atención al tratar de entender una teoría que nos resulta del todo evidente: "Si un movimiento telúrico, es el resultado de la liberación de grandes cantidades de energía sísmica, que se traducen en deformaciones estructurales, entonces, todos los elementos que deben resistir este efecto, deben manifestar capacidad para absorber esta energía, tratando de disiparla de la mejor manera posible, independientemente de que esta

capacidad represente o no daño estructural, pero evitando siempre el daño físico de las personas”.

Los estudios especiales relacionados con el diseño sismorresistente de las edificaciones y el entendimiento cabal del fenómeno sísmico son absolutamente indispensables en los lugares donde los temblores se hacen sentir con una frecuencia agobiante; los terremotos presentan retos permanentes a todas las disciplinas ingenieriles que están relacionadas con las estructuras, su función social y humana, su ciclo económicamente útil y su función estratégica. Por ello los Ingenieros Civiles Estructuristas deben comprender a fondo su función social en lo tocante a la mitigación del daño sísmico tanto en las edificaciones como en las obras generales de tipo civil; estar alertas e instruirse sobre las nuevas tendencias del diseño sismorresistente que innoven las teorías más tradicionales y ortodoxas.

El intercambio de experiencias entre quienes estudien esta apasionante rama de nuestra profesión, quienes investigan estos sistemas disipadores de energía sísmica, y quienes los implementan y los construyen, vendrán a contribuir enormemente en el desarrollo y mejoramiento de la sismorresistencia, así como de su uso eficiente, eficaz, económico y seguro en las edificaciones del mañana.

## VII.- CONCLUSIONES.

Los constantes ataques sísmicos que las ciudades densamente pobladas en el mundo han sufrido, han hecho que numerosos equipos de investigación de muchas nacionalidades entre los que destacan Norteamericanos, Japoneses, Neo Zelandeses y Mexicanos, se den a la ardua labor de buscar nuevos materiales, métodos y dispositivos que conduzcan a un mejor desempeño sísmico de edificios, o bien de cualquier tipo de estructura que sea sometida a una excitación vibratoria externa. Hay una creciente necesidad de evaluar la seguridad sísmica de estas estructuras, ya sea que hayan sido diseñadas con reglamentos obsoletos, o bien que hayan sido dañadas en temblores previos; sin embargo, aún no se ha establecido ningún procedimiento sistemático debido a la corta historia de la investigación en esta materia.

Los estudios que hasta la fecha se han ejecutado, han conducido al establecimiento de procedimientos simplificados y "a priori" para evaluar en poco tiempo la seguridad sísmica en edificios de poca altura (hasta de cinco niveles); primeramente, esta seguridad se estima mediante una técnica analítica sencilla, como puede ser el método del Portal por ejemplo, si la estructura no satisface el requerimiento de seguridad especificado, se analiza de nueva cuenta con una técnica más rigurosa y exacta, como puede ser el empleo del método de las Rigideces. La seguridad se define en términos de la reparabilidad siguiendo perturbaciones sísmicas de mediano tamaño, así como la ausencia de colapso durante las perturbaciones sísmicas destructivas.

Cuando una estructura ha sido dañada por un sismo, ésta debe ser reparada de manera tal que se garantice el lograr o exceder su nivel original de resistencia para que sobreviva a temblores futuros. Los edificios reparados deben siempre satisfacer los requerimientos de reglamentos vigentes, aunque la reparación puede resultar costosa; debiéndose entonces



**de tomar la decisión final de si se repara una estructura o no, y en caso de ser afirmativo, ¿cómo se debe reparar?; será necesario por lo tanto, hacerse un estudio financiero a la luz de la economía total del proyecto.**

**Entre los métodos típicos de reparación y/o de reforzamiento, puede mencionarse los siguientes:**

- 1.- Demolición de elementos dañados y reemplazo de los mismos por elementos nuevos.**
- 2.- Engrosamiento ó agrandamiento de elementos estructurales.**
- 3.- Adición de nuevos muros de cortante y columnas.**
- 4.- Conversión de conexiones de cortante en conexiones para resistir momentos.**
- 5.- Reducción de la masa de la estructura demoliendo los pisos superiores.**
- 6.- Sustitución de materiales de construcción.**
- 7.- Colocación de contravientos para rigidizar la estructura original.**

**Pero, por otra parte, debe considerarse que una modificación sustancial a la estructura puede implicar un reforzamiento de la cimentación, por ello es necesario que al optar por algún método de reparación, o bien de construcción de una estructura, este no implique sobrecargarla en ninguna zona, no reducir sus espacios, ni tampoco cambiar su aspecto arquitectónico; por ello, es recomendable emplear el sistema Marco-Contraviento-Disipador, dado a que este método ha demostrado adicionar rigidez y amortiguamiento moderados a la estructura, sin representar un incremento fuerte en la masa, ni sacrificando cuestiones arquitectónicas importantes. En especial se recomienda el uso de Contravientos en "Y" invertida, dado a que con ellos no sólo pueden reforzarse marcos de extremos en edificios, sino también marcos interiores, ya que permite hacer accesos a través de ellos sin ninguna complicación.**

