



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

## PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTA DE INGENIERÍA

**FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA DE  
SISTEMAS ESTRUCTURALES CON ELEMENTOS  
DISIPADORES DE ENERGÍA.**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**JOSÉ GUADALUPE RANGEL RAMÍREZ**

TUTOR:

**DR. LUIS ESTEVA MARABOTO**

**2007**



## **JURADO ASIGNADO:**

**Presidente:** Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

**Secretario:** Dr. Orlando Javier Díaz López

**Vocal:** Dr. Luis Esteva Maraboto

**1er. Suplente:** Dr. Eduardo Reinoso Angulo

**2do. Suplente:** Dr. Jaime García Pérez

**Lugar o lugares donde se realizó la tesis:**

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

**Dr. Luis Esteva Maraboto**

---

**FIRMA**

*Ami Amá y Apá*  
*Amis hermanos*  
*Ami Tía Chabela*

*¡Gracias!*

*A Dios y Virgen de Guadalupe por poner tanta gente buena, instituciones  
y circunstancias en mi camino.*

*A mis Padres, José Guadalupe Rangel Montante y Mercedes Ramirez  
Aguilar.*

*A mis hermanos, Edna, Edith, Elizabeth, Edgar y Roberto*

*A mi sobrino Robertito*

*A mi tía Isabel Rangel Montante y su familia, Ismael, Juanita,  
Gerardo, Oscar y Claudia.*

*A las familias Rangel Montante y Ramirez Aguilar*

*Al Dr. Luis Esteva Maraboto,*

*Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez,*

*Dr. Orlando Díaz López,*

*Dr. Jaime García Pérez y*

*Dr. Eduardo Reinoso Angulo.*

*A mis amigos de y en, Veracruz, Tamaulipas y Nuevo León.*

*A mis amigos del Instituto de Ingeniería de tantos lugares de México.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por la ayuda económica.*

**“Los pensamientos son frustrados donde no hay consejo;  
mas en la multitud de consejeros se afirman.”**

**“Sin consulta, los planes se frustran,  
pero con muchos consejeros, triunfan.”**

**Proverbios 15:22**

# CONTENIDO

<b>DEDICATORIA</b>	i
<b>AGRADECIMIENTOS</b>	ii
<b>CONTENIDO</b>	iii
<b>RESUMEN</b>	v
<b>ABSTRACT</b>	v
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo	1
<b>2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	2
2.1 Planteamiento general	2
2.1.1 Alcance	2
2.1.2 Metodología general	3
2.2 Casos estudiados	3
2.2.1 Modelos de sistemas estructurales	4
2.2.1.1 Sistemas estructurales convencionales	4
2.2.1.2 Sistemas estructurales con disipadores de energía	5
2.2.2 Excitaciones sísmicas	7
<b>3. MARCO TEÓRICO</b>	8
3.1 Elementos disipadores de energía	8
3.1.1 Disipadores de energía dependientes de desplazamiento	8
3.1.1.1 Sistemas de fricción	8
3.1.1.2 Sistemas histeréticos	10
3.1.2 Disipadores de energía dependientes de la velocidad	11
3.1.2.1 Sistemas visco-elásticos	11
3.1.2.2 Sistemas viscosos	13
3.2 Modelos analíticos	13
3.2.1 Modelos de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado.	13
3.2.1.1 Curva envolvente	14
3.2.1.2 Modelo de daño	14
3.2.1.3 Reglas de modelo de comportamiento histerético (M-0)	15
3.2.2 Elementos disipadores de energía	16
3.2.2.1 Curva de fatiga	16
3.3 Simulación de las estructuras	17
<b>4. DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS.</b>	19
4.1 Diseño estructural	19
4.1.1 Diseño de los sistemas estructurales utilizados	19
4.1.2 Elementos disipadores de energía	20
4.1.3 Interacción suelo-estructura.	23
4.2 Análisis estructural	24
4.2.1 Análisis de empuje lateral pseudo-estático	25
4.2.2 Análisis dinámico no-lineal paso a paso	26
<b>5. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD</b>	27
5.1 Metodología de evaluación de la confiabilidad de los sistemas estudiados.	27
5.2 Función de esperanza: Z	28

5.3 Índice de confiabilidad: $\beta$	32
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	39
<b>REFERENCIAS</b>	40
<b>APÉNDICE</b>	45
A. Sistemas estructurales	45
A.1 Periodos de las estructuras	45
A.2 Interacción suelo-estructura	47
A.3 Rigidez de modelos	50
A.4 Excitaciones sísmicas	54
B. Análisis de empuje lateral pseudo-estático	56
B.1 Análisis de empuje lateral	56
B.2 Resultados de análisis de empuje lateral.	58

## **RESUMEN**

Las normas vigentes de diseño sísmico están orientadas al logro de construcciones que posean niveles adecuados de seguridad ante las intensidades máximas probables que puedan afectarlas, así como al control de los daños ante intensidades moderadas y bajas, asociadas con periodos de recurrencia cortos. En general, dichas normas no tratan explícitamente con estructuras con disipadores de energía (EDE's), ni con la relación entre requisitos de diseño y confiabilidad sísmica. El propósito principal de esta tesis es evaluar la confiabilidad sísmica de edificios con EDE's diseñados para las mismas fuerzas laterales que los edificios convencionales y compararla con la que caracteriza a estos últimos. La metodología utilizada para la evaluación de la confiabilidad comprendió un método de segundos momentos probabilísticos y la evaluación del daño por medio de desplazamientos y demanda de ductilidad bajo excitaciones dinámicas. Estas excitaciones fueron acelerogramas reales escalados del sitio SCT. Los sistemas estructurales empleados fueron edificios de 10, 15 y 20 niveles con porcentaje de aportación de rigidez y resistencia de elementos disipadores de energía de 0, 25 y 50. Cada edificio fue diseñado de acuerdo con el reglamento de construcción del Distrito Federal. Se consideró la interacción suelo-estructura tanto para el diseño estructural como para los análisis no-lineales. Por medio de simulación Monte Carlo se consideró la influencia de las incertidumbres relacionadas con las propiedades estructurales y excitación externa. De los resultados obtenidos se encontró que conforme el nivel de aportación de rigidez y resistencia de elementos disipadores de energía se incrementa, el daño estructural decrece, elevando el margen de seguridad. La metodología y criterios utilizados para la evaluación de la confiabilidad, permite obtener funciones que relacionan parámetros importantes como la intensidad del sismo y resistencia estructural con la confiabilidad sísmica.

## **ABSTRACT**

Current seismic design regulations are oriented to the achievement of constructions possessing adequate safety levels in the face of the maximum probable earthquake intensities that may affect them, as well as to the control of damage under the action of moderate and low intensities, associated with short return intervals. In general, those regulations do not deal explicitly with structures with energy-dissipating devices (EDD's), nor do they present explicit relations between design requirements and quantitative indicators of structural reliability. The main purpose of this thesis is the evaluation of the seismic reliability of buildings with EDD's designed for the same lateral forces specified for conventional buildings and to compare it with that typical of the latter systems. The criteria and methods applied are based on a second-moment probabilistic approach to structural reliability, together with damage evaluation criteria based on displacement and ductility demands in response to seismic excitations. These were scaled ground motion time histories recorded at the SCT site in Mexico City during a number of earthquakes during the last decades. The structural systems studied included ten-, fifteen- and twenty-story buildings, considering the contribution of EDD's to the lateral strength and stiffness of each system equal to 0, 25 and 50 percent of the total. Each building was designed in accordance with the Federal District's seismic regulations. Soil-structure interaction was taken into account, both at the design stage and in the analysis of nonlinear dynamic response. Monte Carlo simulation was used in order to account for uncertainties associated with structural properties and with the ground motion time histories. The results show that damage levels decrease as the relative contribution of EDD's to the system capacity increases, thus raising the safety level. The criteria and methods applied for the evaluation of the seismic reliability index permit obtaining functions relating important parameters, such as seismic intensity and structural capacity with a quantitative indicator of the reliability level.

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

En virtud de la complejidad y la variedad de incertidumbres con las que está relacionada la ingeniería estructural sismorresistente, es razonable que los esfuerzos por hacer del diseño basado en la confiabilidad parte de la práctica profesional estén enfocados a establecer criterios que mejoren la seguridad y desempeño de la estructura, esto sin descuidar la parte económica.

Para lograr un diseño adecuado en las estructuras sismorresistentes, se utilizan formas de estructuración, nuevos materiales y dispositivos estructurales. La confiabilidad debida a la combinación de estructuraciones, utilización de nuevos materiales y dispositivos mecánicos debe ser evaluada por diferentes criterios que demuestren un desempeño estructural satisfactorio y justifiquen su uso adecuado.

Dentro de los dispositivos mecánicos están los disipadores de energía, que aportan rigidez, amortiguamiento y son los encargados de controlar el daño estructural. A partir de la década de los noventa se comparó la respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado convencionales y edificios con elementos disipadores de energía (EDE's) (Ruiz, Urrego y Silva 1995; Ruiz E., Mejía y Ruiz S., 1996; Ávila y Gutiérrez, 1996; Montiel y Ruiz, 2000; Ruiz y Badillo, 2001; Torres y Ruiz, 2004; entre otros), observándose que los sistemas estructurales con EDE's tuvieron mejor comportamiento estructural además de incrementos en la ductilidad y resistencia de las estructuras.

Por lo anterior, el presente estudio está orientado al estudio de sistemas estructurales con EDE's, ya que pueden ser una solución eficiente para incrementar la seguridad y disminuir los costos de las estructuras durante su ciclo de vida.

## 1.2 Objetivos

El objetivo principal de esta tesis es realizar una evaluación de la confiabilidad de edificios de concreto reforzado con EDE's y una comparación con la confiabilidad de edificios de concreto reforzado convencionales. Cabe mencionar que los modelos estructurales utilizados en este trabajo fueron diseñados conforme a las normas técnicas complementarias en su versión 2004 (NTC-2004).

En este trabajo, se consideran tanto las incertidumbres en las propiedades mecánicas como en la excitación externa, utilizando métodos de simulación de Monte Carlo y la metodología propuesta por Esteva y Ruiz (1989) y posteriormente por Alamilla (2001).

Para la evaluación de la confiabilidad se utilizaron parámetros relacionados con el daño (índice de reducción de rigidez secante; Esteva e Ismael, 2004) y la intensidad de la excitación que tendrá como medida la pseudo-aceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura.



## 2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 2.1 Planteamiento general

El diseño sísmico es un proceso en el cual se debe lograr un balance entre seguridad y economía. Las normas actuales para el diseño sísmico de estructuras aseguran niveles adecuados de seguridad, a través de satisfacer los requerimientos y así lograr un desempeño satisfactorio ante intensidades bajas, moderadas y máximas.

Al establecer como objetivo un buen desempeño sísmico, se busca modificar aspectos que controlan el comportamiento dinámico. Una alternativa es incrementar la capacidad de disipación de energía a través del uso de EDE's que adicionan amortiguamiento, rigidez y resistencia en las estructuras.

Las normas técnicas complementarias actuales (NTC-2004) no contemplan el diseño de estructuras con EDE's, tampoco consideran una relación explícita entre requisitos de diseño y confiabilidad estructural. Por tal motivo, se han realizado esfuerzos (Limón y Ruiz, 1997; Esteva y Campos A., 1998; Arroyo y Terán, 2002; Rivera J.L, 2006; Rivera y Ruiz, 2006) con la finalidad de establecer criterios de diseño de estructuras con EDE's en las normas de diseño, basadas en controlar el desempeño de las estructuras con EDE's.

El presente trabajo está orientado a evaluar la confiabilidad de sistemas estructurales que cuentan con EDE's, así como su comparación con sistemas estructurales convencionales, utilizando un formato de evaluación de la confiabilidad relacionado con el daño estructural.

#### 2.1.1 Alcance

Para evaluar la confiabilidad de los sistemas estructurales en esta disertación se utilizaron parámetros cuantitativos relacionados con el daño y en la parte de la confiabilidad se emplearon métodos de segundos momentos probabilísticos (Esteva y Díaz-López, 2006). El daño en la estructura será evaluado por medio de un índice de reducción de rigidez secante ( $I_{RRS}$ , Esteva e Ismael, 2004), y la intensidad de la excitación será tomada en cuenta con la ordenada del espectro de pseudo-aceleración para el periodo fundamental de la estructura para un amortiguamiento de 5%.

Cada una de las partes que integran este trabajo tiene características que se mencionarán brevemente a continuación, dándose mayor detalle posteriormente en el presente trabajo:

#### a) Sistemas estructurales

Se utilizan sistemas estructurales (SE's) simétricos en planta y elevación. En este estudio no se consideran los efectos de torsión debidos a asimetría de las dimensiones de la estructura, carga y resistencia de los elementos.

#### b) Excitaciones sísmicas

La selección y escalamiento de las excitaciones sísmicas se realizaron de modo de lograr que el comportamiento de la estructura incurriera en el intervalo inelástico y se genere un daño determinado en los edificios. Las excitaciones dinámicas fueron sismos reales con características más relevantes de los movimientos sísmicos del sitio en el cual se encuentran desplantadas las estructuras.

#### c) Diseño de los modelos estructurales seleccionados

El diseño estructural sismorresistente se realizó bajo los criterios vigentes del RCDF-2004 para diseño de estructuras de concreto, diseño por sismo y criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

**d) Análisis estructural**

Se realizaron dos tipos de análisis: uno de empuje lateral no-lineal pseudo-estático y otro dinámico no-lineal paso a paso. El análisis de empuje lateral se realizó con el programa computacional DRAIN-2D (Powell 1973) con el modelo de degradación de rigidez y resistencia desarrollado por Campos y Esteva (1997). Este análisis de empuje lateral no-lineal fue pseudo-estático debido a que el programa DRAIN-2D no realiza análisis de empuje lateral estático incremental.

El análisis dinámico no-lineal paso a paso se realizó con el programa computacional DRAIN-2D que utiliza el modelo de degradación de rigidez y resistencia (Campos y Esteva, 1997) y considera interacción suelo-estructura (Mendoza E., 1991a). Los valores de rigideces y coeficientes de amortiguamiento del subsistema suelo-cimentación fueron calculados con base en expresiones de las NTC-Diseño por sismo- Apéndice A.

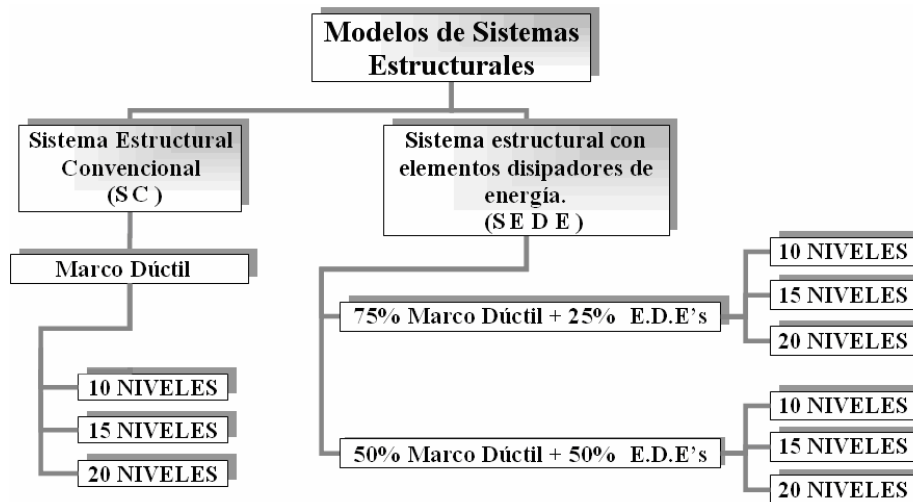
**2.1.2. Metodología general**

La elaboración de este trabajo fue realizada con la siguiente metodología:

- a) Selección de modelos estructurales a estudiar
- b) Diseño de los modelos estructurales
- c) Simulación de las propiedades de modelos estructurales
- d) Elección de excitaciones sísmicas
- e) Análisis estructural
- f) Análisis de confiabilidad
- g) Conclusiones y recomendaciones.

**2.2 Casos estudiados**

Los SE's se agruparon en dos: sistema estructural convencional (SC) y sistema estructural con disipadores de energía (SEDE). En la figura 2.2.a se muestra un organigrama de las divisiones y subdivisiones de los SE's utilizados:



**Fig. 2.2.a**

En los SC's, la rigidez y resistencia lateral de entrepiso son aportadas exclusivamente por los marcos de concreto reforzado; en el caso de los SEDE's la rigidez y resistencia es aportada por marcos de concreto reforzado y EDE's. El grupo de SEDE's se dividió en 2 subgrupos, en el primero la aportación de los disipadores será del 25% en rigidez y resistencia, y en el segundo de 50%, con el fin de ver la influencia de la utilización de EDE's.

Los SE's tienen losas apoyadas perimetralmente y conexiones rígidas entre elementos. Los nodos de apoyo se restringieron en todos los grados de libertad y se incluyó la interacción suelo-estructura. Estos SE's se situaron en el Distrito Federal en zona sísmica IIIb correspondiente a suelo blando, con periodo dominante del suelo de 2 seg. y profundidad de los depósitos firmes de 40 m (ver fig. 2.2.b).

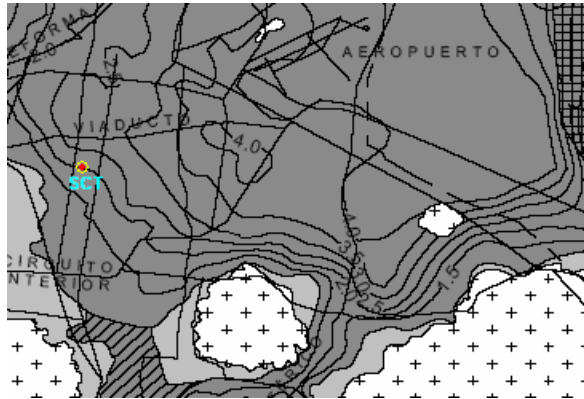


Fig. 2.2.b

### 2.2.1 Modelos de sistemas estructurales

Cada grupo y subgrupo anterior se dividió en las siguientes familias, (ver figura 2.2.a):

- a) 10 niveles
- b) 15 niveles
- c) 20 niveles

#### 2.2.1.1 Sistemas estructurales convencionales

Los SC's son edificios de marcos dúctiles de concreto reforzado que no poseen elementos que aporten rigidez lateral como muros y diagonales. Ver fig. 2.1.1.1.a y b. El 100% de la rigidez y resistencia lateral de los entrepisos será la de los SC's (Ver apéndice A).

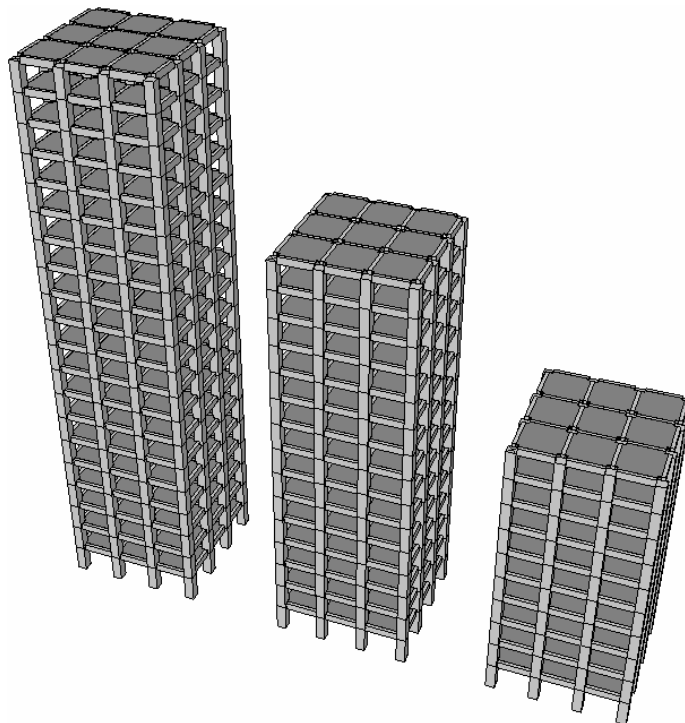


Fig. 2.1.1.1.a

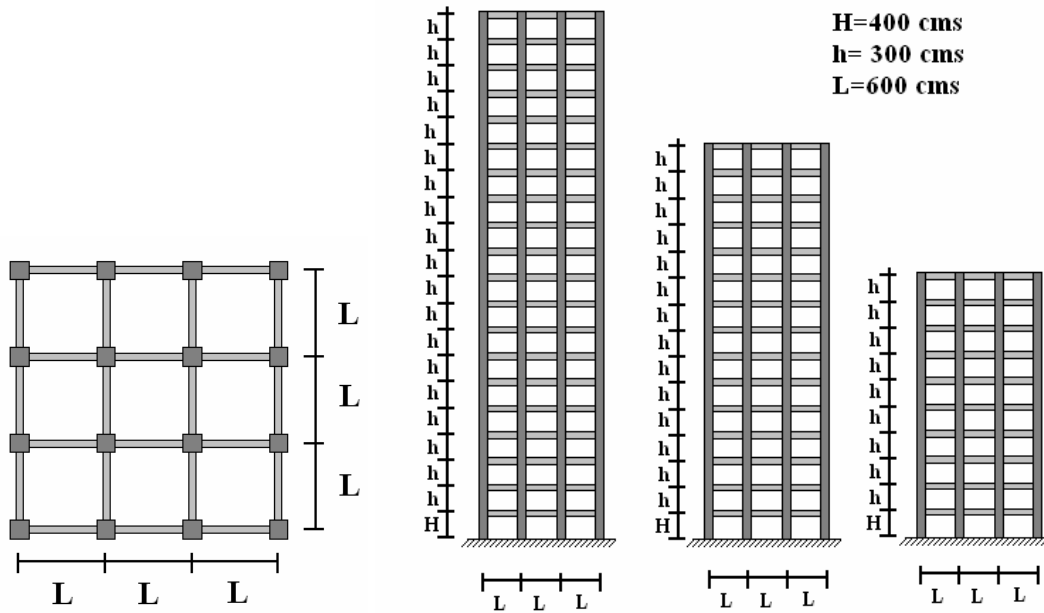


Fig. 2.1.1.1.b

**2.2.1.2 Sistemas estructurales con disipadores de energía**

Los SEDE's son edificios de marcos dúctiles de concreto reforzado en los cuales un porcentaje de la rigidez lateral será aportada por diagonales sobre las cuales se instalarán los EDE's. Las figuras 2.2.1.2.a y b muestran la configuración de los SEDE's.

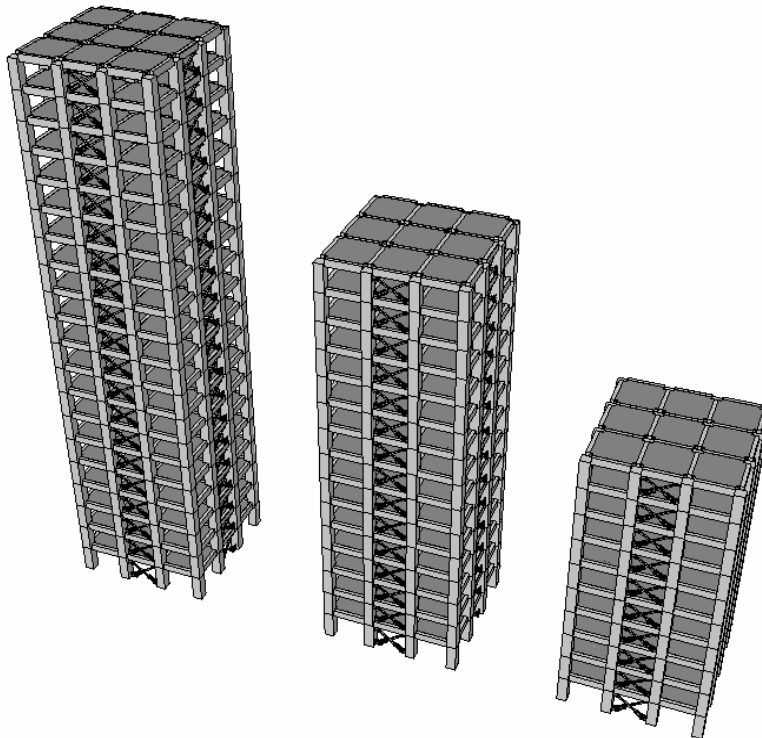


Fig. 2.2.1.2.a

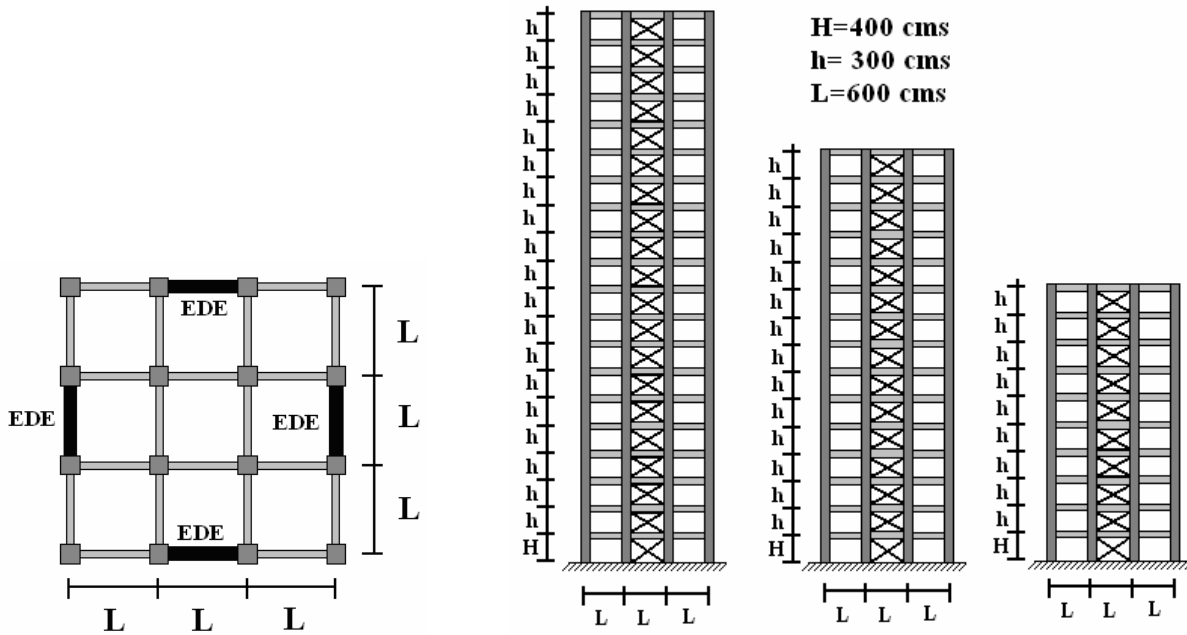


Fig. 2.2.1.2.b

Se utilizarán EDE's del tipo histerético, que se colocarán en la crujía central (ver fig. 2.2.1.2.a y b) de los marcos exteriores con la configuración que se muestra en la figura 2.1.1.c. Los disipador se colocarán sobre las diagonales (ver figura 2.1.1.d).

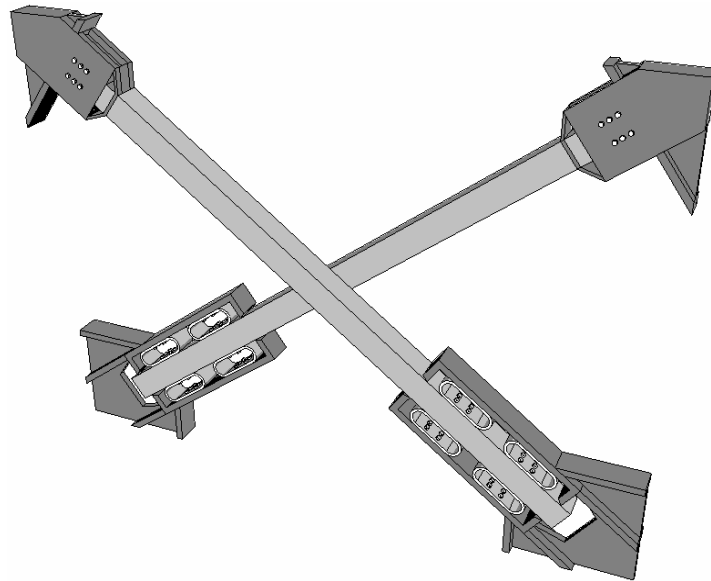


Fig. 2.2.1.2.c

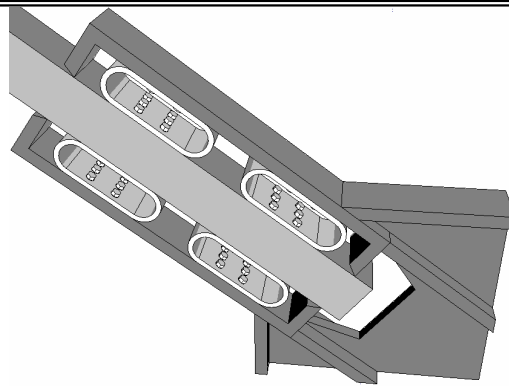


Fig. 2.2.1.2.d

### 2.2.2 Excitaciones sísmicas

En este trabajo se utilizaron acelerogramas reales del sitio. Existe el inconveniente de no tener a disposición la cantidad de intensidades necesarias para cubrir un intervalo determinado y así obtener una variación de respuesta de los sistemas estructurales. Por lo anterior, se decidió escalar dichas excitaciones y de esta manera obtener niveles mayores de daño en las estructuras. Las once parejas de movimientos reales utilizados en esta tesis fueron registrados en el sitio estación-S.C.T., donde se supone que se desplantan las estructuras. Las excitaciones utilizadas se mencionan en la siguiente tabla:

No .	CLAVE	MAGNITUD	DISTANCIA (Km)
1	S19SE85-3EW	8.1	401
	S19SE85-3NS		
2	S25AB89-EW	6.8	291
	S25AB89-NS		
3	S31MY90-EW	5.6	286
	S31MY90-NS		
4	S240C93-EW	6.7	296
	S240C93-NS		
5	S240C93-2EW	6.7	296
	S240C93-2NS		
6	S23MY94-EW	6.8	207
	S23MY94-NS		
7	S23MY94-2EW	6.8	207
	S23MY94-2NS		
8	S10DI94-EW	6.2	278
	S10DI94-NS		
9	S10DI94-2EW	6.2	278
	S10DI94-2NS		
10	S14SE95-EW	7.2	296
	S14SE95-NS		
11	S09OC95-EW	7.4	534
	S09OC95-NS		

En el apéndice A.4 se presentan las gráficas de las excitaciones, espectros de desplazamiento y pseudo-aceleración.

## 3. MARCO TEÓRICO

### 3.1 Elementos disipadores de energía

Durante los eventos sísmicos, de acuerdo con el diseño sismorresistente, se permite que los elementos desarrollen un comportamiento no-lineal de tal manera que parte de la energía sísmica se disipe por medio de histéresis y se obtenga un comportamiento satisfactorio evitando el colapso; el daño esperando se presenta en extremos de vigas y en la parte inferior de columnas del primer nivel principalmente. Pensando en proteger la estructura, disipar energía y concentrar el daño, se le puede adicionar amortiguamiento a una estructura. Este amortiguamiento puede ser viscoso, histerético o por fricción.

El balance de energía en un edificio bajo acción dinámica se puede representar mediante las siguientes ecuaciones:

$$E_I = E_E + E_D$$

$$E_E = E_K + E_S \qquad E_D = E_\xi + E_H$$

donde:

$E_I$ =Energía de entrada debido a sismo

$E_E$ =Energía de vibración lineal

$E_D$ =Energía disipada

$E_K$ =Energía cinética de la estructura

$E_S$ = Energía de deformación lineal de la estructura

$E_\xi$ =Energía disipada por amortiguamiento viscoso

$E_H$ =Energía disipada por amortiguamiento histerético.

La respuesta durante la excitación puede ser controlada ya sea modificando la excitación de entrada ( $E_I$ ) o la disipación de energía ( $E_D$ ). Los dispositivos reductores de respuesta sísmica se pueden dividir en dos grupos: dispositivos de control pasivo y dispositivos de control activo. Los dispositivos que se utilizaron en esta tesis pertenecen al grupo de dispositivos de control pasivo. Una amplia visión sobre el estado del arte y de la práctica sobre EDE's es presentado por Hanson et al. (1993), Jara (1994), Housner et al. (1997) y Ruiz (1998). A continuación se describen algunos tipos de EDE's de control pasivo.

#### 3.1.1 Disipadores de energía dependientes del desplazamiento

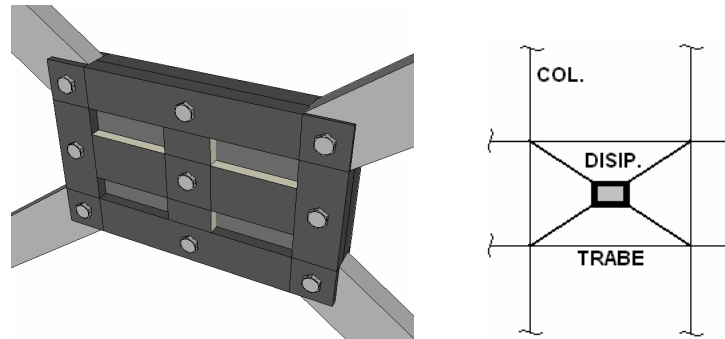
Este tipo de disipadores tiene la finalidad de actuar dependiendo de las demandas de desplazamientos de la excitación. Son colocados generalmente cuando se finaliza la construcción y se prevé que trabajen bajo carga lateral. Estos disipadores se instalan en contravientos, paneles o simplemente se adicionan a elementos estructurales; se fabrican en talleres especiales, lo cual nos permite decir que hay un buen control de calidad de sus características aunado con el hecho de que su colocación, reemplazo y mantenimiento será relativamente sencillo.

##### 3.1.1.1 Sistemas de fricción

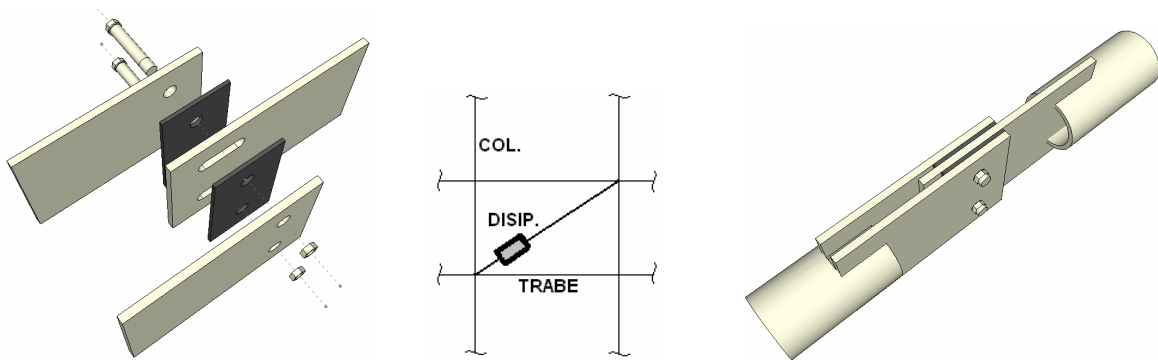
Los sistemas a fricción funcionan por el deslizamiento relativo de un cuerpo a otro que genera el mecanismo de disipación de energía. Dentro de las características de este tipo de disipación podemos citar que presentan ciclos histeréticos rectangulares característicos de la fricción de Coulomb. Una de sus virtudes es que la amplitud, número de ciclos y frecuencia de la excitación no afectan significativamente su comportamiento; teniendo también resistencia a la fatiga.

Algunos de estos se diferencian por la complejidad mecánica y materiales usados. Se han creado diferentes dispositivos de fricción en los que se encuentran uniones atornilladas de deslizamiento limitado creadas por Pall y Marsh (1981) la cual se puede utilizar en paneles para controlar sismicamente estructuras con áreas de paneles extensas. Otro dispositivo de fricción propuesto por Pall y Marsh (1982) se utilizó en conjunto con diagonales en los marcos, como se muestra en la figura 3.1.1.1.a.

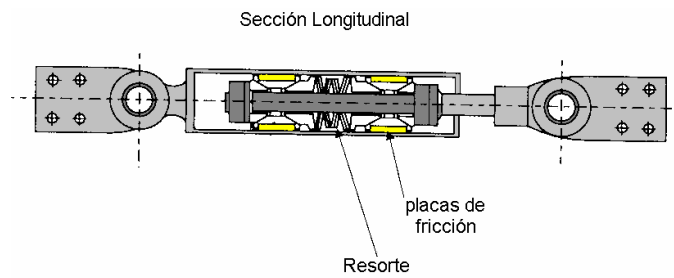
Un dispositivo que consiste en placas conectadas por tornillos se utiliza como dispositivo de este tipo; ver fig. 3.1.1.1.b. Algunos más elaborados o de un mecanismo más complejo de fricción son los dispositivos uniaxiales de fricción que aprovechan tanto la fricción y la maleabilidad de los diferentes metales, como se muestran en las figuras 3.1.1.1.c y d.



**Fig. 3.1.1.1.a**



**Fig. 3.1.1.1.b**



**Fig. 3.1.1.1.c**



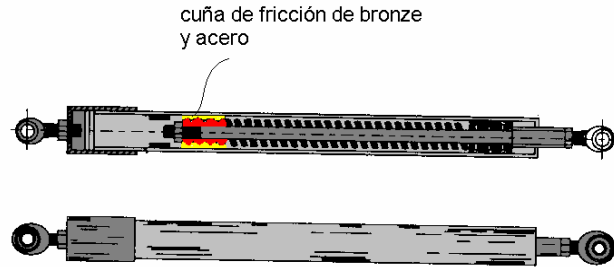


Fig. 3.1.1.1.d

### 3.1.1.2 Sistemas histeréticos

La primera utilización de disipadores histeréticos ocurrió en Nueva Zelanda (Skinner et al. 1980). Estos dispositivos aprovechan las propiedades dúctiles de los metales en una zona más allá del límite de fluencia. La resistencia de este dispositivo depende de las características esfuerzo-deformación del material y geometría del dispositivo, ya que la disipación de energía se asocia con la deformación debida a flexión, cortante, fuerza axial, torsión, extrusión, rolado, etc.

Uno de los primeros sistemas de este tipo en utilizarse fue una viga metálica a torsión como disipador en las pilas del Puente Rangitikei (Skinner, 1980; ver fig. 3.1.1.2.d). Existen diferentes dispositivos, desde unos con geometría simple como el amortiguador estructural sísmico (Aguirre y Sánchez, 1992) que consiste en componentes de forma “U” hasta dispositivos un poco mas elaborados como el TADAS. El dispositivo de Aguirre y Sánchez se adiciona a las diagonales que aportan rigidez el sistema estructural y por medio de un “rolado” se consigue la aportación de rigidez. (ver fig. 3.1.1.2.a y b). El TADAS (triangular added damping and stiffness devices) y disipadores con forma de “X” que se colocan de la misma manera en la estructura, aportan rigidez y amortiguamiento por flexión de sus componentes (ver fig. 3.1.1.2.c).

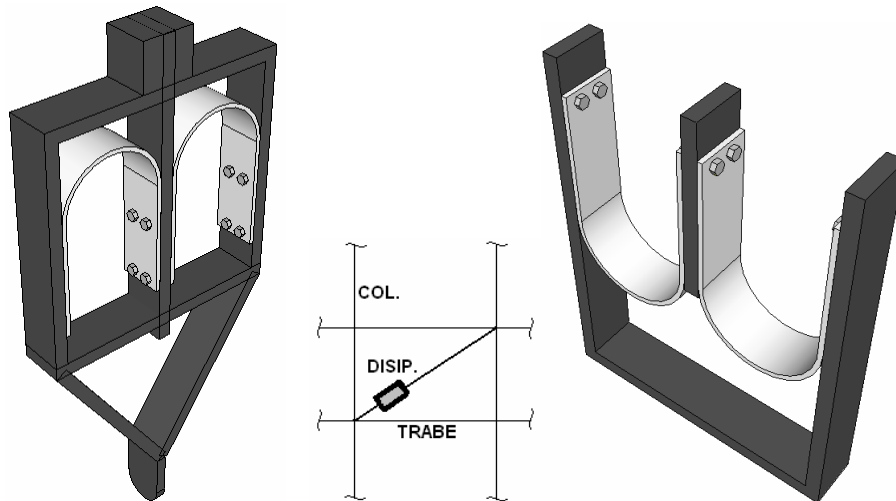


Fig. 3.1.1.2.a

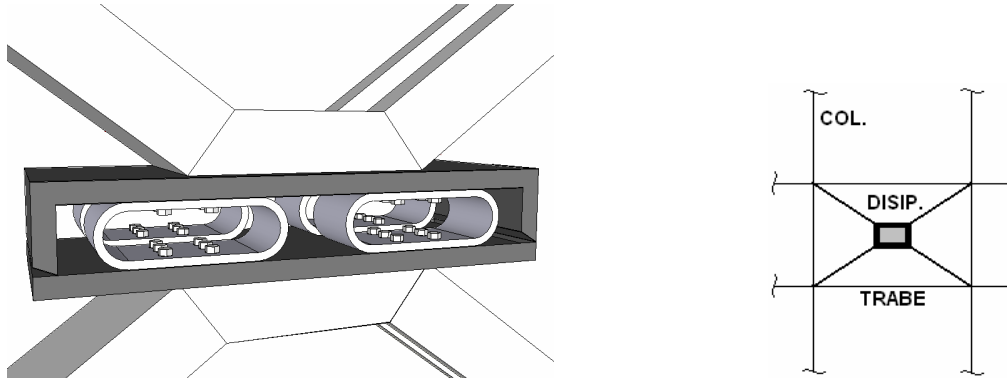


Fig. 3.1.1.2.b

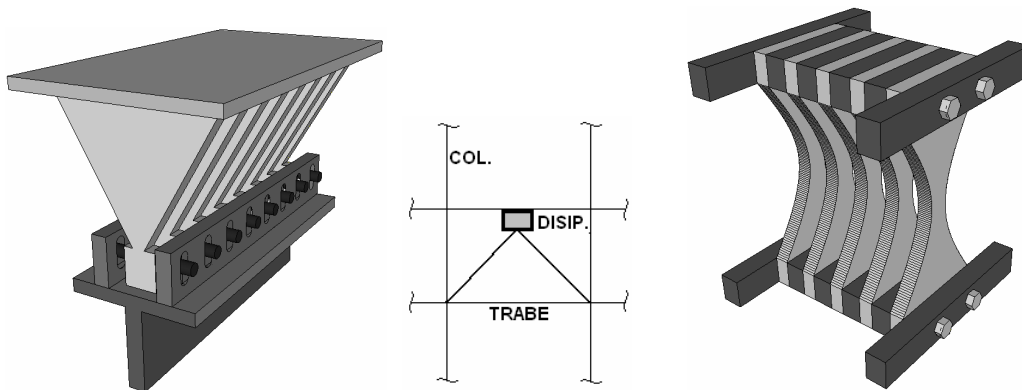


Fig. 3.1.1.2.c

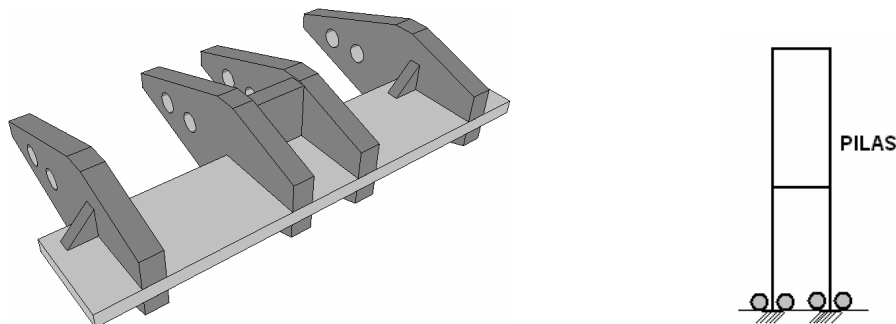


Fig. 3.1.1.2.d

### 3.1.2 Disipadores de energía dependientes de la velocidad

Los dispositivos de disipación de energía dependientes de velocidad son sistemas que utilizan materiales de propiedades mecánicas que se afectan por las demandas de esfuerzo, deformación; a diferencia de los disipadores dependientes del desplazamiento, estos dependen fuertemente de la frecuencia de excitación y temperatura.

#### 3.1.2.1 Sistemas visco-elásticos

La aplicación de material visco-elástico al control de vibración y desplazamientos se remonta a los años 50's en la aeronáutica para controlar la fatiga inducida por la vibración. Su aplicación a la ingeniería

estructural se dio en los años 70's al utilizarse elementos disipadores visco-elásticos en las torres gemelas para controlar la vibración por viento (ver fig. 3.1.2.1.a). El uso de éstos en el área sísmica es mas reciente y se remonta a 1993 (Soong y Dargush G., 1997). En el área sísmica es usualmente requerido mayor incremento de disipación de energía en comparación con las vibraciones por viento.

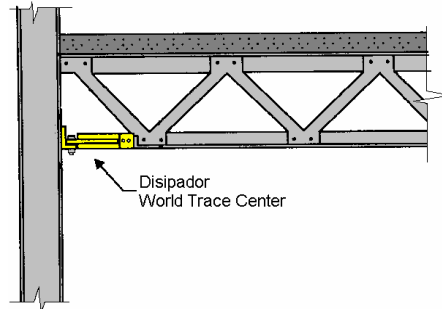


Fig. 3.1.2.1.a.

Estos dispositivos están formados por copolímeros típicos y sustancias vídriosas las cuales disipan energía cuando están sujetas a deformación por cortante. Un ejemplo básico de configuración de estos disipadores es dado en la figura 3.1.2.1.b. En este dispositivo el área y espesor del material visco-elástico entre placas le da las propiedades de disipación.

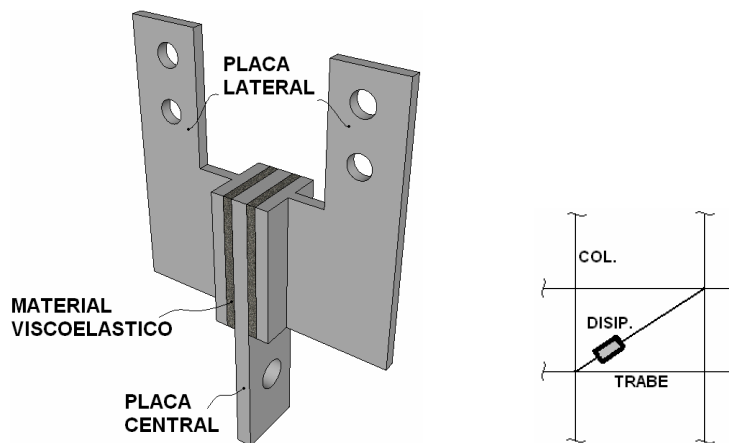


Fig. 3.1.2.1.b

Existen dispositivos visco-elásticos de mayor complejidad que trabajan sobre diagonales adicionadas a las estructura (ver fig. 3.1.2.1.c). Cabe mencionar que los materiales visco-elásticos se ablandan con el tiempo y la efectividad del amortiguador de este tipo decrece al incrementarse la temperatura.