El Ingeniero Civil Estructuralista, al realizar análisis y diseños de refuerzos para edificios, preferentemente debe procurar que sus recomendaciones para este fin no impliquen una recimentación de la estructura, para el caso de que se trate de un estudio de un edificio ya existente o dañado por la ocurrencia de un evento sísmico; esto porque resulta muy difícil llevar a cabo una reestructuración del desplante por lo complejos que son los procedimientos constructivos, además de peligrosos, y lo que se logra ahorrar económicamente con algún método de refuerzo, se pierde, y por el contrario, los trabajos constructivos se encarecen.

Por otro lado, y de manera general, podemos afirmar que cualquier tipo de DES es muy eficiente, dado a que cualquiera puede disipar por lo menos un 25% de la energía que se induce a una estructura durante un sismo, y algunos pueden absorber por deformación hasta el 75% de la energía total disipada por el sistema, reeditando esto en un aumento sustancial a la seguridad sísmica de la misma, además que los sistemas que incluyen DES resultan ser muy económicos para los resultados que se espera obtener de ellos.

También es importante tomar conciencia que una estructura que es reforzada, debe ser vigilada y monitoreada constantemente para verificar su nuevo comportamiento, y tener en cuenta que sus partes metálicas deben protegerse de la corrosión, por ello, si se opta por un sistema Marco-Contraviento-Disipador, debe procurarse que todas sus partes sean tratadas, impregnadas con "micro-primer", y bien pintadas para evitar esta situación, además que esto ayuda para su monitoreo, pues se existiese algún desplazamiento o deformación importante en el sistema, se reflejará en pequeñas grietas en las capas de pintura y de "micro-primer".

A pesar de todo lo expuesto en este campo, aún existen muchos caminos por andar, no debemos olvidar que la investigación experimental está aportando nuevas técnicas de construcción, refuerzo y reestructuración de edificios; aporta nuevas características de materiales de construcción con propiedades amortiguadoras y por ende, disipadoras de energía.

Sin duda, una herramienta poderosa son las Pruebas Experimentales en Línea (PEL), pues mediante su uso puede predecirse de manera experimental, económica y a escala inclusive natural, el

comportamiento real de una estructura durante un sismo; además que es la manera más práctica en la actualidad para definir el comportamiento y diseño de un DES; y a través de estas pruebas, puede concluirse la capacidad de disipación de estos dispositivos. Por otra parte, puede estudiarse los efectos de un sismo en una estructura rígida, descubrir nuevas técnicas de refuerzo y su conveniencia tanto técnica como económica para implementarse en estructuras por construir, ya existentes, o dañadas, para proveer al hombre de sistemas más seguros que logren su protección y supervivencia ante eventos sísmicos severos como los que han atacado a ciudades importantes y muy pobladas como son Chile, México, California, y Tokio entre otras.

A pesar que el método experimental definido como más real en cuanto al análisis dinámico de un espécimen estructural es el de la mesa vibradora, las Pruebas Experimentales en Línea (PEL) redituán como un método experimental que aporta información valiosa respecto del estudio y del modelo experimental en cuestión, de manera más económica y menos compleja de lo que resulta ser el método de la mesa vibradora. Las PEL aportan muchas ventajas, entre la que destaca la de poder detener la prueba en un momento dado sin que desaparezcan las cargas que se están aplicando, pues son producidas por un sistema de actuadores laterales, cosa que si detuvieramos una prueba en mesa vibradora, inmediatamente desaparecerían el sistema de fuerzas; esto nos permite hacer observaciones directas de los efectos sufridos y en un caso dado hacer inclusive correcciones que sean necesarias. También el hecho que la prueba sea manejada y controlada por una computadora es de gran utilidad, pues se permite el tomar varias lecturas de las deformaciones y/o desplazamientos que sufre el espécimen en todos sus puntos de interés, almacenar estos datos para hacer estudios posteriores y seleccionar aquellos que sean adecuados para tomar los parámetros de control. Sin embargo, la peculiaridad de no lograr pruebas a escala de tiempo real es aún una desventaja, pero los avances tecnológicos en este campo se dan rápidamente día a día, y tal vez muy pronto pueda contarse con equipo especializado y lo suficientemente rápido para poder ejecutar pruebas a escalas reales del tiempo y con lineamientos amplios de seguridad y control.