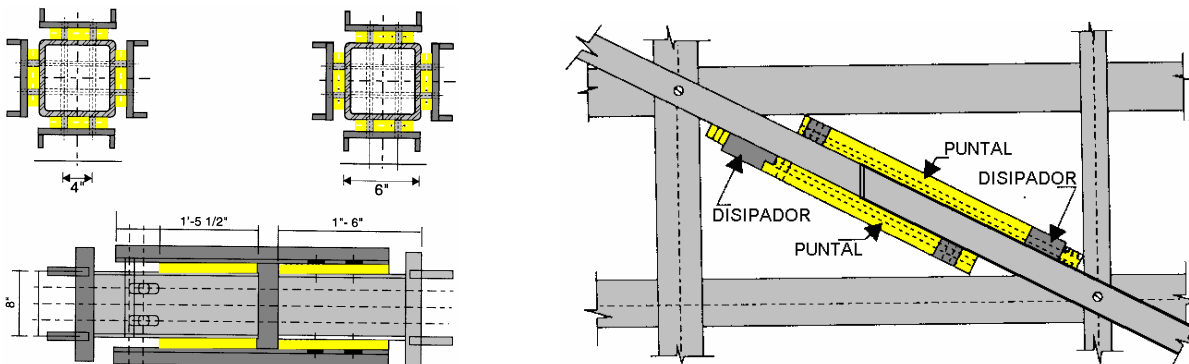


Fig. 3.1.2.1.c

### 3.1.2.2 Sistemas viscosos

Estos dispositivos de disipación de energía utilizan el tránsito de fluidos viscosos para lograr el deseado nivel de control pasivo. Este control de impacto y mitigación de vibración es el usado en el caso automotriz, industria pesada y bélica. El comportamiento lineal y la menor afectación por el cambio de temperatura son características importantes para su utilización en el campo sísmico.

La disipación en estos dispositivos ocurre por medio de la conversión de energía mecánica a calor conforme el pistón se deforma, utilizando fluidos viscosos (silicones). Otros dispositivos utilizan la cinética de placas metálicas introducidas en fluidos viscosos (Aritma et al. 1988).

En la ciudad de México se construyó en el 2002 la Torre Mayor, que consta de 55 niveles, con un total de 98 disipadores Taylor: 74 amortiguadores de 280 toneladas en elementos diagonales y 24 amortiguadores de 570 ton en los marcos contraventeados exteriores. En la fig 3.1.2.2.a se muestra un esquema sencillo de un disipador tipo Taylor y Jarret Elastomérico, respectivamente.

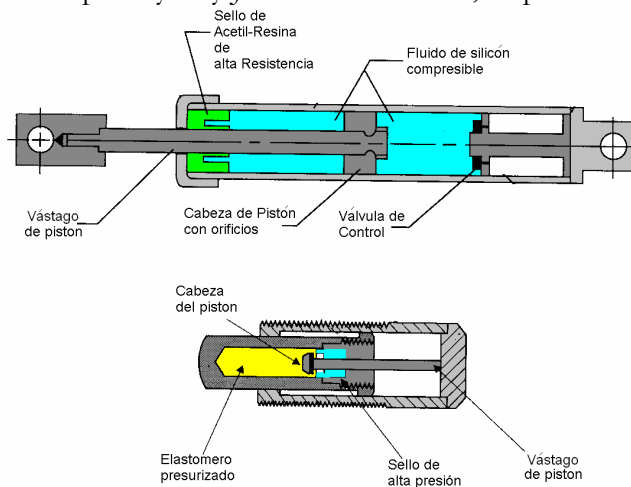


Fig. 3.1.2.2.a

## 3.2 Modelos analíticos

### 3.2.1 Modelos de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado

En los análisis no-lineales se utilizó el modelo de Campos y Esteva (1997). Este es un modelo de comportamiento histerético asociado al daño sufrido por los elementos de concreto reforzado. Está basado en el modelo de Wang y Shah (1987) y modificado con base en información experimental (Ma et al., 1976; Wang y Shah, 1987; Townsend y Hanson, 1977; Scribner y Wight, 1978; Uzumeri, 1977). El modelo fue incorporado al programa de computadora DRAIN-2D como un nuevo elemento estructural.

Se considera que en los extremos de los miembros estructurales pueden ocurrir deformaciones angulares concentradas cuando se alcanzan localmente las capacidades en flexión. Estas concentraciones de deformación angular se representan mediante articulaciones plásticas, caracterizadas por las leyes constitutivas que relacionan sus deformaciones angulares con los momentos que actúan.

Cada ciclo de carga produce deformación, daño, y por ende un deterioro de las propiedades de rigidez y resistencia. En consecuencia, el daño sufrido por un elemento, concentrado en su extremo, depende de la historia de deformaciones locales a la que haya estado sometido, afectando a la resistencia global.

Teniendo en cuenta la proporcionalidad que se presenta en las ecs. 3.2.1.1-1 y 3.2.1.1-2 entre la deformación angular de la articulación plástica y la curvatura media a lo largo de ella, se pueden obtener relaciones momentos contra rotación a partir de datos experimentales que presentan la relación momento-curvatura del comportamiento histerético.

**3.2.1.1 Curva envolvente**

El comportamiento histerético de los elementos presenta ciertos patrones característicos; uno de ellos es que las curvas de carga y descarga se mantienen moduladas en contorno por la curva momento-curvatura obtenida con carga monótonica creciente. Esta curva es una “envolvente” que se presenta tanto para el momento positivo como para el negativo. En la figura 3.2.1.1.a (gráfica de la izquierda) se muestra un diagrama momento-curvatura, en el que se distinguen los puntos de fluencia ( $\Phi_y, M_y$ ) y de falla ( $\Phi_f, M_f$ ). Esta curva simplificada de momento-curvatura es transformada a una curva envolvente de momento-rotación plástica ( $\theta$ ), mediante las relaciones

$$\theta = lp(\Phi - \Phi_y) \quad \text{para} \quad \Phi_y \leq \Phi \leq \Phi_f \quad (3.2.1.1-1)$$

y

$$\theta_f = lp(\Phi_f - \Phi_y) \quad (3.2.1.1-2)$$

Estas ecuaciones consideran que en el modelo no se presenta daño para el intervalo elástico de las deformaciones (Fig.3.2.1.1.a, gráfica de la derecha). En ellas,  $\Phi_y$  y  $\Phi_f$  son las curvaturas de fluencia y de falla respectivamente,  $lp$  es la longitud de articulaciones plásticas que se considera constante, y  $\theta_f$  es la rotación plástica de falla.

Para el cálculo del momento flector resistente se considera el efecto del confinamiento en el concreto, con la relación esfuerzo deformación de Kent y Park Modificado (Park et al., 1982), y el endurecimiento por deformación para el acero de refuerzo. Se considera que el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo se inicia con una deformación de  $\epsilon_{sh}=0.01$  y que el acero llega a la ruptura cuando su deformación alcanza  $\epsilon_{su}=0.13$ .

En el modelo se considera la posible falla por pandeo de acero longitudinal mediante el criterio del doble módulo o módulo reducido y también se considera la falla del refuerzo transversal.

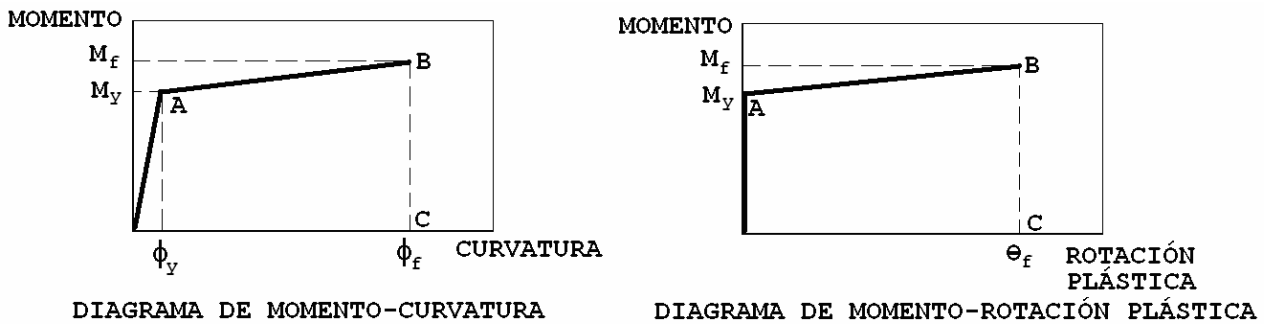


Fig. 3.2.1.1.a

**3.2.1.2 Modelo de daño**

La degradación de rigidez y resistencia de los elementos estructurales debida a la carga cíclica se representa por medio de articulaciones plásticas en los extremos. La fig.3.2.1.3.a muestra la gráfica de la función momento contra rotación plástica para una de tales articulaciones. En la rama de carga inicial la función pasa por los tramos OA y Ab, correspondiendo el punto b= $(\theta_b, M_b)$  a la máxima amplitud, para luego descargarse y cargarse en sentido contrario. En la primera recarga positiva, la curva va desde F hacia G, pasando por el punto F= $(\theta_b, M_f)$  donde se manifiesta el deterioro y se observan las siguientes relaciones:

$$\theta_{f'} = \theta_b \quad (3.2.1.2-1)$$

$$M_{f'} = (1 - \epsilon)M_b \quad (3.2.1.2-2)$$

Aquí,  $\epsilon$  representa el deterioro debido al daño acumulado en la sección. Las amplitudes máximas de cada ciclo y el número de ellos influyen en el deterioro de la resistencia y rigidez de las secciones críticas del

elemento. Por esa razón se define un índice de daño ( $\varepsilon$ ), que está en función de un parámetro de daño acumulado ( $D$ ), que toma en cuenta las amplitudes acumuladas. Estas variables se definen como sigue:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (3.2.1.2-3)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (3.2.1.2-4)$$

en donde  $\alpha$  es una constante de ajuste,  $0 \leq \varepsilon \leq 1$  y  $\varepsilon=1$  si  $\theta=\theta_F$ .

En la figura 3.2.1.2.a se muestran valores medidos del índice de daño sobre diferentes diagramas histeréticos de vigas ensayadas por Ma et al., (1976); Wang y Shah, (1987); Townsend y Hanson, (1977); Scribner y Wight, (1978); Uzumeri, (1977). Mediante ajuste por mínimos cuadrados (Ec.3.2.1.2.-4), se obtuvo  $\alpha=0.0671$ .

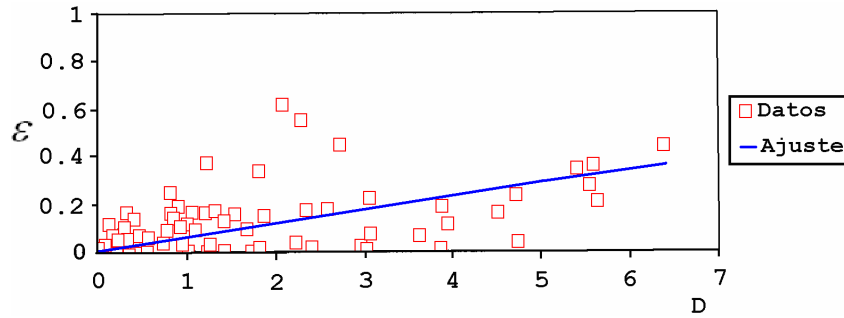


Fig. 3.2.1.2.a

### 3.2.1.3 Reglas del modelo de comportamiento histerético (M-θ)

El desarrollo del comportamiento histerético (ver fig.3.2.1.3.a) está controlado por las siguientes reglas, donde las rotaciones están referidas a rotaciones plásticas o de posfluencia:

TRAMO OA: Mientras  $M < M_Y$ ,  $\theta=0.0$

TRAMO Ab: cuando  $M > M_Y$  se continúa por la curva envolvente AB.

TRAMO bc: Cuando la sección se descarga,  $\theta=\theta_b$ , donde b es el punto máximo alcanzado en el ciclo, y  $D_b = \theta_b/\theta_F$ .

TRAMO FG: Se fija un punto F', entre f y g, y sobre la recta de descarga bc.  $F'=(\theta_{F'}, M_{F'})$ ,  $\theta_{F'} = \theta_b$ ,  $M_{F'} = [1 - \varepsilon(D_b)]M_b$ ,  $\varepsilon=1-\exp(-\alpha D_b)$ . Si desde el punto f se supera al punto F' se puede alcanzar a la envolvente AB en g y continuar por ella (tramo gh) hasta h, donde se inicia la siguiente descarga.

TRAMO hi: la descarga es similar al tramo bc, y  $D_h = D_b + \theta_h/\theta_F$ .

TRAMO lm: Se debe pasar por  $l'=(\theta_{l'}, M_{l'})$  obtenida como F'.

$\theta_{l'} = \theta_b$ ,  $M_{l'} = [1 - \varepsilon(D_h)]M_h$ . Si m no alcanza la envolvente, no habrá cambio de pendiente.

TRAMO mn: Descarga similar a bc,  $D_m = D_h + \theta_m/\theta_F$ .

TRAMO pq: Se define  $p'=(\theta_{p'}, M_{p'})$ , de forma similar a los puntos F' y l', sobre el tramo mn de descargar.

$\theta_{p'} = \theta_m$ ,  $M_{p'} = [1 - \varepsilon(D_m)]M_m$ , donde  $M_m$  corresponde a la envolvente. Q no superó p'.

TRAMO qs: Descarga similar a bc.  $D_q = D_m + \theta_q/\theta_F$ .

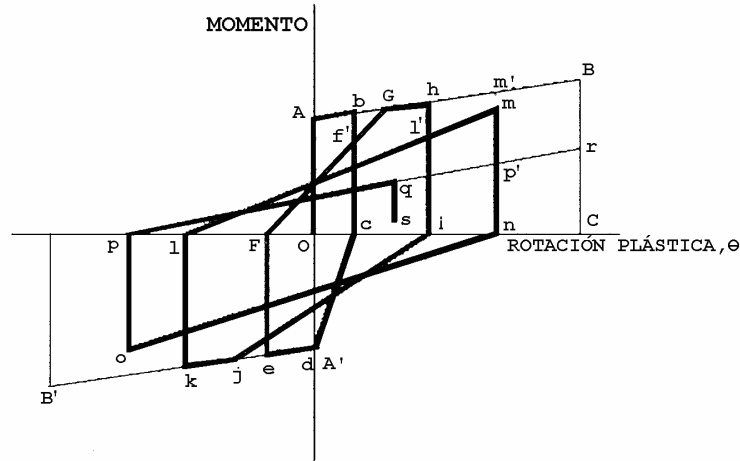


Fig. 3.2.1.3.a

TRAMO pr: En el ciclo anterior no se superó la rotación  $\theta_m$ , no se cruzó el tramo mn. La recarga pq podría superar  $p'$ , y alcanzaría a la envolvente en r, tramo BC donde  $\theta = \theta_F$ , perdiéndose totalmente la capacidad de resistir momento positivo ( $\epsilon = 1.0$ ); la curva descenderá, entonces desde r hasta C.

### 3.2.2 Elementos disipadores de energía

En esta tesis se empleó el disipador tipo “U” (Ver fig.3.1.1.1.a hasta b), cuyas características de comportamiento han sido estudiadas por Aguirre y Sánchez (1992). Con base en tales estudios se adopta una relación fuerza contra desplazamiento bilineal para representar su comportamiento histerético, con una relación entre la segunda pendiente y la rigidez inicial del disipador igual a 0.03.

#### 3.2.2.1 Curva de fatiga

Dadas las características que se buscan para este tipo, y con base en la evaluación de diferentes disipadores, se considera que los elementos elegidos presentan un comportamiento histerético estable ante un número elevado de ciclos de carga, y que fallan exclusivamente por fatiga.

La curva de fatiga, deformación normalizada ( $\zeta_i$ ) contra número de ciclos a la falla ( $N_i$ ) adoptada aquí, se obtuvo a partir de los estudios experimentales hechos por Aguirre y Sánchez (1992). Se considera que el tipo de comportamiento de este modelo representa las características generales que debe tener un disipador que se quiera utilizar para el diseño sísmico de edificios.

Con base en los datos experimentales, se propone para la curva de fatiga la expresión

$$N_i = e^{120.753(\zeta_i^{-0.01997} - 1)} \quad (3.2.2.1-1)$$

en donde  $\zeta_i$  es la relación entre la  $i$ -ésima amplitud y la amplitud a la falla para un ciclo, cuyo valor de ajuste es 15.28 cm.

El nivel de deterioro del EDE, hasta el  $n$ -ésimo ciclo de vibrar, está dado por el índice de fatiga

$$\delta_D = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_i} \quad (3.2.2.2-1)$$

que alcanza la unidad para la condición de falla del EDE. En adelante  $\delta_d$  será llamado índice de daño.

### 3.3 Simulación de estructuras

Del modelo diseñado con propiedades nominales, se simularon 41 SE's, de los cuales uno tendrá propiedades medias y los demás propiedades simuladas. Esta simulación se realizó con la metodología propuesta por Esteva y Ruiz (1989) y posteriormente por Alamilla (2001), utilizando el método de Monte Carlo. Las incertidumbres consideradas para la simulación se pueden agrupar como sigue:

**a) Incertidumbre en la carga viva:** Ésta se considera basándose en el modelo de Pier y Cornell (1973). Este modelo considera parámetros de edificios en otros países y debido a esto, de estudios de Ruiz y Soriano (1997) es modificado para el caso del Distrito Federal. En el estudio de Ruiz y Soriano el valor medio de la carga viva es de  $m_o=75.1 \text{ Kg/m}^2$ .

**b) Incertidumbre relacionada con la variación de la carga muerta:** Esta carga se relaciona con la variación de dimensiones de los elementos estructurales y su peso. En esta disertación se emplea la metodología desarrollada por Alamilla (2001), la cual considera que la correlación entre cargas proveniente de otros pisos puede ser obtenida por medio de la distribución del cociente entre cargas en pisos diferentes.

**c) Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado:** Variación en las características geométricas como las alturas, anchos, recubrimientos y peraltes efectivos son consideradas en la simulación, ya que al ser construida las estructuras, estas difieren cuantitativamente e influyen en las estimaciones de rigidez, resistencia y deformación de los elementos estructurales. Las variaciones han sido estudiadas y medidas en edificios de varios países, incluido México. Mirza y MacGregor (1979), evaluaron las propiedades estadísticas, medias y desviación estándar de las diferencias o errores entre las dimensiones reales de secciones transversales de elementos y las correspondientes dimensiones proyectadas. Los errores de dichas propiedades geométricas son considerados como variables aleatorias correlacionadas con una distribución de probabilidad Normal.

**d) Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto:** La resistencia del concreto medida por medio de ensayos a compresión de cilindros a 28 días después de su vaciado puede variar. Factores como el procedimiento de curado, tamaño y forma de los elementos, temperatura, humedad y efectos de la variación de esfuerzo en la estructura son los que afectarían a la resistencia. Esta variación se puede tomar en cuenta respecto a la resistencia en compresión específica de  $f_c$  que se puede denominar como resistencia nominal a compresión. De acuerdo con ensayos de Mendoza (1991) y Meli y Mendoza (1991), donde se midió la variación de resistencia del concreto a compresión y primeros momentos estadísticos de la resistencia, se determinó que es posible representar dicha resistencia mediante una función de distribución de probabilidad normal. Condiciones relacionadas con los procedimientos de construcción sugieren que hay una correlación entre resistencia del concreto de un elemento a otro; esto es considerado en la metodología utilizada por Alamilla.

**e) Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto:** La resistencia a tensión del concreto,  $f_t$ , se relaciona con el agrietamiento de los elementos de concreto cuando estos se someten a momentos flexionantes. De acuerdo con Mendoza (1984) esta propiedad se representa adecuadamente, para concretos fabricados en el D.F., como  $f_t = \phi_t \sqrt{f'_c}$ , en función de la raíz cuadrada de la resistencia nominal a compresión del concreto,  $f'_c$ , en donde  $\phi_t$  es una variable aleatoria. De acuerdo con la estructura de esta ecuación es fácil darse cuenta de que la resistencia a tensión del concreto se correlaciona con su resistencia a compresión. Hasta ahora esta correlación no se ha podido evaluar de los ensayos de los cilindros de concreto, debido a que las resistencias a compresión y a tensión de dichos cilindros provienen de muestras distintas; por esta razón, en lo que sigue, la correlación entre dichas variables se estima de acuerdo con la metodología de Alamilla (2001).



**f) Incertidumbre en el modulo tangente de concreto:** El módulo tangente caracteriza el comportamiento de elementos estructurales de concreto sometidos a esfuerzos axiales y cortantes. Esta propiedad, igual que la resistencia a tensión del concreto, se relaciona con su resistencia nominal a compresión, por medio de  $E_c = \phi_E \sqrt{f'_c}$ , donde  $\phi_E$  es una variable aleatoria con determinadas propiedades estadísticas. A partir de gráficas esfuerzo-deformación de cilindros de concreto, fabricados con agregados típicos del valle de México, ensayados a compresión por Mendoza (1984), se estiman la media y el coeficiente de variación de la variable  $\phi_E$ . Estas propiedades estadísticas se calcularon a partir de mediciones de valores experimentales de  $E_c$  que resultaron de evaluar la pendiente de la recta que intersecta a la curva esfuerzo-deformación en cuestión, en el punto en que el esfuerzo asociado a dicha curva es igual a 40% del esfuerzo máximo de la resistencia a compresión del concreto.

**g) Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero estructural:** El comportamiento de elementos de concreto reforzado y por consiguiente, el de la estructura en su conjunto, depende esencialmente de la resistencia y de la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en los elementos de concreto. De aquí la importancia de estimar los parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero estructural. De pruebas de probetas de acero ensayadas a tensión de Rodríguez y Botero (1996) y de estudios de Mirza y MacGregor (1979) sobre la variación de la resistencia en la población de varillas de diferentes fuentes, se simula la resistencia del acero.

**h) Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal:** El área de acero de refuerzo longitudinal en elementos de concreto es una combinación de barras de acero de diámetros dados, por lo que la suma de las áreas de las barras de acero será diferente a la cantidad de área de acero que se obtiene de los cálculos en el diseño. De acuerdo con Mirza y MacGregor (1979) el área de acero real en cada sección transversal es posible representarla mediante la variable aleatoria  $A_R = \phi A_D$ , donde  $\phi$  es una variable aleatoria,  $A_D$  es el área de acero que resulta del diseño convencional, por lo que es una variable determinista. Se simularan independientemente valores de  $\phi$  para cada lecho de acero, con base en la distribución log-normal propuesta por los autores mencionados.

## 4. DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

### 4.1 Diseño estructural

#### 4.1.1 Diseño de los sistemas estructurales utilizados

El proceso de diseño estructural se dividió como sigue:

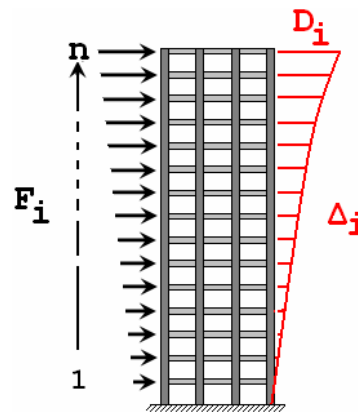
- a) Diseño de sistemas estructurales convencionales.
- b) Diseño de sistemas estructurales con elementos de disipación de energía.

El diseño de los SC's fue realizado con la metodología que se muestra a continuación:

- a) Propuestos los casos y características a utilizar,
- b) Se realizó un pre-dimensionamiento de la estructura,
- c) Se modelo para ser analizada y diseñada estructuralmente, cumpliendo lo propuesto en RCDF y NTC-2004 (diseño y construcción de estructura de concreto, diseño por sismo, diseño y construcción de cimentaciones), para un  $Q=4$ , zona IIIb.
- d) Logrando lo estipulado por las normas, se detuvo el proceso iterativo de diseño estructural de los edificios.

Al diseñar los SC's se calculó la rigidez elástica de cada entrepiso. Para esto se aplicaron cargas laterales a cada nivel y dados los desplazamientos resultantes de entrepisos se calculó la rigidez como sigue (Ver apéndice A.3).

$$R_i = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{D_i - D_{i-1}} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\Delta_i}$$



Aquí,  $R_i$  es la rigidez lateral elástica de cada nivel,  $F_i$  es la fuerza aplicada en el entrepiso,  $D_i$ ,  $D_{i-1}$  son los desplazamientos de los niveles  $i$  e  $i-1$  respectivamente y  $\Delta_i$  es la distorsión del nivel.

El diseño de los SEDE's fue realizado con base en el diseño de los SC's; es decir, ya calculadas las rigideces de entrepiso de los SC's y considerándolas como el total del por ciento de rigidez a obtener por los SEDE's, se diseñaron los SEDE's teniendo en cuenta que un porcentaje lo aportara el sistema de marcos rígidos y el complementario las diagonales donde se encuentran instalados los disipadores.

La metodología de diseño de los SEDE's fue la siguiente:

- a) Los SEDE's fueron diseñados partiendo de los SC's. A los SC's se reducirá la rigidez lateral de los entrepisos por medio de reducción de secciones geométricas de los elementos estructurales. El proceso de

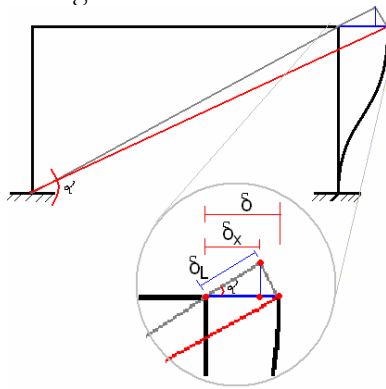
reducción de la dimensiones se realizará hasta obtener el porcentaje de rigidez lateral requerida de entepiso, haciendo de esto un proceso iterativo.

- b) Obtenido el porcentaje de rigidez lateral de cada entepiso se adicionaran diagonales que aporten el complemento de rigidez.
- c) Ya adicionados los elementos diagonales se procederá a diseñar el SEDE conforme a las normas.
- d) Logrando lo estipulado por las normas, se detuvo el proceso iterativo de diseño estructural de los edificios.

### 4.1.2 Elementos disipadores de energía

Se emplearon EDE's dependientes del desplazamiento relativo, del tipo histerético de forma "U". Estos se dimensionaron con base en la rigidez lateral a aportar en cada nivel. En las siguientes líneas se mencionarán las ecuaciones para dimensionar el sistema diagonal-EDE's.

Al aplicar una deformación unitaria horizontal en un marco sencillo, se puede deducir por geometría y mecánica básica, la fuerza lateral en una diagonal debida a la deformación. (ver fig.4.1.2.a).



**Fig. 4.1.2.a**

Por geometría tenemos que:

$$\cos \alpha = \frac{\delta_L}{\delta} \quad \delta \cos \alpha = \delta_L \quad \cos \alpha = \frac{\delta_X}{\delta_L} \quad \delta_L \cos \alpha = \delta_X$$

$$\delta_X = \delta \cdot \cos^2 \alpha \tag{4.1.2-1}$$

De la mecánica de materiales se conoce que:

$$\delta_X = \frac{P_X}{K_T} \tag{4.1.2-2}$$

Sustituyendo en 4.1.2-1 la fórmula 4.1.2-2:

$$P_X = K_T \delta \cdot \cos^2 \alpha \tag{4.1.2-3}$$

Si le asignamos  $\delta = 1$ , la formula 4.1.2-3 se reescribiría como:

$$K = N_{DD} \cdot K_e \cdot \cos^2 \alpha \tag{4.1.2-4}$$

Donde  $K_e$  es la rigidez equivalente del sistema en serie disipador-diagonal,  $N_{DD}$  es el número de diagonales para la disipación de energía y  $K$  es la rigidez a aportar en el entepiso. Si se reescribe la fórmula 4.1.2-4, quedaría finalmente:

$$K_e = \frac{K_D \cdot K_{EDE}}{K_D + K_{EDE}} = \frac{K_{EDE}}{(1 + \eta)} \tag{4.1.2-5}$$

$$\eta = \frac{K_{EDE}}{K_D} \quad (4.1.2-6)$$

$$K = N_{DD} \cdot \frac{K_{EDE} \cdot \cos^2 \alpha}{(1 + \eta)} \quad (4.1.2-7)$$

donde  $K_{EDE}$  es la rigidez del disipador,  $N_{DD}$  es el número de diagonales de disipación y  $\eta$  es la relación entre la rigidez del disipador y la de la diagonal. La rigidez y el área de la diagonal se calcularán con:

$$K_D = \frac{K_{EDE}}{\eta} \quad (4.1.2-8)$$

$$A_D = \frac{K_{EDE} L_D}{\eta E_D} \quad (4.1.2-9)$$

donde  $A_D$ ,  $E_D$  y  $L_D$  son el área, módulo de elasticidad y longitud de la diagonal, respectivamente. Cabe mencionar que la longitud de la diagonal quedará en función de la longitud del disipador (ver fig. 4.1.2.b).

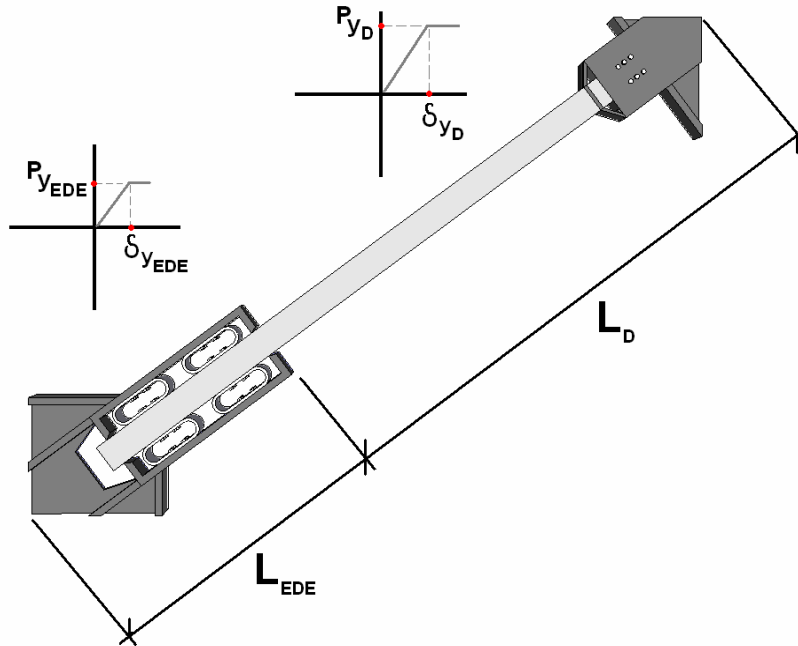


Fig.4.1.2.b

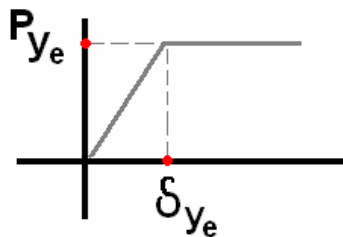


Fig.4.1.2.c

En la gráfica de carga axial-deformación del sistema en serie disipador-diagonal (ver fig.4.1.2.c) la fuerza de fluencia  $P_{ye}$  está definida por las siguientes ecuaciones:

$$P_{ye} = K_e \delta_{ye} \quad (4.1.2-10)$$

$$P_{y_e} = K_{EDE} \delta_{y_{EDE}} \quad (4.1.2-11)$$

En las fórmulas anteriores,  $\delta_{y_{EDE}}$  y  $\delta_{y_e}$  es el desplazamiento de fluencia del disipador y el desplazamiento de fluencia del sistema en serie disipador-diagonal respectivamente. Al igualar las ecuaciones anteriores, sustituyendo  $K_e$  y despejando  $\delta_{y_e}$ , obtenemos:

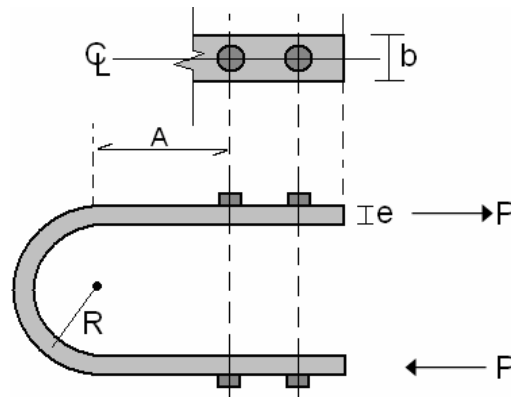
$$\delta_{y_e} = \delta_{y_{EDE}} (1 + \eta) \quad (4.1.2-12)$$

El desplazamiento que nos interesa es el del marco por lo cual la fórmula 4.1.2-12 cambiaría:

$$\delta_y = \frac{\delta_{y_{EDE}} (1 + \eta)}{\cos \alpha} \quad (4.1.2-13)$$

La rigidez  $K_{EDE}$  se calculará con las propiedades geométricas de las placas ovales y teniendo la rigidez que aporten cada una de las placas al disipador. La placa de forma “U” en el disipador, según Aguirre y Sánchez (1992), aporta una fuerza P de (ver figura 4.1.2.d):

$$P_{y_{EDE}} = \frac{M_P}{R} \quad (4.1.2-14)$$



**Fig. 4.1.2.d**

donde  $P_{y_{EDE}}$  es la carga de fluencia que resiste la placa en forma de “U”; se tiene un momento plástico en función del espesor e, ancho b y esfuerzo de fluencia  $\sigma_{EDE}$ :

$$M_P = \frac{\sigma_{EDE} \cdot b \cdot e^2}{4} \quad (4.1.2-15)$$

Al utilizar las dos fórmulas 4.1.2-14 y 15 y despejando  $P_y$ , obtenemos que:

$$P_{y_{EDE}} = \frac{\sigma_{EDE} \cdot b \cdot e^2}{4 \cdot R} \quad (4.1.2-16)$$

En caso de utilizar placas en forma oval, la fórmula cambiaría, ya que la oval equivale a 2 veces la placa de forma “U”:

$$P_{y_{EDE}} = \frac{\sigma_{EDE} \cdot b \cdot e^2}{2 \cdot R} \quad (4.1.2-16)$$

Con las ecuaciones anteriores se deben dimensionar las placas ovales de manera que aporten la rigidez y resistencia necesarias. Teniendo la aportación de rigidez del disipador debido a sus propiedades

geométricas y mecánicas es como se diseñarán para cada nivel, mencionando que el proceso de diseño del elemento disipador-diagonal será iterativo, debido a que la longitud de la diagonal  $L_D$  esta en función de la longitud del disipador y esta depende del número de placas ovales.

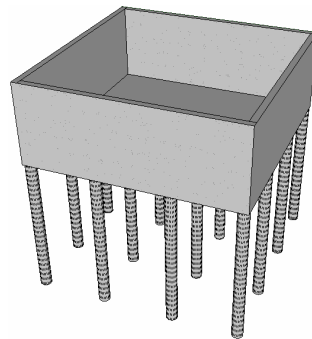
### 4.1.3 Interacción suelo-estructura

Posterior al sismo de septiembre de 1985 los edificios dañados severamente estaban entre los 5 y 15 niveles todo estos o la mayor parte cimentados con pilotes de fricción (Mendoza et al., 1997). Estos edificios estaban desplantados en zona lacustre donde el espesor de depósitos de arcilla blanda de entre 30 y 50 metros de profundidad y el periodo es cercano a 2 seg. La mayoría de estos edificios son estructuras flexibles de concreto reforzado con sistemas con viga y losa monolítica, o con losa plana aligerada (Borja et al. 1986; Meli 1986). Los periodos de las estructuras dañadas hacían pensar en la diferencia entre sus periodos y los del suelo de los sitios, por lo que también se atribuyeron las fallas a características de las estructuras, calidad del diseño, comportamiento no lineal y a su interacción con el suelo de cimentación (Renséndiz y Roesset, 1986).

El problema en la zona donde se desplantan teóricamente nuestros modelos proviene de las condiciones difíciles del suelo que existen en la zona del lago, como son los depósitos de arcilla blanda de baja resistencia y alta compresibilidad, conjuntamente con problemas de consolidación regional y aunada con lo anterior la amplificación de movimientos sísmico en la zona. Con el fin de mitigar la influencia de la consolidación regional se recurre a cimentaciones de tipo mixto (compuestas por un cajón de cimentación apoyado sobre pilotes de fricción, ver fig.4.1.3.a) para edificios en la zona del lago (Zeevaert, 1957; Mendoza et al. 1997). Las cimentaciones de este tipo presentan comportamiento satisfactorio durante sismos.

Es frecuente que se estime la respuesta sísmica de un edificio suponiendo que la estructura está desplantada sobre un espacio infinitamente rígido, cuya superficie se mueve durante un sismo. De esta manera no representamos las deformaciones locales que ocurren en la zona de unión del suelo con la estructura. Al ocurrir la excitación y cuando empiezan las deformaciones en el suelo que rodea la cimentación, la reacción de la estructura sobre el terreno ocasiona deformaciones locales, que alteran el movimiento de la estructura en su base, y por lo tanto su respuesta. Asociados con estas deformaciones están varios grados de libertad que se pueden enumerar en 3 componentes, el traslacional horizontal y vertical, y el rotacional con respecto a un eje horizontal perpendicular a la cimentación. Las componentes tomadas en cuenta en este trabajo serán la trasnacional horizontal y la componente rotacional. La componente en rotación es particularmente significativa para edificios altos.

Se obtuvieron los valores de rigideces y coeficientes de amortiguamiento del sistema suelo-cimentación de acuerdo con las NTC-Diseño por sismo-Apéndice A (Apéndice A.3). La interacción suelo-estructura se incluirá tanto en el diseño de los nueve modelos (fig.4.1.3.b) como en los análisis estructurales posteriores.



**Fig.4.1.3.a**

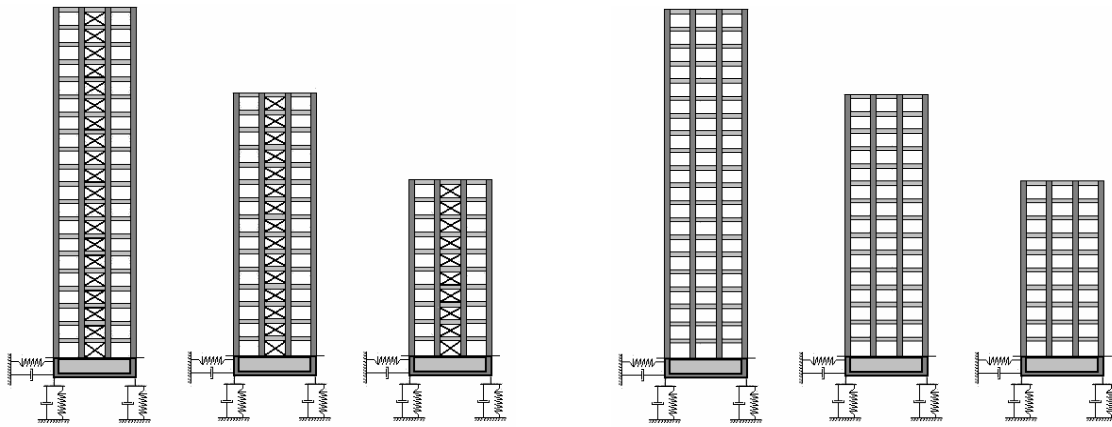


Fig.4.1.3.b

## 4.2 Análisis estructural

Las estructuras producto de la simulación fueron analizadas estructuralmente por medio de dos tipos de análisis:

- a) Análisis de empuje lateral pseudo-estático
- b) Análisis dinámico no-lineal paso a paso.

Los análisis estructurales citados se realizaron con el programa computacional DRAIN-2D (Powell, 1973), al cual se incorporó el modelo de degradación de resistencia y rigidez de Campos y Esteva, (1997). A diferencia del análisis pseudo-estático, en el análisis dinámico no-lineal paso a paso se consideró el efecto interacción suelo-estructura, por medio de la rutina incorporada por Mendoza (1991). Las estructuras fueron modeladas parcialmente, tomando un marco central y uno extremo (ver fig. 4.2.a).

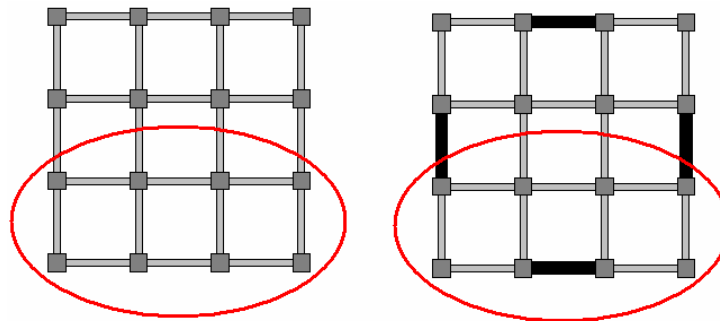


Fig. 4.2.a

Los marcos son unidos con elementos armadura muy rígidos y los nodos de cada nivel se desplazaran horizontalmente de la misma manera para garantizar el comportamiento de “diafragma”. Ver fig. 4.2.b.

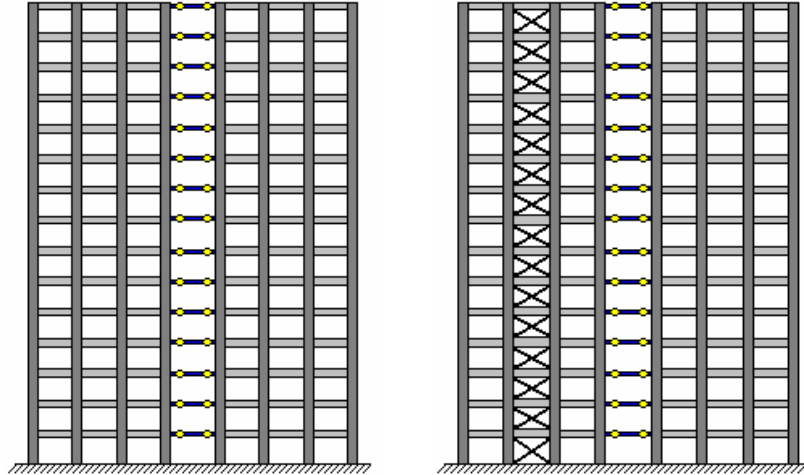


Fig.4.2.b

#### 4.2.1 Análisis de empuje lateral pseudo-estático

El análisis no-lineal de empuje lateral estático incremental es un análisis “comúnmente” calculado para obtener en términos del desplazamiento del ultimo nivel y cortante basal, la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. Debido a que el programa DRAIN-2D no tiene integrado este tipo de análisis, se realizó un análisis no-lineal de empuje lateral pseudo-estático. En este último análisis se evalúa la rigidez, resistencia y ductilidad global de la estructura por medio de fuerzas de inercia, debidas a un patrón de masas (ver fig. 4.2.1.a) designadas a cada nivel, que se presentan debido a una excitación en la base. La excitación planteada es una aceleración lineal incremental con una constante de proporcionalidad  $K_a$ , con respecto al tiempo.

El patrón de proporción de las masas de cada nivel se tomó del vector de amplitud del modo fundamental de la estructura. Este vector fue normalizado considerando como la unidad el valor de la amplitud del último nivel. Para obtener fuerzas de inercia lo suficientemente grandes en comparación con las que provendrían de las masas de la estructura, se tomó la masa total adicional igual a 100 veces la masa total de la estructura. El valor resultante se estableció como la masa del último nivel y el valor de la masa de cada nivel fue calculado reduciendo la masa del último nivel en la proporción ya mencionada. Existen otras formas de modelar este tipo de análisis por medio de una excitación dinámica como está mencionado en el Apéndice B.1.

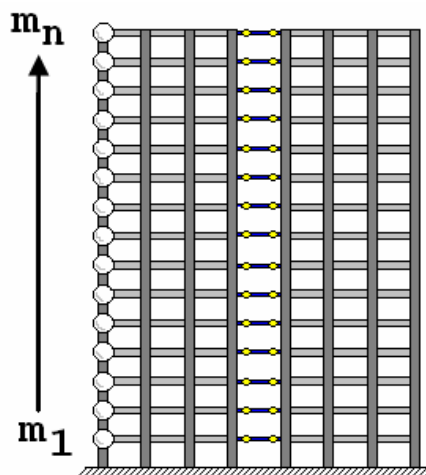


Fig.4.2.1.a



Debido a que en principio es un análisis dinámico, existen vibraciones en la respuesta del sistema. Por esto se analizó un modelo fijando el patrón de cargas y reduciendo gradualmente la pendiente de la rampa de aceleración hasta obtener gráficas donde los valores variaran en menos de 2%. En la figura 4.2.1.b se puede ver como, al disminuir el valor de la pendiente de la rampa de aceleración, varía la grafica desplazamiento en la azotea contra cortante basal. En este trabajo se utilizó una pendiente donde el valor de la rigidez inicial ya no variara considerablemente y desaparecieran los efectos dinámicos al presentarse el cortante basal final (ver fig. 4.2.1.c). Para más detalles, ver apéndice B.1.

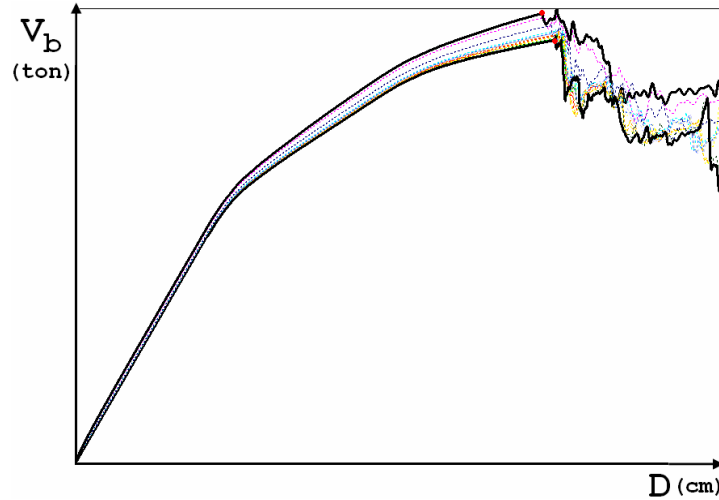


Fig. 4.2.1.b

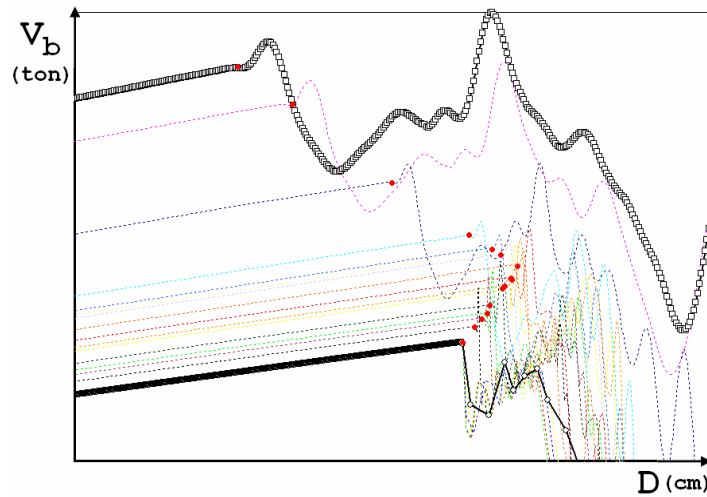


Fig. 4.2.1.c

#### 4.2.2 Análisis dinámico no-lineal paso a paso

Estos análisis se realizaron con el programa DRAIN-2D con el modelo de Campos y Esteva (1997) de degradación de resistencia y rigidez incorporado, así como la interacción suelo-estructura (Mendoza E., 1991).