El diseño sismorresistente de edificios, si bien ha dado buenos resultados con la tecnología conocida hasta la fecha, está un tanto alejado de ser un arte cabalmente dominado. Los Ingenieros Civiles que estamos

involucrados de alguna manera en el estudio, diseño y enseñanza de esta área tan especializada, nos seguiremos enfrentando a casos nuevos y a experiencias de sismos intensos que ocurrirán en regiones densamente pobladas, con características diferentes a las esperadas y que, como consecuencia, causan daños a las construcciones y generan pérdidas de vida que nuestra tecnología no ha podido aún evitar completamente, pues como reza un viejo refrán: "Nadie ha visto jamás la creciente más grande ni el sismo más intenso .....".

Aún existen ignorancias extensas y limitaciones muy marcadas respecto del conocimiento en el área de la Ingeniería Sísmica, y por ello siempre resulta de mucha utilidad analizar las características de los principales sismos que hasta la fecha han afectado las extensas regiones del Globo Terrestre, estudiando sus peculiaridades y sus efectos, para tratar de resolver nuestras deficiencias en el diseño sismorresistente de edificios, y de esta manera poder consolidar prácticas constructivas y de refuerzo que sean además de eficientes, seguras, y por consiguiente que conduzcan a la salvaguarda del entorno de la edificación, y sobre todo de vidas humanas.

## **BIBLIOGRAFIA.**

- 1.- INTRODUCCION A LA MECANICA DE SOLIDOS, Egor P. Popov, Ed. Limusa Noriega, México, 1990. p.p. 652.
- 2.- APUNTES DE ANALISIS ESTRUCTURAL I, José Luis Camba C., Francisco Chacón G., Francisco Pérez A., Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, México, 1987. p.p. 132.
- 3.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS PARA INGENIEROS Y ARQUITECTOS, D. J. Dowrick, Ed. Noriega Limusa, México, 1990. p.p. 410.
- 4.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES, Minoru Wakabayashi y Enrique Martínez Romero, Ed. Mc. Graw Hill, México, 1990. p.p. 418.
- 5.- MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS, Enrique Bazán Zurita y Roberto Meli Piralla, Ed. Limusa, Grupo Noriega Editores, México, 1990. p.p. 241.
- 6.- PRUEBAS DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA, Manuel Aguirre Gándara y Roberto Sánchez Ramírez, Publicación de Construcción y Tecnología, Marzo de 1989.
- 7.- PSEUDODYNAMIC TEST METHOD FOR SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION: THEORY AND IMPLEMENTATION, Pui-Shum B. Shing and Stephen A. Mahin, Report to the National Science Foundation, Washington, D.C., from the Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Ca., U.S.A., January 1984. p.p. 162.
- 8.- EXPERIMENTAL ERROR PROPAGATION IN PSEUDODYNAMIC TESTING, Pui-Shum B. Shing and Stephen A. Mahin, Report to the National Science Foundation, Washington, D.C., from the Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Ca., U.S.A., June 1983. p.p. 175.

9.- DEVELOPMENT OF SUBSTRUCTURING TECHNIQUES FOR ON-LINE COMPUTER CONTROLLED SEISMIC PERFORMANCE TESTING, Stephen N. Dermitzakis and Stephen A. Mahin, Report to the National Science Foundation, Washington, D.C., from the Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Ca., U.S.A., February 1985. p.p. 153.

10.- EXPERIMENTAL STUDY OF 1/10 SCALED R/C FRAMES RETROFITTED WITH STEEL FRAMED Y-SHAPED BRACING SYSTEM, Nakano Yoshiaki, Kumazawa Fumitoshi, Katsumata Hideo, Seki Matsutaro and Okada Tsuneo, Report to the Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Tokio, Japan, and to the Institute of Industrial Science, University of Tokio, Japan.

11.- STUDY ON EARTHQUAKE RESPONSE OF TWO-STORIED STEEL FRAME WITH Y-SHAPED BRACES, Katsumata Hideo, Seki Matsutaro, Uchida Hiraku and Takeda Toshikazu, Report to the Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Tokio, Japan. 1988.

12.- DEVELOPMENT OF COMPUTER-ACTUATOR ON-LINE TEST SYSTEM FOR HIGH STIFFNESS STRUCTURES, Katsumata Hideo, Seki Matsutaro and Uchida Hiraku, Report to the Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Tokio, Japan. 1990.

13.- ADDED DAMPING AND STIFFNESS (ADAS) STRUCTURAL ELEMENTS, Report of the CounterQuakke Corporation, Specializing in Energy Dissipation Systems, Redwood City, Ca., U.S.A. 1990.

14.- STRUCTURAL SEISMIC DAMPER, Manuel Aguirre and Roberto Sánchez, Publication of the Journal of Structural Engineering, vol. 118, No. 5, May 1992.