## 5. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

Las normas actuales plantean un diseño sismorresistente con niveles “óptimos” de desempeño sin establecer una relación explícita entre requerimientos de diseño y confiabilidad sísmica. Es por esto que incluir parámetros cuantitativos explícitos que relacionen la confiabilidad y las normas nos daría una idea de la confiabilidad estructural relacionada con el diseño bajo determinadas condiciones. La introducción de criterios de evaluación de la confiabilidad estructural al campo estructural ha sido el objetivo de estudio hechos por investigadores como Cornell (1969), Rosenblueth y Esteva (1972), Esteva et al. (2001) y Meli (1976).

### 5.1 Metodología de evaluación de la confiabilidad de los sistemas estudiados

La metodología utilizada para la evaluación de la confiabilidad comprendió un método de segundos momentos probabilísticos y la evaluación del daño por medio de desplazamientos y demanda de ductilidad bajo excitaciones dinámicas. En contraparte, se encuentra la excitación que se tomará en cuenta por medio de la intensidad, medida como la ordenada para el periodo fundamental de la estructura en el espectro elástico de respuesta.

Para tomar en cuenta el daño estructural “D”, se utilizó un índice de reducción de rigidez secante. Este índice ( $I_{RRS}$ ) propuesto por Esteva e Ismael (2004), es el siguiente:

$$I_{RRS} = \frac{(K_0 - K)}{K_0} \quad (5.1-1)$$

Aquí,  $K_0$  es la rigidez tangencial elástica obtenida de una curva desplazamiento de azotea contra cortante basal y  $K$  es la rigidez secante del sistema en el instante en el que alcanza su máxima deformación lateral en respuesta a la excitación sísmica. La condición de colapso se define como  $I_{RRS}=1.0$ , producto de una rigidez  $K$  muy pequeña debido a un desplazamiento máximo infinitamente grande en el análisis dinámico. Con esto se plantea que conforme en la estructura decrece la rigidez durante la excitación y el índice tiende a 1.0, el SE se acercara al estado de falla por colapso.

Para evaluar la confiabilidad de los SE's estudiados se siguió la siguiente metodología:

a) Se realizó un análisis de empuje lateral pseudo-estático a las estructuras para conocer su rigidez tangencial elástica,  $K_0$  (ver figura 5.1.a).

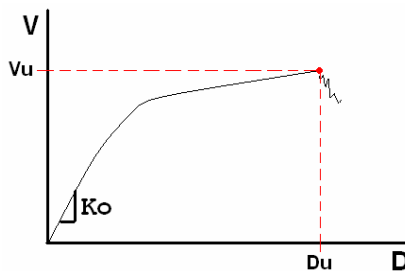


Fig. 5.1.a

b) Se realizó un análisis de respuesta dinámica paso a paso de las estructuras bajo los sismos seleccionados con el fin de obtener el desplazamiento máximo y cortante debido a éste, y así calcular la rigidez secante,  $K$ . (ver fig. 5.1.b).

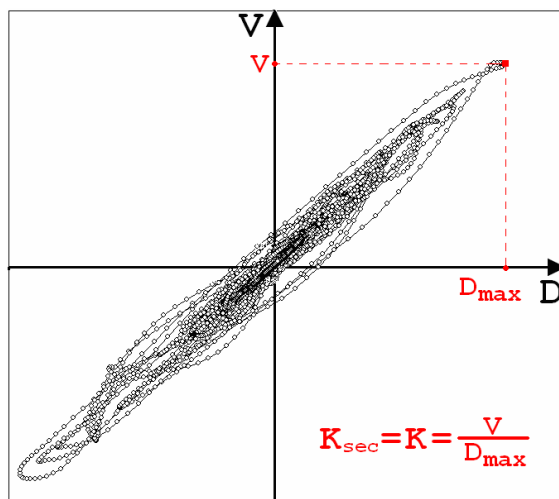


Fig. 5.1.b

c) Con el periodo fundamental con interacción suelo-estructura, se localizó la ordenada en el espectro de respuesta lineal de la excitación.

Siguiendo la metodología anterior se generó una gráfica como la mostrada en la figura 5.1.c. En ella, en el eje de las abscisas se encuentra el valor de  $D = I_{RRS} = (K_o - K) / K_o$  y en el de las ordenadas la pseudo-aceleración,  $S_a$ . Es importante mencionar que se buscó obtener valores de “D” cercanos a la condición de colapso; esto se logró escalando las excitaciones. Se presentaron casos en los que el valor de D fue igual a 1, por lo que se escaló esa misma excitación con valores menores que la unidad, hasta obtener valores de D cercanos a 1.0.

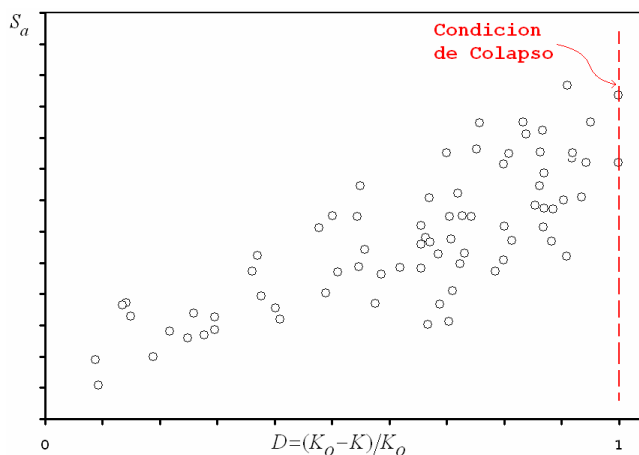


Fig. 5.1.c

## 5.2 Función de esperanza: Z

Para elaborar la gráfica final de cada familia se realizó una serie de modificaciones. Obtenidos los valores de D contra  $S_a$ , se multiplicó  $S_a$  por  $\bar{M} / \bar{V}_Y$  y se calculó el logaritmo natural de lo ultimo.  $\bar{M}$  y  $\bar{V}_Y$ , son la masa del edificio con propiedades medias y el cortante basal de fluencia de edificio con propiedades medias, respectivamente. El cortante basal de fluencia  $\bar{V}_Y$  fue calculado a partir de un ajuste bilineal a los

valores resultantes del análisis de empuje lateral. Los cambios anteriores se hicieron el fin de normalizar la intensidad. Finalmente se obtuvo una grafica D contra  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$ .

La serie de puntos dispersos de cada gráfica fue ajustada con la ecuación 5.2-1, donde Z es el valor esperado de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$  bajo un daño “D”, escribiéndose como sigue:

$$Z = a - b(1 - D) - c(1 - D)^n \quad (5.2-1)$$

Donde a,b y c son parámetros de ajuste. El valor de n se tomó como 2, debido a que los datos presentan una tendencia descendente con una curvatura simple. La ecuación 5.2-1 tiene las siguientes características:

a) Cuando se presenta la condición de colapso, D=1, la esperanza de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$  es:

$$Z = a \quad (5.2-2)$$

b) Cuando el daño es nulo, D=0, la esperanza de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$  es:

$$Z = a - b - c \quad (5.2-3)$$

c) Derivando Z obtenemos que:

$$\frac{dZ}{dD} = b + nc(1 - D)^{n-1} \quad (5.2-4)$$

Sustituyendo las condiciones para D=1 y D=0 en 5.2-1, resulta, respectivamente;

$$\frac{dZ}{dD} = b \quad (5.2-5)$$

$$\frac{dZ}{dD} = b + nc \quad (5.2-6)$$

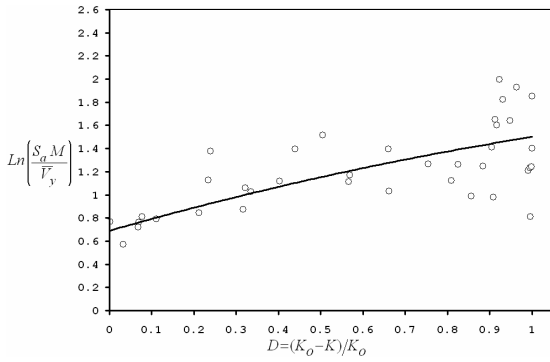
En la tabla 5.2-a se muestran los valores resultantes del ajuste de la ecuación 5.2-1 a los 9 casos.

**Tabla 5.2-a**

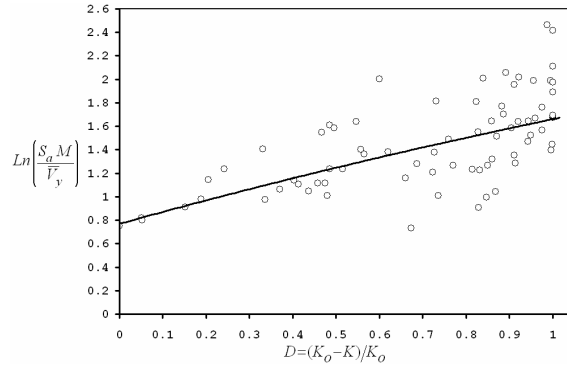
<b>HIVELES</b>	<b>RIG. DE M. C. R.</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>
<b>10N</b>	<b>100%</b>	1.50	0.50	0.23
	<b>75%</b>	1.66	0.76	0.13
	<b>50%</b>	1.81	1.37	0.33
<b>15N</b>	<b>100%</b>	1.75	0.70	0.05
	<b>75%</b>	1.85	0.72	0.32
	<b>50%</b>	1.91	1.05	0.19
<b>20N</b>	<b>100%</b>	1.69	1.35	0.15
	<b>75%</b>	1.72	1.38	0.09
	<b>50%</b>	1.80	1.10	0.23

Las gráficas de las figuras 5.2.a-1 muestran los valores del ajuste de la ecuación 5.2-1 para cada familia. En las gráficas para SEDE's se observan mayores números de puntos graficados; esto es debido a que se re-escalaron acelerogramas con la finalidad de obtener valores de D cercanos a la unidad. En las nueve gráficas se puede observar que a menor valor de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$  se presenta menor daño en los SE's.

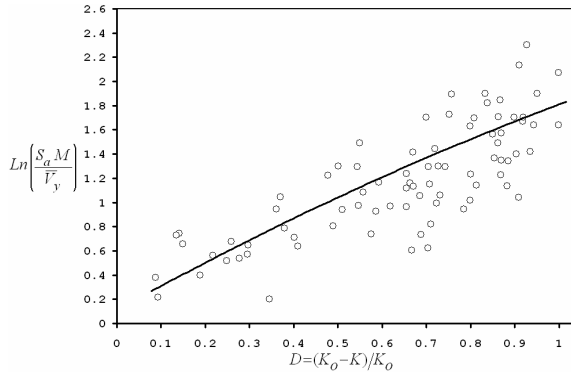
**10 NIVELES:**



**Fig. 5.2.a**  
10 NIVELES-Marco convencional

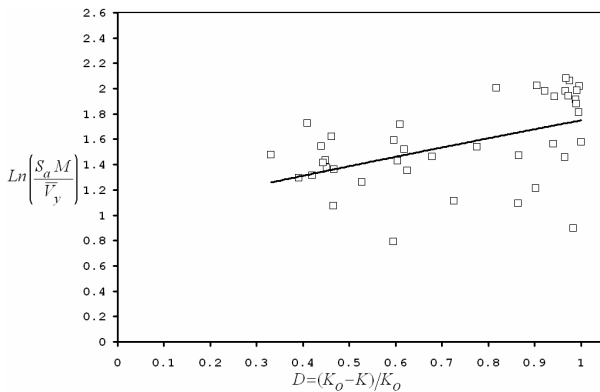


**Fig. 5.2.b**  
10 NIVELES-75% Rigidez marco de  
concreto reforzado + 25% EDE's

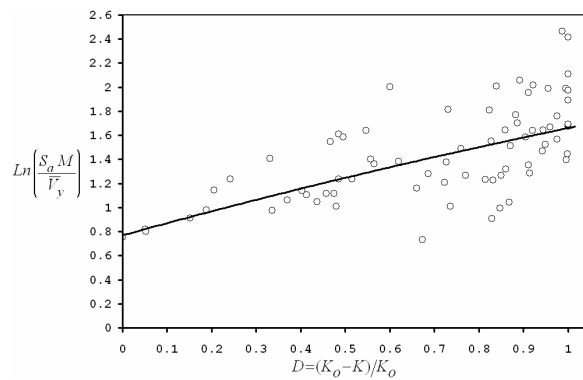


**Fig. 5.2.c**  
10 NIVELES-50% Rigidez marco de concreto reforzado + 50% EDE's

**15 NIVELES:**



**Fig. 5.2.d**  
15 NIVELES- Marco convencional



**Fig. 5.2.e**  
15 NIVELES-75% Rigidez marco de  
concreto reforzado + 25% EDE's

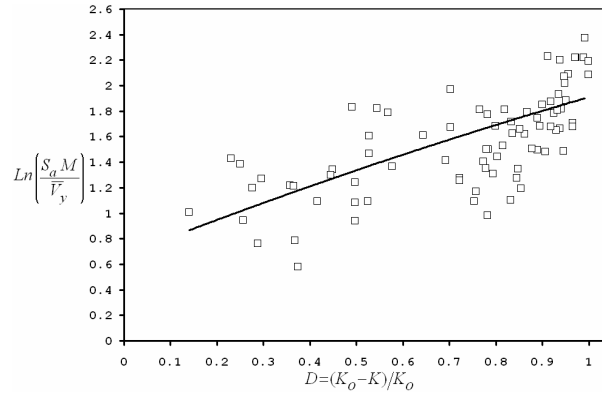


Fig. 5.2.f

15 NIVELES-50% Rigidez marco de concreto reforzado + 50% EDE's

**20 NIVELES:**

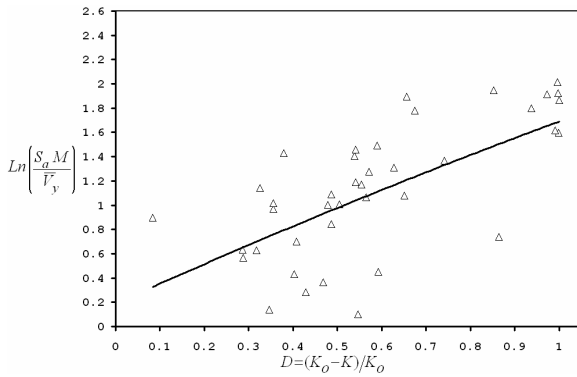


Fig. 5.2.g

20 NIVELES- Marco convencional

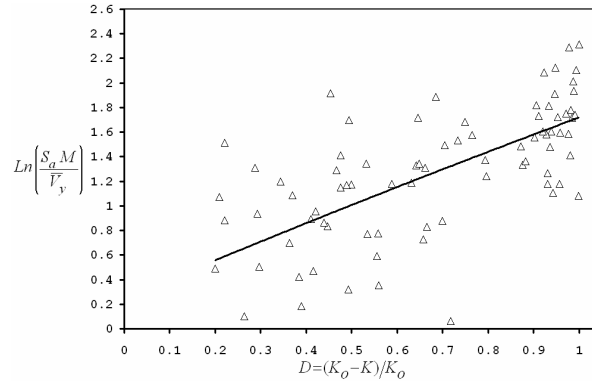


Fig. 5.2.h

20 NIVELES-75% Rigidez marco de concreto reforzado + 25% EDE's

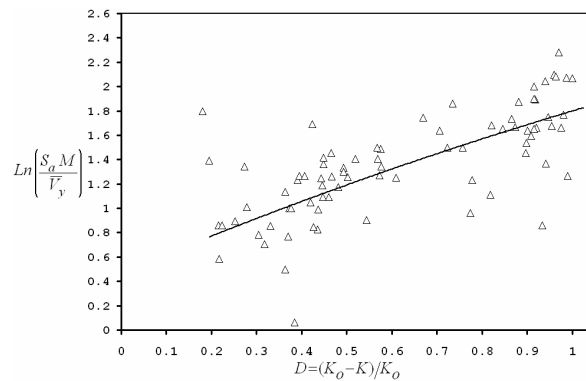
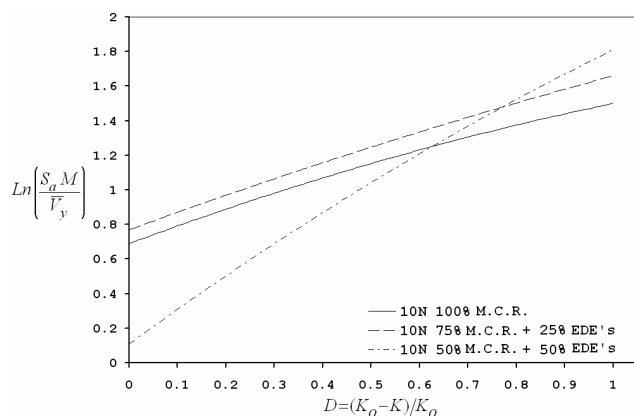


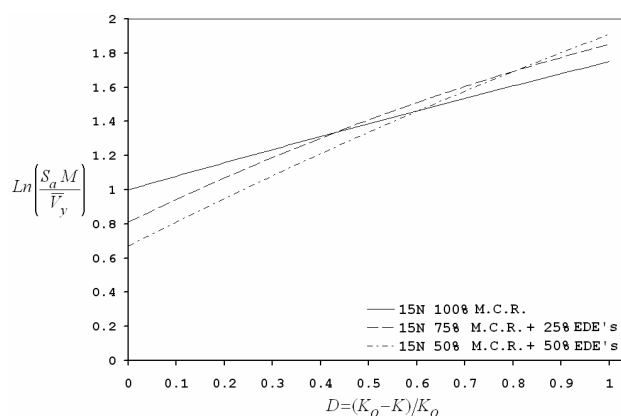
Fig. 5.2.i

20 NIVELES-50% Rigidez marco de concreto reforzado + 50% EDE's

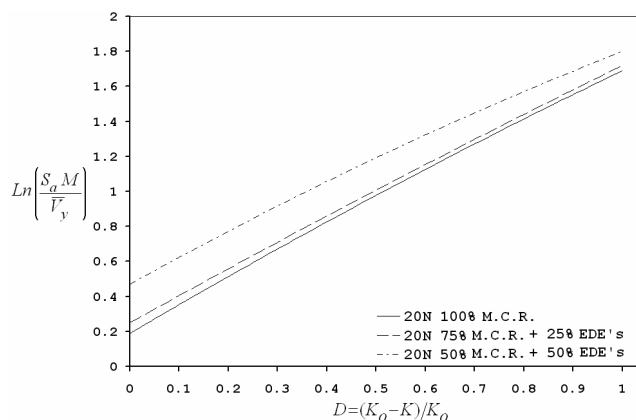
Las figuras 5.2.j-l hacen una comparativa de las ecuaciones Z para los SE's. En las todas las gráficas se muestra que para D=1, se obtienen mayores valores de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$  para los SEDE's que para los SC's.



**Fig. 5.2.j**  
**10 NIVELES**



**Fig. 5.2.k**  
**15 NIVELES**



**Fig. 5.2.l**  
**20 NIVELES**

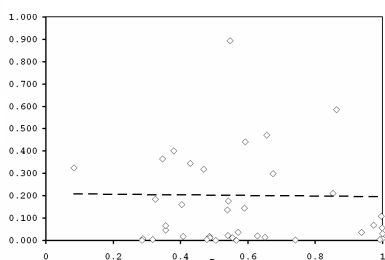
### 5.3 Índice de confiabilidad: $\beta$

Para evaluar la confiabilidad de los edificios requerimos evaluar la desviación estándar de Z. La varianza es:

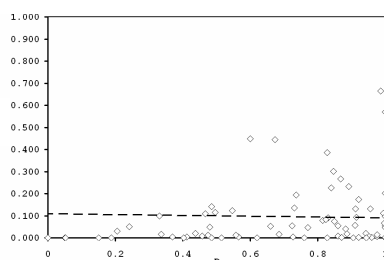
$$\sigma^2 = E[Z - \bar{Z}]^2 \tag{5.3-1}$$

Donde Z es el valor de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$  y  $\bar{Z}$  es el valor esperado de  $\text{Ln}(S_a M / \bar{V}y)$ .

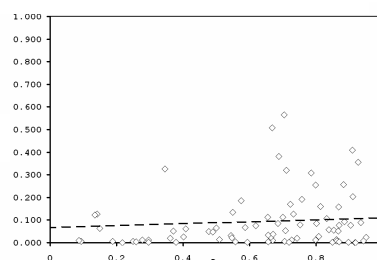
Al graficar los valores de daño "D" contra  $\sigma^2 = [Z - \bar{Z}]^2$ , se obtuvieron las siguientes gráficas para cada familia:



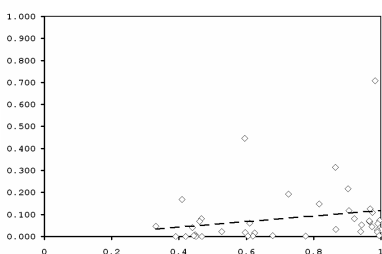
**Fig. 5.3.a**  
10 NIV: MCR



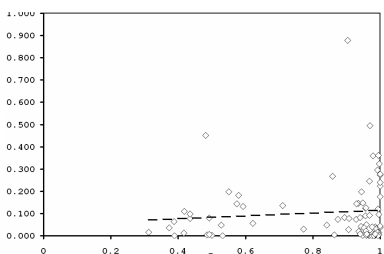
**Fig. 5.3.b**  
10 NIV: 75%MCR+25%EDE's



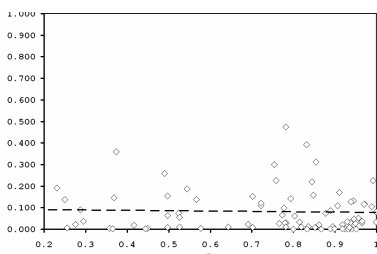
**Fig. 5.3.c**  
10 NIV: 50%MCR+50%EDE's



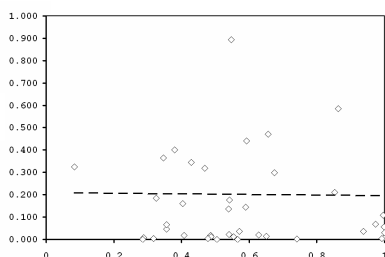
**Fig. 5.3.d**  
15 NIV: MCR



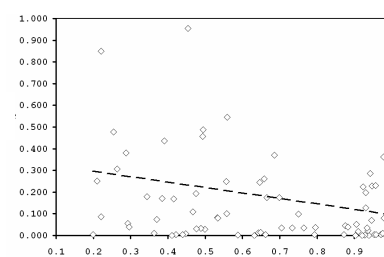
**Fig. 5.3.e**  
15 NIV: 75%MCR+25%EDE's



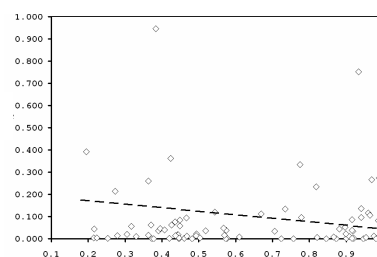
**Fig. 5.3.f**  
15 NIV: 50%MCR+50%EDE's



**Fig. 5.3.g**  
20 NIV: MCR



**Fig. 5.3.h**  
20 NIV: 75%MCR+25%EDE's



**Fig. 5.3.i**  
20 NIV: 50%MCR+50%EDE's

Para cada conjunto de valores de  $[Z - \bar{Z}]^2$ , se realizó un ajuste lineal por medio de:

$$\sigma^2 = aD + b \quad \text{y} \quad \bar{\sigma} = \sqrt{aD + b} \quad (5.3-2)$$

Donde  $\sigma^2$  es la varianza, a y b son parámetros de ajuste que se presentan en la siguiente tabla:

NIVELES	% RIG. DE	a	b
	DISPADORES		
10N	0%	0.0980	0.0136
	25%	-0.0179	0.1087
	50%	0.0435	0.0675
15N	0%	0.1262	-0.0068
	25%	0.0637	0.0522
	50%	-0.0171	0.0945
20N	0%	-0.0149	0.2103
	25%	-0.2525	0.3495
	50%	-0.1583	0.2042

Para evaluar la confiabilidad según el criterio propuesto por Esteva y Díaz-López (2006), el margen de seguridad se designa como:



$$M_S = Ln(Y_R) - Ln(Y_A) \quad (5.3-3)$$

Donde  $Y_R$  y  $Y_A$ , son las intensidades normalizadas resistentes y actuantes, respectivamente; definiéndose como:

$$Y_R = S_{aR} M / \bar{V}_y \quad (5.3-3.a)$$

$$Y_A = S_a \bar{M} / \bar{V}_y \quad (5.3-3.b)$$

En la ecuación 5.3-3.a,  $S_{aR}$  corresponde a la pseudo-aceleración resistente,  $M$  la masa total de la estructura y  $\bar{V}_y$  es el cortante basal de fluencia de la estructura con propiedades medias. En la ecuación 5.3-3.b la  $S_a$  corresponde a la pseudo-aceleración actuante,  $\bar{M}$  es la masa del edificio de propiedades medias de cada familia y  $\bar{V}_y$  es el cortante basal de fluencia de la estructura con propiedades medias.

Para la intensidad normalizada actuante,  $y_A$ , el índice de confiabilidad es:

$$\beta = \frac{\bar{M}_S [y]}{\sigma_{M_S} [y]} \quad (5.3-4)$$

donde  $\bar{M}_S (y)$  es el valor esperado del margen de seguridad dada una intensidad “y” y  $\sigma_{M_S}$  es la desviación estándar del margen de seguridad. La fórmula 5.3-4 se puede re-escribir como sigue:

$$\beta = \frac{E[Ln(Y_R) - Ln(y)]}{\sigma[Ln(Y_R) - Ln(y)]} = \frac{E[Z_F] - \ln\left(\frac{Sa\bar{M}}{\bar{V}_y}\right)}{\sigma[Z_F]} \quad (5.3-5)$$

Aquí,  $\sigma[Z_F]$  y  $E[Z_F]$  son la desviación estándar y la esperanza de  $Z$  evaluados en la estado de falla por colapso, respectivamente.  $E[Z_F]$ , será el valor de 5.2-1 para un daño  $D$  con valor unitario y  $\sigma[Z_F]$  será el valor de 5.3-2 para un daño  $D$  con valor unitario.

Las figuras 5.3.j-1 muestran las ecuaciones 5.3-5 para cada familia de estructuras, permitiendo comparar los índices de confiabilidad  $\beta$  de los SE's analizados. Para graficar la ecuación 5.3-5 se hizo variar la intensidad por ser el único parámetro variable en la ecuación.

Como es mostrado en las figuras 5.3.j-1 existe índice  $\beta$  es mayor conforme los SE's utilizan un mayor porcentaje de rigidez y resistencia proveniente de los EDE's.

**10 NIVELES:**

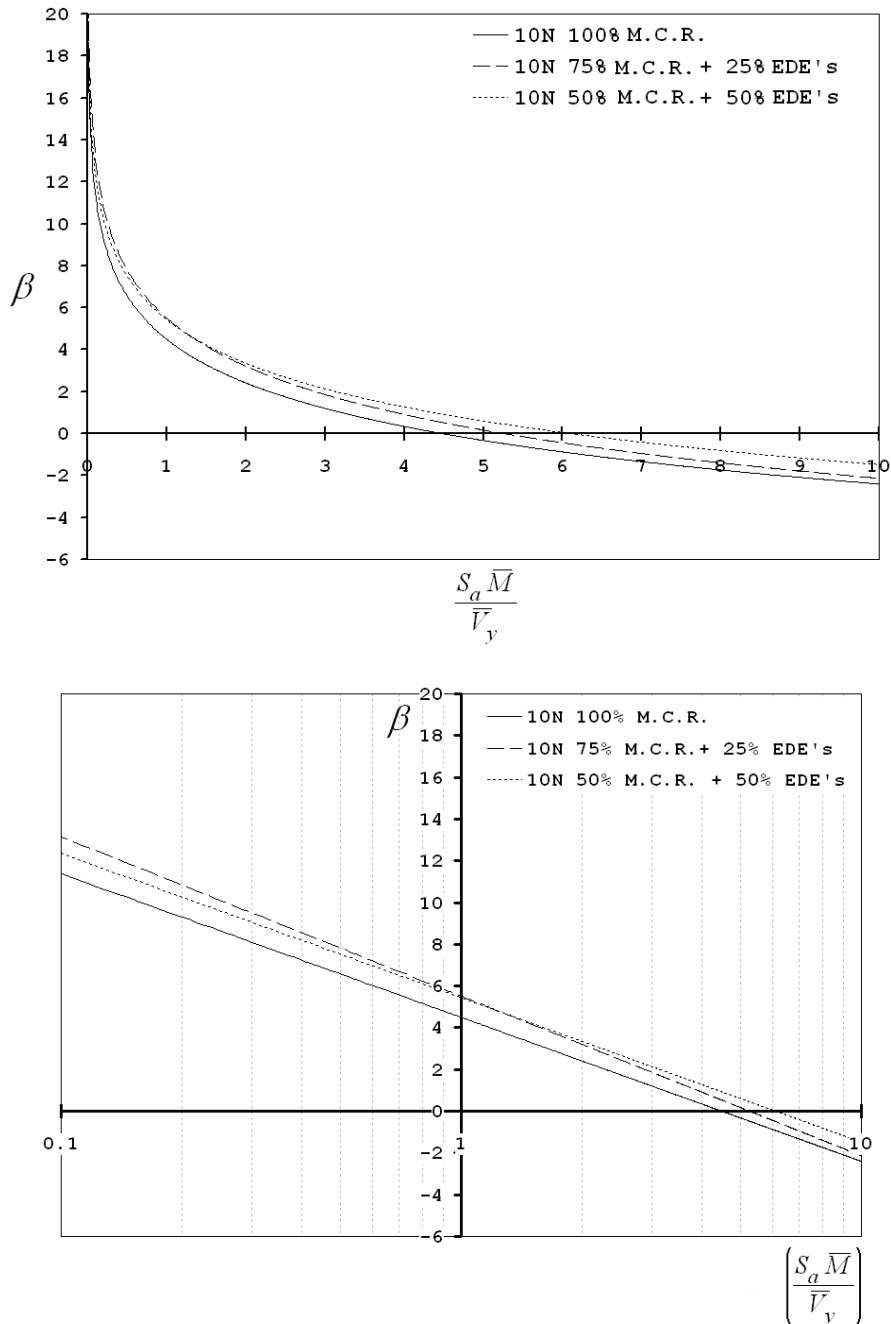
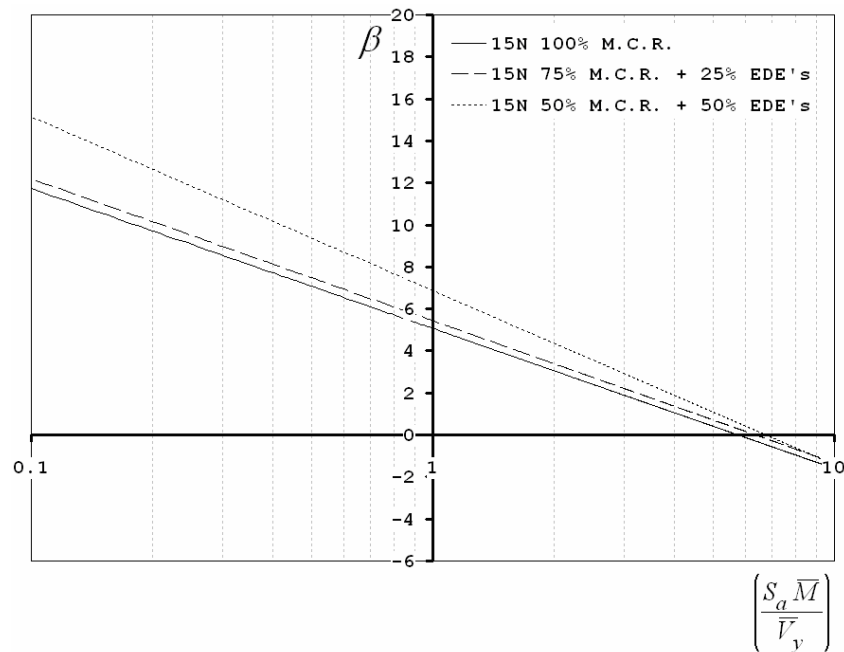
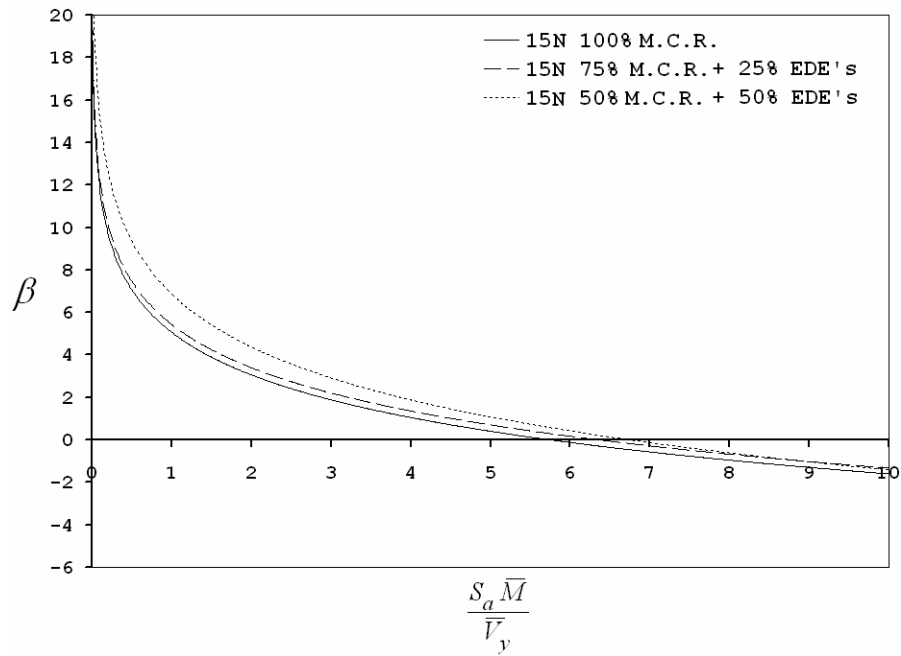


Fig. 5.3.j

10 NIVELES- 100% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado  
 10 NIVELES- 75% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado + 25% EDE's  
 10 NIVELES- 50% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado + 50% EDE's

**15 NIVELES:**



**Fig. 5.3.k**  
 15 NIVELES- 100% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado  
 15 NIVELES- 75% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado + 25% EDE's  
 15 NIVELES- 50% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado+ 50% EDE's

**20 NIVELES:**

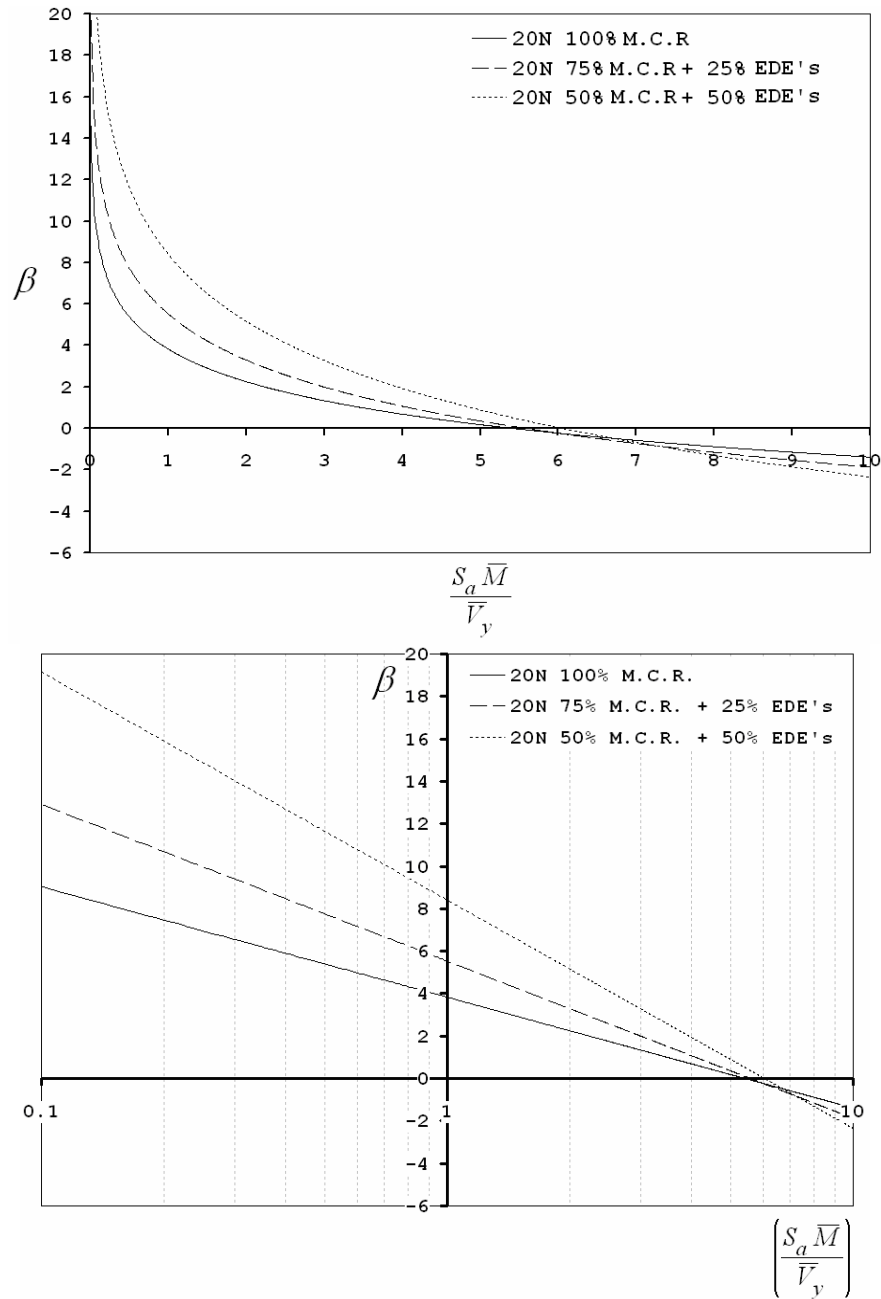


Fig. 5.3.1

20 NIVELES- 100% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado  
 20 NIVELES- 75% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado + 25% EDE's  
 20 NIVELES- 50% Rigidez de Marco de Concreto Reforzado+ 50% EDE's

Las gráficas anteriores de la intensidad normalizada contra el índice  $\beta$  presentan un formato práctico para ser utilizado durante la fase de diseño y revisión estructural. Cabe mencionar que estas gráficas serán válidas para estructuras que presenten características similares a las de los sistemas estructurales de esta tesis.

Para la fase de revisión estructural se puede considerar el valor de la masa total del edificio, una  $S_a$  relacionada con un periodo de retorno específico y un cortante basal resistente que nos conduciría a un valor de  $\beta$  y nivel de seguridad específico.

En la de diseño estructural, de un  $\beta$  específico obtendríamos un valor de  $S_a \bar{M} / V_y$ . Si consideramos un valor de la masa total del edificio y una  $S_a$  específica, el único valor que variaría a consideración del diseñador sería el cortante basal. Este último parámetro tendría como valor mínimo el planteando por las normas.

---

---

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se analizó la confiabilidad de sistemas estructurales con elementos disipadores de energía del tipo histerético y se comparó con la de sistemas estructurales convencionales. Los sistemas pertenecientes a ambos estaban diseñados para los mismos valores de resistencia y rigidez lateral. La confiabilidad fue evaluada por medio de métodos probabilísticos de segundos momentos. Para evaluar el desempeño sísmico de los sistemas estructurales se emplearon parámetros relacionados con el daño, como los desplazamientos y demanda de ductilidad. La influencia del efecto interacción suelo-estructura fue incluido en los modelos.

El desempeño sísmico de los SE's fue evaluado por medio de un índice de reducción de rigidez secante, que a su vez está relacionado con el daño que sufre el edificio durante un evento sísmico.

Al evaluar el daño sufrido por las estructuras con diferentes porcentajes de aportación de rigidez y resistencia por EDE's se obtuvo que:

En el intervalo delimitado por niveles de daño medio hasta el del colapso, la inclusión de EDE's es benéfica para el desempeño sísmico ya que disminuyen los niveles de daño conforme se incrementa el porcentaje de aportación de rigidez y resistencia de los EDE's.

Para llevar a los SEDE's al estado de falla por colapso son necesarios sismos de intensidades mayores que los que llevan a los SC's a la misma condición.

La dispersión de la respuesta para valores cercanos a la condición de falla por colapso es menor para los sistemas con EDE's.

Al evaluar la confiabilidad sísmica de los SE's por medio de lo estipulado en la capítulo 5, se obtuvo que:

La utilización de EDE's para aportar rigidez y resistencia en los SE's incrementa la confiabilidad de los SE's.

Al comparar índices de confiabilidad  $\beta$  de los SC's y SEDE's, resultó que los valores de  $\beta$  de los SEDE's son mayores conforme el porcentaje de aportación de rigidez y resistencia de los EDE's se incrementa.

Las gráficas producto de la evaluación de la confiabilidad de los SE's estudiados presentan un formato que es posible utilizar para relacionar la confiabilidad con estructuras existentes o diseñar estructuras con cierta confiabilidad.

Es recomendable realizar estudios sistemáticos de la evaluación de la confiabilidad de sistemas estructurales con diferentes factores de comportamiento sísmico, así como con distintas proporciones de contribución de los elementos disipadores a la rigidez y a la resistencia del conjunto, con objeto de desarrollar coeficientes aplicables a la práctica del diseño sísmico para niveles pre-establecidos de desempeño y confiabilidad.

---

---

## REFERENCIAS

- Aguirre M., Sánchez R. (1992), "Structural Seismic Damper". Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 118, No.5, May, 1992. pp. 1158-1171
- Alamilla J, (2001) "Criterios de diseño sísmico basado en confiabilidad para estructuras aporricadas" Tesis de doctorado, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Aritma F., Miyazake M., Tanaka H. and Yamazaki Y. (1988), "A study on Buildings with Large Damping using viscous damping walls", Ninth World conf. Earthquake Engrg., Tokyo. V, 821-826.
- Arroyo D. y Terán G. (2002), "Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", Revista de Ingeniería sísmica, 66, pp. 79-93.
- Ávila J. y Gutiérrez K. (1994) "Comparación del comportamiento sísmico inelástico de un edificio de diez niveles sin y con disipadores de energía", Revista de Ingeniería Sísmica, 66, pp. 79-93.
- Borja G., Díaz M., Vázquez A., Del Valle E. (1986). "Estadísticas de los daños causados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México". Memorias del Simposio "Los sismos de 1985: casos de mecánica de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Campos-Arias D. M.(2005), "Diseño sísmico óptimo de edificios con disipadores de energía" Tesis doctoral. División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Campos-Arias, D y L Esteva (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp 567-573
- Cornell, C.A. (1969). "A probability based structural code". Journal of the American Concrete Institute. 66 (12).
- Esteva L., (2006a), Comunicación personal, 22/06/06.
- Esteva L. y Campos A. (1998). "Criterios para el diseño sismo-resistente de edificios de concreto reforzado dotados de disipadores de energía". Informe de investigación elaborado para el GDF, proyecto 8552. Instituto de Ingeniería, UNAM. Diciembre.
- Esteva, L, O Díaz, J García, G Sierra, E Ismael y M A Fernández (2001), "Indicadores de desempeño para el desarrollo y aplicación de criterios óptimos de diseño sísmico", Informe de investigación elaborado para el gobierno del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Esteva, L., e Ismael E. (2004). A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse. Proc. International Federation for Information Processing, WG7.5 Working Conference, Banff, Canada.

- Esteva L. y Díaz-Lopez J., (2006). "Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffness reduction index". Proc 1<sup>st</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland.
- Esteva L. y Ruiz S. E. (1989), "Seismic failure rates of multistory frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, no. 2, pp: 268-284.
- Limón L A y S E Ruiz (1997), "Un ejemplo sobre dos alternativas de refuerzo: disipadores de energía o contravientos", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 2, No.1, pp. 75-91.
- Hanson, R. D., Aiken I., Nims D. K., Richter P.J. y Bachman R.E. (1993), "State-of-the-art and state-of-the-practice in seismic energy dissipation"; Memorias del Seminario sobre aislamiento sísmico, disipación pasiva de energía y control activo; ATC-17-1, Applied Tehcnology Council, San Francisco, California. Pp. 449-471.
- Housner, G. W., Bergman L.A., Caughey T.K., Chassiakos A.G., Claus R.O., Masri S.F., Skelton R.E., Soong, T.T., Spencer B.F. y Yao T.P. (1997). "Structural control: past, present, and future", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 123, No.9, pp. 897-971.
- Ismael, E, (2003), "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco – muro", Tesis de maestría. División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Jara, J. M. (1994), "Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 47, pp. 35-79.
- Ma S.M., Bertero V.V. y Popov E.P. (1976), "Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of reinforce concrete rectangular and T-beams", Earthquake engineering research center, Reporte No. EERC 76-2, Universidad de California, Berkeley.
- Mejía R. (1995). "Análisis estructural y de costos de un edificio de 10 niveles diseñado convencionalmente y otro con disipadores de energía sísmica". Tesis presentada a la FI UNAM como requisito para obtener el título de Ingeniero Civil, México.
- Meli R. (1986). "Evaluation of performance of concrete buildings damaged by the September 19, 1985 Mexico Earthquake". Proc. Intl. Conf. On the Mexico earthquake 1985, Factors involved and lessons learned, Sept. 19-21, México City, 1986.
- Meli, R (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el distrito federal", Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 375, Junio, pp. 137-157.
- Meli, R y C J Mendoza (1991), "Reglas de verificación de calidad del concreto", Revista de Ingeniería LXI, México.
- Mendoza, C J (1984), "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Mendoza, C J (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. III, No. 34, Marzo, pp. 6-11.



- Mendoza E. O., (1991). "Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura".
- Mendoza M.J., Romo M.P., Domínguez L., Orozco M., Noriega I., Velasco M., (1997). "Primera experiencia de instrumentación sismo geotécnica en una cimentación de cajón y pilotes de fricción en México". XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería sísmica
- Montiel M.A. y Ruiz S.E., 2000. "Edificios en los que conviene reforzar con disipadores de energía en lugar de utilizar contravientos", memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, realizado en León, Gto., del 1 al 4 de noviembre.
- Mirza, S A y J G MacGregor (1979), "Variability in dimensions of reinforced concrete members", Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 105, No. ST4, Abril, pp. 751-766.
- Mirza, S A y J G MacGregor (1979), "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 105, No. ST5, Mayo, pp. 921-937.
- NTC-2004, "Normas Técnicas complementarias 2004", Gaceta oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004, Tomo I, No. 103-BIS.
- Pall A.S. and Marsh C. (1981), Friction-Damped Concrete Shearwalls, Amer. Concrete Inst. J. 78(3), 187-193.
- Pall A.S. and Marsh C. (1982), Response of friction Damped Braced frames, Journal of Structural division, ASCE, 108(ST6), pp. 1313-1323.
- Park, Y J y H S Ang (1984), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Division ASCE, Vol. 110, pp 722-739.
- Park R., Priestley M.J.N. y Gill W.D. (1982), "Ductility of square confined concrete columns", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp. 929-950.
- Pier J. y A Cornell (1973), "Spatial and temporal variability of live loads", Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.
- "Powel, G H (1973), "DRAIN-2D user's guide", Reporte No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley."
- RCDF, "Reglamento de construcción del Distrito Federal-2004", Gaceta oficial del Distrito Federal, México D.F., 29 de enero de 2004.
- Reséndiz D., Roesset J.M.. (1986). "Soil-structure interaction in México City". Proc Intl. Conf. On the México earthquake 1985, Factors involved and lessons learned, Sept. 19-21, Mexico City.
- Rivera J.L., (2006). "Espectros con Tasa de falla uniforme para sistemas con disipadores de energía", Tesis Doctoral, División de estudios de posgrado, Facultad de ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, M y J C Botero (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 575, Enero.

- Rodríguez M.E. y Botero J.C. (1997). "Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo", *Revista de Ingeniería* No. 56, SMIS, pp. 9-27
- Rodríguez M.E. y Hoyos L.P. (2004), "Evaluación del modo de falla de pandeo del acero de refuerzo longitudinal en elementos de concreto reforzado sometidos a acciones sísmicas", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, SMIE Acapulco.
- Rosenblueth, E y L Esteva (1972), "Reliability basis for some Mexican codes", *ACI-SP-31 Probabilistic design of reinforced concrete buildings*, pp. 1-41.
- Ruiz S. E. y Badillo H. (2001), "Performance-Based design approach for seismic rehabilitation of buildings with displacement-dependent dissipators", *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No.3, pp. 531-548.
- Rivera J. L. y Ruiz S.E., (2006) "Design Approach based on UAFR Spectra for structures with dissipating elements". *Earthquake Spectra*
- Ruiz S. E. y A Soriano (1997), "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States", *Journal of the Structural Engineering*. Vol.123, No. 6, Junio, pp. 816-822.
- Ruiz S.E. (1998). "Revisión sobre el desarrollo de disipadores de energía sísmica en México", *Memorias del V Simposio Nacional de Ingeniería sísmica sobre disipadores de energía para controlar la respuesta sísmica de edificios*, Toluca, Edo. de México, 18-19 septiembre, pp. 155-166.
- Ruiz, E., Mejía, R y Ruiz, S. E. (1996), "Análisis comparativo de dos marcos: uno diseñado convencionalmente, y otro con dispositivos TADAS", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 53, pp. 37-48.
- Ruiz, S. E., Urrego, O. E. y Silva, F. L. (1995), "Influence of spatial distribution of energy-dissipating bracing elements on the seismic response of multistory frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1511-1525.
- Scribner C.F. y Wight J.K. (1978), "Delaying shear strength decay in reinforced concrete flexural members and large load reversals", *Reporte No. UMEE 78R2*, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Michigan.
- Skinner R.I., Tyler R.G., Heine A.J. y Robinson W.H. (1980), *Hysteretic Dampers for the Protection of Structures from Earthquakes*, *Bull. N.Z. Soc. Earthquake Engrg.* 13(1), 22-36.
- Soriano A., S. E. Ruiz (1997), "Análisis teórico de cargas vivas en edificios", *Serie azul del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 586, Febrero.
- Soong T. T., Dargush G. F. (1997). "Passive Energy dissipation systems in structural engineering". John Wiley & Sons.
- Soriano, A, S Ruiz, J Vázquez, G Cervantes y O Urrego (2001), "Cargas vivas máximas de diseño para edificios de oficinas en la ciudad de México", *Serie Azul*, No. 623, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Townsend W.H. y Hanson R.D. (1977), "Reinforced concrete connection hysteresis loops", *Publicación ACI SP53-13*, pp. 351-370

Torres, M. A. y Ruiz, S.E. (2004), "Design algorithm based on probabilistic seismic demands for buildings rehabilitated with hysteretic energy-dissipating devices", *Earthquake Spectra*, Col. 20, No. 2, pp. 503-521.

Uzumeri S.M., (1977). "Strength and ductility of cast-in-place beam-column joins", *Publicación ACI SP53-13*. pp-283-350.

Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31 (3): 491-514

Wang, M L y S P Shah (1987), "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp 993-1003.

Zeevaert L. (1957). "Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico city. *Proc. IVth Intl. Cof. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London; II,81-86.

# APENDICE

## A. Sistemas estructurales.

### A.1 Periodos de las Estructuras

Periodo de edificios simulados sin interacción suelo-estructura:

	100 % Marco de C.R.				75 % Marco C.R. + 25% Disip.				50 % Marco C.R. + 50% Disip.		
	10 N	15 N	20 N		10 N	15 N	20 N		10 N	15 N	20 N
forMod. 000	0.84	0.8	0.73	forMod. 000	0.821	0.756	0.726	forMod. 000	0.873	0.855	0.797
forMod. 001	1.3	1.4	1.43	forMod. 001	1.155	1.367	1.349	forMod. 001	1.106	1.235	1.31
forMod. 002	1.24	1.41	1.47	forMod. 002	1.175	1.344	1.294	forMod. 002	1.081	1.249	1.195
forMod. 003	1.31	1.36	1.51	forMod. 003	1.226	1.231	1.39	forMod. 003	1.125	1.173	1.357
forMod. 004	1.31	1.43	1.48	forMod. 004	1.145	1.318	1.408	forMod. 004	1.086	1.232	1.201
forMod. 005	1.27	1.41	1.52	forMod. 005	1.148	1.366	1.389	forMod. 005	1.075	1.281	1.173
forMod. 006	1.32	1.42	1.54	forMod. 006	1.196	1.239	1.381	forMod. 006	1.102	1.18	1.22
forMod. 007	1.27	1.4	1.6	forMod. 007	1.175	1.217	1.439	forMod. 007	1.124	1.199	1.28
forMod. 008	1.31	1.37	1.55	forMod. 008	1.161	1.402	1.344	forMod. 008	1.121	1.225	1.224
forMod. 009	1.27	1.44	1.53	forMod. 009	1.183	1.336	1.394	forMod. 009	1.037	1.18	1.227
forMod. 010	1.25	1.33	1.56	forMod. 010	1.118	1.32	1.368	forMod. 010	1.129	1.247	1.265
forMod. 011	1.24	1.47	1.55	forMod. 011	1.174	1.308	1.405	forMod. 011	1.146	1.175	1.239
forMod. 012	1.3	1.39	1.46	forMod. 012	1.26	1.347	1.358	forMod. 012	1.129	1.265	1.239
forMod. 013	1.27	1.38	1.42	forMod. 013	1.143	1.282	1.364	forMod. 013	1.119	1.201	1.307
forMod. 014	1.25	1.44	1.44	forMod. 014	1.091	1.372	1.273	forMod. 014	1.056	1.241	1.279
forMod. 015	1.26	1.37	1.42	forMod. 015	1.204	1.365	1.429	forMod. 015	1.113	1.24	1.295
forMod. 016	1.32	1.41	1.6	forMod. 016	1.149	1.244	1.377	forMod. 016	1.101	1.227	1.235
forMod. 017	1.21	1.38	1.52	forMod. 017	1.151	1.256	1.388	forMod. 017	1.213	1.246	1.233
forMod. 018	1.21	1.49	1.46	forMod. 018	1.128	1.353	1.42	forMod. 018	1.121	1.253	1.259
forMod. 019	1.25	1.36	1.52	forMod. 019	1.18	1.333	1.38	forMod. 019	1.155	1.259	1.287
forMod. 020	1.33	1.4	1.54	forMod. 020	1.25	1.393	1.287	forMod. 020	1.139	1.203	1.288
forMod. 021	1.29	1.38	1.4	forMod. 021	1.242	1.291	1.417	forMod. 021	1.056	1.283	1.196
forMod. 022	1.25	1.36	1.46	forMod. 022	1.176	1.363	1.414	forMod. 022	1.055	1.316	1.236
forMod. 023	1.23	1.41	1.48	forMod. 023	1.191	1.311	1.459	forMod. 023	1.104	1.299	1.232
forMod. 024	1.29	1.48	1.48	forMod. 024	1.241	1.364	1.305	forMod. 024	1.072	1.231	1.31
forMod. 025	1.22	1.46	1.52	forMod. 025	1.228	1.238	1.319	forMod. 025	1.081	1.248	1.307
forMod. 026	1.28	1.46	1.47	forMod. 026	1.134	1.305	1.358	forMod. 026	1.032	1.19	1.231
forMod. 027	1.27	1.43	1.56	forMod. 027	1.106	1.278	1.409	forMod. 027	1.161	1.31	1.245
forMod. 028	1.23	1.45	1.38	forMod. 028	1.189	1.292	1.444	forMod. 028	1.126	1.249	1.26
forMod. 029	1.34	1.42	1.51	forMod. 029	1.18	1.306	1.352	forMod. 029	1.091	1.223	1.301
forMod. 030	1.22	1.37	1.47	forMod. 030	1.178	1.328	1.396	forMod. 030	1.157	1.215	1.228
forMod. 031	1.23	1.41	1.5	forMod. 031	1.137	1.314	1.25	forMod. 031	1.116	1.196	1.238
forMod. 032	1.38	1.44	1.61	forMod. 032	1.158	1.223	1.342	forMod. 032	1.087	1.249	1.204
forMod. 033	1.25	1.45	1.44	forMod. 033	1.199	1.323	1.424	forMod. 033	1.124	1.329	1.279
forMod. 034	1.25	1.4	1.47	forMod. 034	1.146	1.231	1.36	forMod. 034	1.15	1.228	1.204
forMod. 035	1.3	1.54	1.52	forMod. 035	1.227	1.28	1.331	forMod. 035	1.15	1.255	1.253
forMod. 036	1.29	1.48	1.48	forMod. 036	1.24	1.276	1.373	forMod. 036	1.113	1.249	1.262
forMod. 037	1.31	1.35	1.43	forMod. 037	1.155	1.301	1.38	forMod. 037	1.082	1.221	1.202
forMod. 038	1.26	1.41	1.54	forMod. 038	1.175	1.323	1.399	forMod. 038	1.2	1.217	1.252
forMod. 039	1.22	1.37	1.52	forMod. 039	1.21	1.237	1.403	forMod. 039	1.147	1.23	1.22
forMod. 040	1.3	1.43	1.46	forMod. 040	1.17	1.311	1.469	forMod. 040	1.148	1.249	1.261
	<b>1.261951</b>	<b>1.399024</b>	<b>1.476829</b>		<b>1.168683</b>	<b>1.293756</b>	<b>1.360171</b>		<b>1.10739</b>	<b>1.228122</b>	<b>1.23978</b>

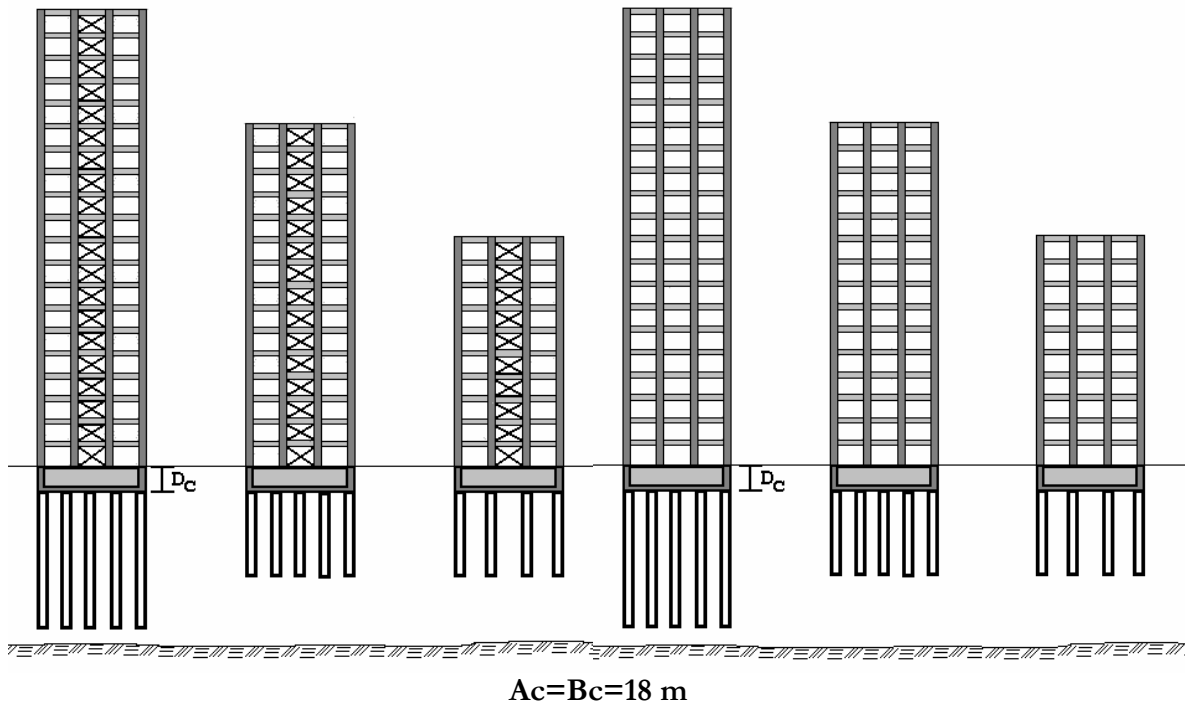
\* forMod.000- Edificio con propiedades medias

Periodo de edificios simulados con interacción suelo-estructura:

	100 % Marco				75 % Marco + 25% Disip.				50 % Marco + 50% Disip.		
	10 N	15 N	20 N		10 N	15 N	20 N		10 N	15 N	20 N
forMod. 000	1.1177	1.4936	1.7755	forMod. 000	1.1561	1.4832	1.8305	forMod. 000	1.1234	1.4966	1.8183
forMod. 001	1.4996	1.8284	1.7838	forMod. 001	1.9875	1.5662	2.2493	forMod. 001	1.5923	1.778	2.1628
forMod. 002	1.4178	1.9054	1.9864	forMod. 002	1.3812	1.8918	1.897	forMod. 002	1.5413	1.7806	1.7039
forMod. 003	1.4949	1.8387	2.8886	forMod. 003	1.4006	1.6841	2.3848	forMod. 003	1.2422	1.6873	2.079
forMod. 004	1.5281	1.8159	1.8796	forMod. 004	1.3318	1.9369	1.8185	forMod. 004	1.2957	1.6736	1.9663
forMod. 005	1.4207	1.9082	2.248	forMod. 005	1.3317	1.7974	2.4072	forMod. 005	0.9716	1.8416	1.8576
forMod. 006	1.5128	1.9048	2.0662	forMod. 006	1.3887	1.8214	2.248	forMod. 006	1.3176	1.6515	2.0529
forMod. 007	1.4628	1.874	1.6065	forMod. 007	1.3694	1.8291	2.1304	forMod. 007	1.1794	1.7404	2.0605
forMod. 008	1.481	1.869	2.2263	forMod. 008	1.35	1.9843	2.2032	forMod. 008	1.3381	1.7395	2.4027
forMod. 009	1.416	1.8379	2.452	forMod. 009	1.3101	1.863	1.8275	forMod. 009	1.2349	1.611	1.6753
forMod. 010	1.6198	1.8165	2.0951	forMod. 010	1.3137	1.835	2.3417	forMod. 010	1.274	1.7963	1.7212
forMod. 011	1.5107	1.8267	2.4896	forMod. 011	1.3687	1.8681	2.1699	forMod. 011	1.373	2.0932	2.0052
forMod. 012	1.5076	1.9013	2.1216	forMod. 012	1.3236	1.9779	2.2605	forMod. 012	1.373	1.8064	1.968
forMod. 013	1.4634	1.8797	2.0966	forMod. 013	1.3634	1.8462	1.9645	forMod. 013	1.3301	1.7065	2.1253
forMod. 014	1.5497	1.9612	2.1769	forMod. 014	1.2739	1.9269	1.788	forMod. 014	1.2564	1.7311	2.1587
forMod. 015	1.4428	1.8587	2.3197	forMod. 015	1.4277	2.0519	2.1481	forMod. 015	1.3228	1.76	2.1081
forMod. 016	1.4396	1.9099	2.4937	forMod. 016	1.3508	1.7352	1.9832	forMod. 016	1.3128	1.7262	2.1038
forMod. 017	1.3846	1.7927	2.3829	forMod. 017	1.4262	1.7895	2.3901	forMod. 017	1.3948	1.7727	1.7542
forMod. 018	1.3894	1.7104	1.582	forMod. 018	1.3093	1.971	2.2972	forMod. 018	1.3427	1.7986	1.9373
forMod. 019	1.4237	1.848	2.2576	forMod. 019	1.4286	1.8144	2.2872	forMod. 019	1.3419	1.7598	2.2471
forMod. 020	1.5688	1.9173	2.8167	forMod. 020	1.4468	1.8962	1.8237	forMod. 020	1.5941	1.7432	1.9344
forMod. 021	1.4057	1.5037	1.5258	forMod. 021	1.4269	1.5111	2.0873	forMod. 021	1.2844	1.9073	2.0032
forMod. 022	1.394	1.5973	2.3738	forMod. 022	1.354	1.847	2.8204	forMod. 022	1.2613	1.8353	2.1198
forMod. 023	1.4133	1.9053	1.9998	forMod. 023	1.4407	1.8668	2.2821	forMod. 023	1.3101	1.8558	2.1239
forMod. 024	1.4734	1.9733	2.0485	forMod. 024	1.4538	1.5979	2.18	forMod. 024	1.2917	1.7415	2.0204
forMod. 025	1.3938	1.9952	2.2062	forMod. 025	1.4311	1.7437	1.7067	forMod. 025	1.2826	1.8248	1.3988
forMod. 026	1.4768	2.046	2.2895	forMod. 026	1.311	1.9405	2.1119	forMod. 026	1.2236	1.563	2.002
forMod. 027	1.4845	1.9742	2.2308	forMod. 027	1.2864	1.7749	1.9568	forMod. 027	1.3717	1.8209	1.7306
forMod. 028	1.4233	1.9998	2.1563	forMod. 028	1.3834	1.8844	2.3213	forMod. 028	1.5845	1.784	1.7997
forMod. 029	1.104	1.1699	2.9118	forMod. 029	1.3563	1.8789	2.217	forMod. 029	1.296	2.2638	2.4054
forMod. 030	1.3838	1.9014	2.0403	forMod. 030	1.4226	1.8637	2.957	forMod. 030	1.397	1.6821	2.2943
forMod. 031	1.4197	1.8217	2.4742	forMod. 031	1.3251	1.891	1.7989	forMod. 031	1.343	1.9742	2.1272
forMod. 032	1.58	2.0097	2.45	forMod. 032	1.3598	1.7044	2.1402	forMod. 032	1.2513	1.7773	1.9029
forMod. 033	1.3524	1.9399	1.9265	forMod. 033	1.418	1.7789	2.3731	forMod. 033	1.2954	1.8994	2.031
forMod. 034	1.4884	1.9616	2.1772	forMod. 034	1.3515	1.8353	2.2963	forMod. 034	1.3501	1.7381	1.9858
forMod. 035	1.501	1.7788	3.4751	forMod. 035	1.4475	1.8349	2.0929	forMod. 035	1.3378	1.4599	2.0745
forMod. 036	1.4689	1.6961	2.3725	forMod. 036	1.4516	1.772	2.3853	forMod. 036	1.1955	1.7728	2.7153
forMod. 037	1.5175	1.8605	2.1883	forMod. 037	2.0966	1.9381	2.2313	forMod. 037	1.5364	1.7338	1.9132
forMod. 038	1.6246	1.9496	2.3043	forMod. 038	1.3848	1.8725	2.1418	forMod. 038	1.4149	1.7901	1.9491
forMod. 039	1.4141	1.9298	2.1135	forMod. 039	1.4101	1.736	2.4108	forMod. 039	1.3531	1.7439	1.9516
forMod. 040	1.5054	1.9596	2.0332	forMod. 040	1.4039	1.779	2.4969	forMod. 040	1.3658	1.8742	1.8675
	<b>1.450637</b>	<b>1.856334</b>	<b>2.220559</b>		<b>1.403778</b>	<b>1.820017</b>	<b>2.181915</b>		<b>1.329227</b>	<b>1.774056</b>	<b>2.006312</b>

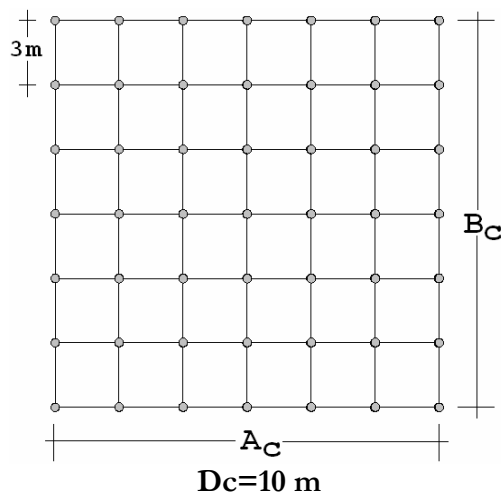
\* forMod.000- Edificio con propiedades medias

A.2 Interacción Suelo-Estructura



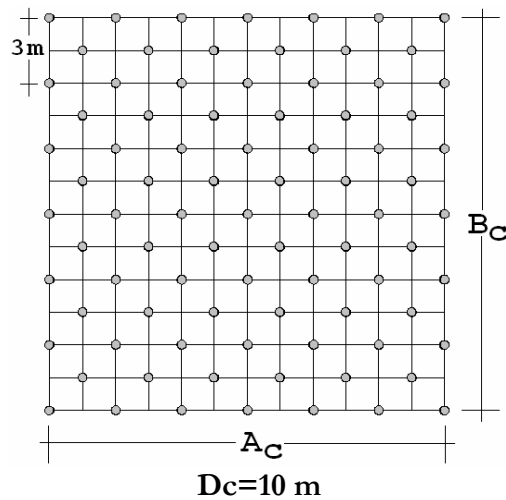
Cimentación de los edificios de 10 niveles:

Suelo:	Pilotes de fricción:
$G = 674.193 \frac{T}{m^2}$	49 Pilotes
$\gamma = 1.25 \frac{T}{m^3}$	d=0.4 m
$\nu = 0.45$	L=15 m
$C = 2.0 \frac{T}{m^2}$	$\gamma = 2.4 \frac{T}{m^3}$



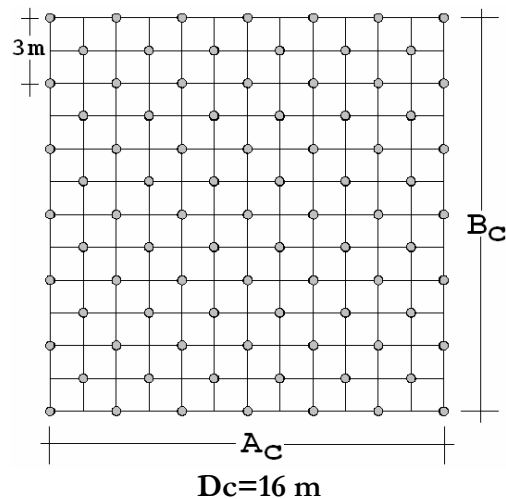
**Cimentación de los edificios de 15 niveles:**

Suelo:	Pilotes de fricción:
$G = 674.193 \frac{T}{m^2}$	85 Pilotes
$\gamma = 1.25 \frac{T}{m^3}$	d=0.6 m
$\nu = 0.45$	L=15 m
$C = 2.0 \frac{T}{m^2}$	$\gamma = 2.4 \frac{T}{m^3}$



**Cimentación de los edificios de 15 niveles:**

Suelo:	Pilotes de fricción:
$G = 674.193 \frac{T}{m^2}$	85 Pilotes
$\gamma = 1.25 \frac{T}{m^3}$	d=0.6 m
$\nu = 0.45$	L=22 m
$C = 2.0 \frac{T}{m^2}$	$\gamma = 2.4 \frac{T}{m^3}$



**RIGIDECES DINAMICAS DEL SUBSISTEMA CIMENTACION-SUELO**

		RIGIDECEZ DINAMICAS			
		Kx (Kg/cm)	Kr (Kg cm/rad)	Cx (Kg seg/cm)	Cr (Kg cm seg/rad)
100% M.C.R.	10 NIV	1229045.5	5.210E+11	52801.000	4.167E+10
	15 NIV	1825311.0	5.365E+11	63519.000	4.880E+10
	20 NIV	2702500.0	8.210E+11	92084.500	7.655E+10
75% M.C.R. + 25% EDE's	10 NIV	1229033.5	5.210E+11	52797.000	4.163E+10
	15 NIV	1825487.5	5.380E+11	63605.500	4.964E+10
	20 NIV	2703000.0	8.275E+11	92453.000	8.045E+10
50% M.C.R. + 50% EDE's	10 NIV	1228686.0	5.180E+11	52677.000	4.046E+10
	15 NIV	1825839.0	5.410E+11	63787.500	5.140E+10
	20 NIV	2704000.0	8.370E+11	93084.500	8.705E+10

\* Las rigideces y coeficientes de amortiguamiento en esta tabla son los respectivos a la parte utilizada del edificio en los análisis estructurales no-lineales (50%).

Donde:

Kx=Rigidez del subsistema cimentación-suelo asociada a las traslación horizontal de la base.

Cx=Coficiente de Amortiguamiento del subsistema cimentación-suelo asociado a las traslación horizontal de la base.

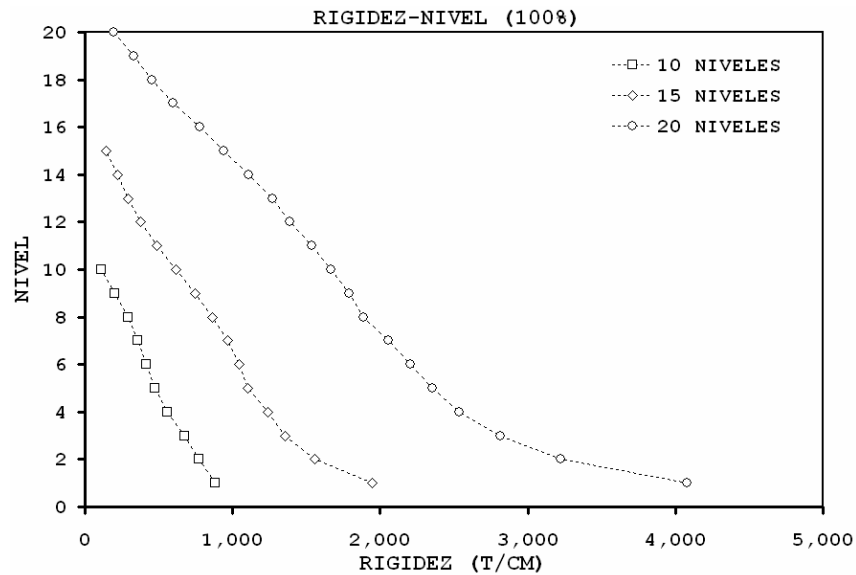
Kr=Rigidez del subsistema cimentación-suelo asociada a las rotación de la base.

Cr=Coficiente de Amortiguamiento del subsistema cimentación-suelo asociado a las rotación de la base.



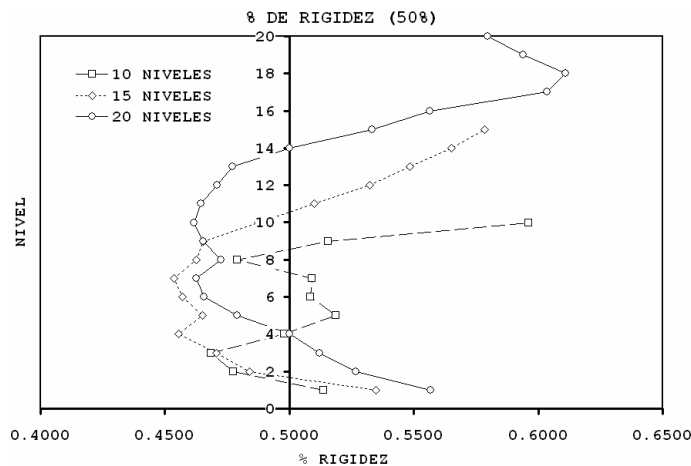
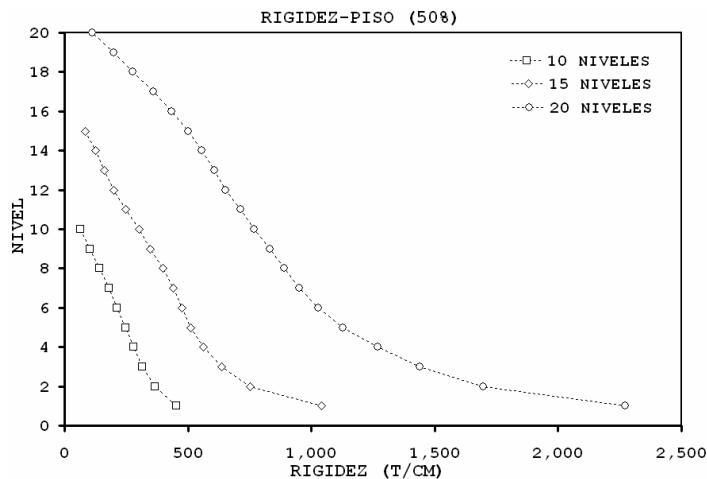
### A.3 Rigidez de modelos

Rigidez de sistemas estructurales convencionales (100% Rigidez)



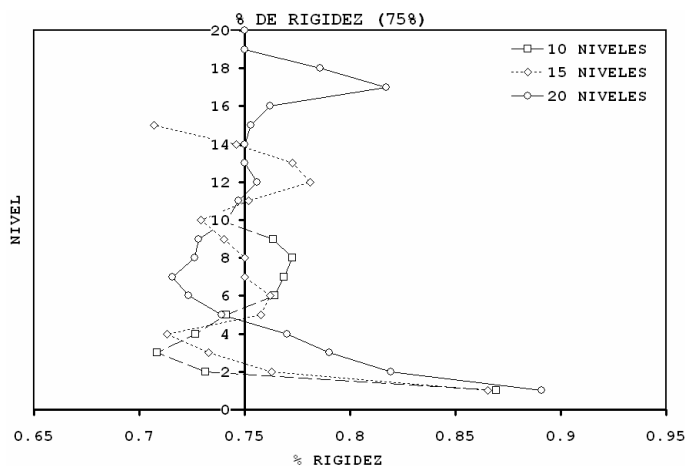
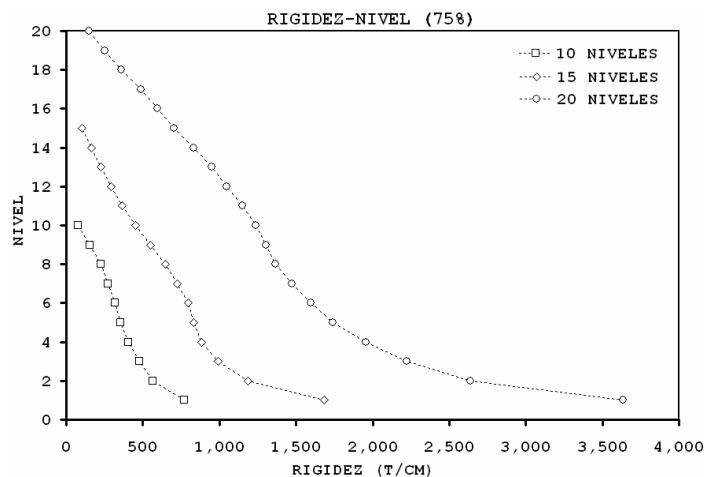
EDIFICIOS DISEÑADOS POR NTC-04 (T/cm)					
20 PISOS		15 PISOS		10 PISOS	
RIGIDECES	PISOS	RIGIDECES	PISOS	RIGIDECES	PISOS
4081.63265	1	1948.05195	1	884.9557522	1
3220.33898	2	1555.55556	2	769.2307692	2
2812.5	3	1354.16667	3	672.2689076	3
2537.31343	4	1237.1134	4	560	4
2352.94118	5	1100	5	476.1904762	5
2205.88235	6	1041.66667	6	416.6666667	6
2058.82353	7	967.741935	7	353.9823009	7
1884.05797	8	860.215054	8	294.1176471	8
1791.04478	9	744.680851	9	200	9
1666.66667	10	618.556701	10	107.5268817	10
1538.46154	11	485.436893	11		
1384.61538	12	373.831776	12		
1269.84127	13	294.117647	13		
1111.11111	14	219.78022	14		
937.5	15	142.857143	15		
781.25	16				
597.014925	17				
454.545455	18				
333.333333	19				
196.078431	20				

Rigidez de sistemas estructurales con disipadores de energía (75% Rigidez marco de concreto reforzado + 25% rigidez en elementos disipadores de energía):



EDIFICIOS DISEÑADOS CON RIGIDEZ DEL 50% DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS POR NTC-04 CON RIGIDEZ 100%								
20 PISOS			15 PISOS			10 PISOS		
RIGIDECES	% RIG	PISOS	RIGIDECES	% RIG	PISOS	RIGIDECES	% RIG	PISOS
2272.72727	0.5568	1	1041.666667	0.5347	1	454.54545	0.5136	1
1696.42857	0.5268	2	752.688172	0.4839	2	367.34694	0.4776	2
1440	0.5120	3	637.254902	0.4706	3	314.96063	0.4685	3
1268.65672	0.5000	4	563.3802817	0.4554	4	278.88446	0.4980	4
1126.76056	0.4789	5	511.627907	0.4651	5	246.91358	0.5185	5
1027.39726	0.4658	6	476.1904762	0.4571	6	211.86441	0.5085	6
952.380952	0.4626	7	439.0243902	0.4537	7	180.18018	0.5090	7
890.410959	0.4726	8	398.0099502	0.4627	8	140.84507	0.4789	8
833.333333	0.4653	9	346.5346535	0.4653	9	103.09278	0.5155	9
769.230769	0.4615	10	301.5075377	0.4874	10	64.102564	0.5962	10
714.285714	0.4643	11	247.5247525	0.5099	11		<b>50.84%</b>	
652.173913	0.4710	12	199.0049751	0.5323	12			
606.060606	0.4773	13	161.2903226	0.5484	13			
555.555556	0.5000	14	124.2236025	0.5652	14			
500	0.5333	15	82.6446281	0.5785	15			
434.782609	0.5565	16		<b>49.80%</b>				
360.36036	0.6036	17						
277.777778	0.6111	18						
198.019802	0.5941	19						
113.636364	0.5795	20						
	<b>51.46%</b>							

Rigidez de sistemas estructurales con disipadores de energía (75% Rigidez marco de concreto reforzado + 25% rigidez en elementos disipadores de energía):



EDIFICIOS DISEÑADOS CON RIGIDEZ DEL 75% DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS POR NTC-04 CON RIGIDEZ 100%								
20 PISOS			15 PISOS			10 PISOS		
RIGIDECES	% RIG	PISOS	RIGIDECES	% RIG	PISOS	RIGIDECES	% RIG	PISOS
3636.36364	0.89090909	1	1685.393258	0.865168539	1	769.23077	0.86923077	1
2638.88889	0.81944444	2	1186.440678	0.762711864	2	562.5	0.73125	2
2222.22222	0.79012346	3	992.3664122	0.732824427	3	476.19048	0.70833333	3
1954.02299	0.77011494	4	882.3529412	0.713235294	4	406.97674	0.72674419	4
1739.13043	0.73913043	5	833.3333333	0.757575758	5	352.94118	0.74117647	5
1595.74468	0.72340426	6	793.6507937	0.761904762	6	318.47134	0.76433121	6
1473.68421	0.71578947	7	725.8064516	0.75	7	272.10884	0.76870748	7
1368.42105	0.72631579	8	645.1612903	0.75	8	227.27273	0.77272727	8
1304.34783	0.72826087	9	551.1811024	0.74015748	9	152.67176	0.76335878	9
1235.95506	0.74157303	10	451.1278195	0.729323308	10	79.365079	0.73809524	10
1149.42529	0.74712644	11	364.9635036	0.751824818	11		<b>75.84%</b>	
1046.51163	0.75581395	12	291.9708029	0.781021898	12			
952.380952	0.75	13	227.2727273	0.772727273	13			
833.333333	0.75	14	163.9344262	0.745901639	14			
705.882353	0.75294118	15	101.010101	0.707070707	15			
595.238095	0.76190476	16		<b>75.48%</b>				
487.804878	0.81707317	17						
357.142857	0.78571429	18						
250	0.75	19						
147.058824	0.75	20						
	<b>76.33%</b>							

Rigidez a adicionar con disipadores histeréticos de energía  
 50% de Rigidez por disipadores: (T/cm)

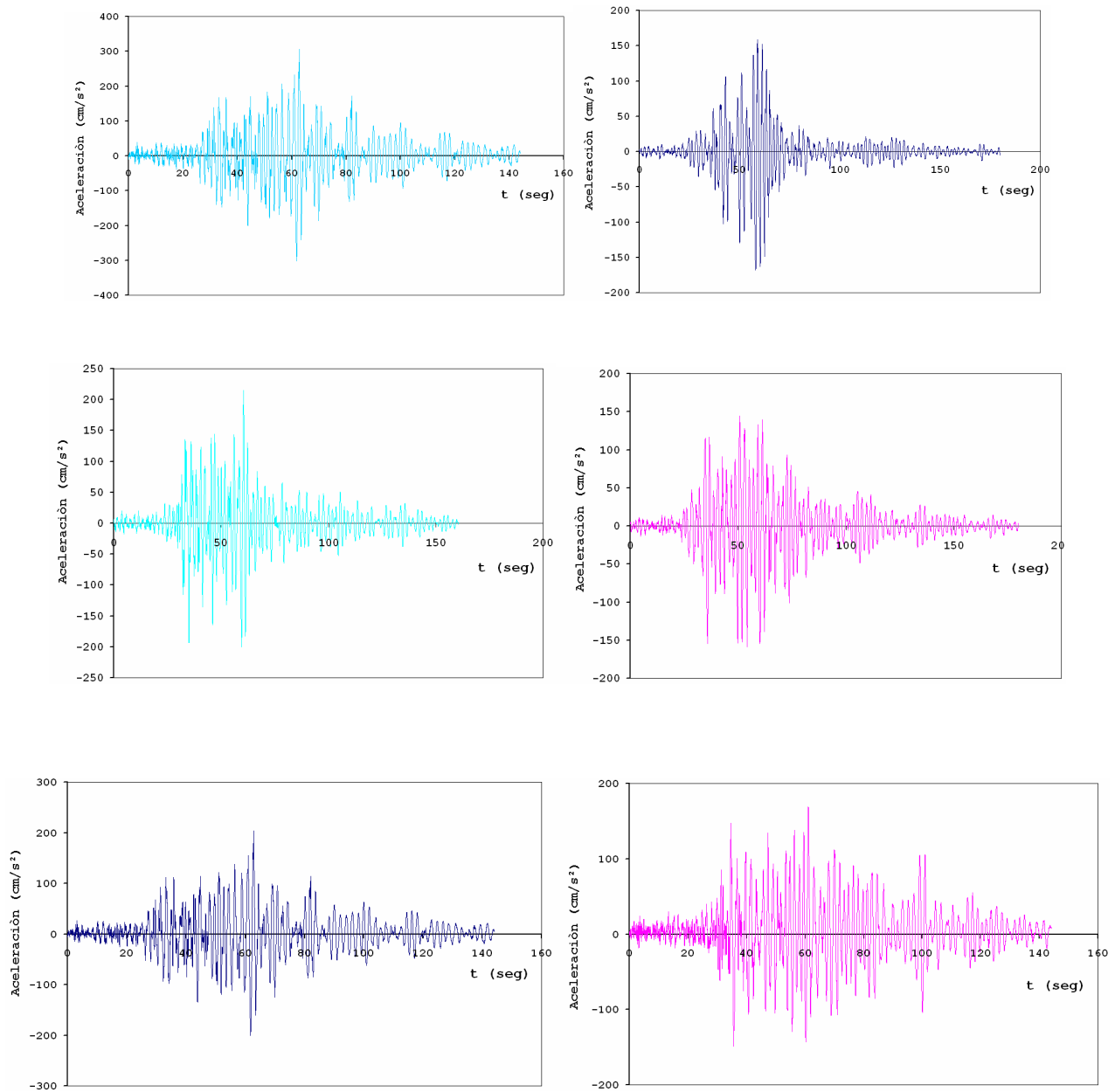
<b>50% DE RIGIDEZ A APORTAR POR DISIPADORES</b>					
<b>20 PISOS</b>		<b>15 PISOS</b>		<b>10 PISOS</b>	
<b>RIGIDECES</b>	<b>PISOS</b>	<b>RIGIDECES</b>	<b>PISOS</b>	<b>RIGIDECES</b>	<b>PISOS</b>
1808.90538	1	906.385281	1	430.4102977	1
1523.91041	2	802.867384	2	401.8838305	2
1372.5	3	716.911765	3	357.3082776	3
1268.65672	4	673.73312	4	281.1155378	4
1226.18061	5	588.372093	5	229.2768959	5
1178.48509	6	565.47619	6	204.8022599	6
1106.44258	7	528.717545	7	173.8021207	7
993.647012	8	462.205104	8	153.2725766	8
957.711443	9	398.146198	9	96.90721649	9
897.435897	10	317.049163	10	43.42431762	10
824.175824	11	237.912141	11		
732.441472	12	174.826801	12		
663.780664	13	132.827324	13		
555.555556	14	95.5566173	14		
437.5	15	60.2125148	15		
346.467391	16				
236.654565	17				
176.767677	18				
135.313531	19				
82.4420677	20				

25% de Rigidez por disipadores: (T/cm)

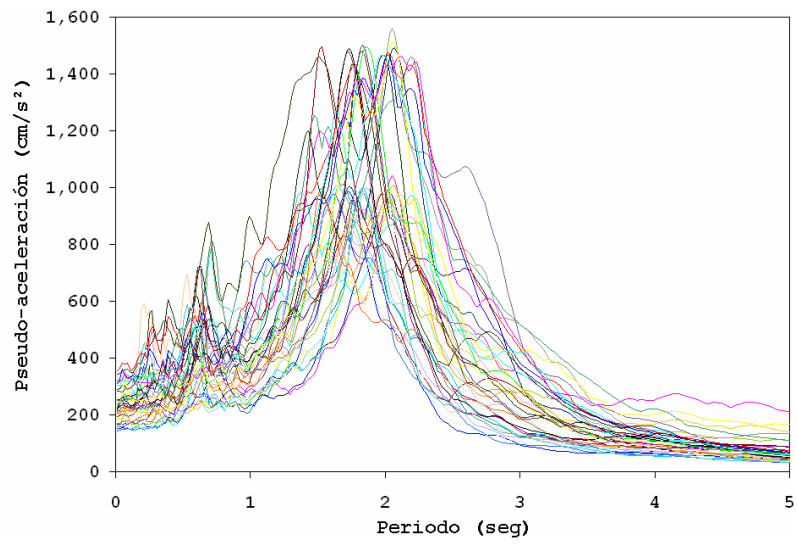
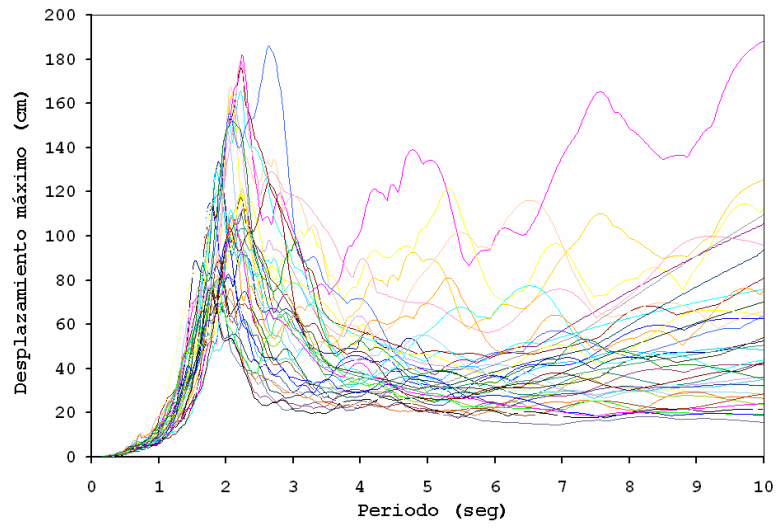
<b>25% DE RIGIDEZ A APORTAR POR DISIPADORES</b>					
<b>20 PISOS</b>		<b>15 PISOS</b>		<b>10 PISOS</b>	
<b>RIGIDECES</b>	<b>PISOS</b>	<b>RIGIDECES</b>	<b>PISOS</b>	<b>RIGIDECES</b>	<b>PISOS</b>
445.269017	1	262.65869	1	115.724983	1
581.450094	2	369.114878	2	206.7307692	2
590.277778	3	361.800254	3	196.0784314	3
583.290444	4	354.760461	4	153.0232558	4
613.810742	5	266.666667	5	123.2492997	5
610.137672	6	248.015873	6	98.19532909	6
585.139319	7	241.935484	7	81.87345735	7
515.636918	8	215.053763	8	66.84491979	8
486.69695	9	193.499749	9	47.32824427	9
430.71161	10	167.428881	10	28.16180236	10
389.036251	11	120.47339	11		
338.103757	12	81.8609728	12		
317.460317	13	66.8449198	13		
277.777778	14	55.8457936	14		
231.617647	15	41.8470418	15		
186.011905	16				
109.210047	17				
97.4025974	18				
83.3333333	19				
49.0196078	20				

### A.4 Excitaciones sísmicas

Se muestran a continuación 6 de los acelerogramas utilizados para los análisis dinámicos paso a paso:



Los espectros de desplazamiento relativo y pseudo-aceleración de los acelerogramas usados para los análisis paso a paso son los siguientes:



## B. Análisis de empuje lateral pseudo-estático

### B.1 Análisis de empuje lateral

El análisis pseudo-estático que se realizó supone masas concentradas en un nodo de cada nivel y los nodos de cada nivel se agruparon en su grado de libertad de desplazamiento horizontal. Cada nivel recibirá fuerzas de inercia, provenientes de las masas, que se generaran debido a una excitación dinámica en la base. La excitación dinámica es una aceleración incremental con una pendiente  $Ka$  (Ver fig. B.2.a).

Existen otras maneras de modelar estos tipos de análisis empleando excitación dinámica (Esteva, 2006a) la cual se esquematiza en la figura B.1.a y consiste en lo siguiente:

- Se modelara un sistema anexo que consistirá en un elemento o serie de elementos infinitamente rígidos. Este sistema estará articulado en la base.
- Se le asignara una masa al sistema anexo en el nodo superior de un valor mucho más grande que la suma de las masas del edificio.
- La rigidez axial ( $k_i$ ) de los elementos de enlace, serán calculadas por medio de:

$$K_i = \frac{A_i E_i}{L_i} \alpha_i \quad \alpha_i = 1 + \left( Am_i - \frac{H_i}{H} \right)$$

Donde  $A_i$ ,  $E_i$ , y  $L_i$  son el área, modulo de elasticidad y Longitud del elementos, respectivamente, y  $\alpha_i$  es la variable que modula la proporción de la fuerza en cada nivel  $i$ , donde  $Am_i$  es el valor de la amplitud para el nivel  $i$ ,  $H$  es la altura de la azotea y  $H_i$  es la altura del nivel  $i$ . El valor de  $Am_i$  puede ser tomado del vector de amplitud normalizado de modo fundamental de la estructura.

Cumpliendo las condiciones anteriores y aplicando una rampa de aceleración en la base, las fuerzas que actúen en el sistema real debido a los elementos de enlace (resortes), tendrán las siguientes características.

- Serán muchos mayores que las fuerzas de inercia debidas a las masas del sistema real y estas últimas no influenciaran a la respuesta del sistema.
- La proporción del vector de fuerzas en cada nivel será la establecida.

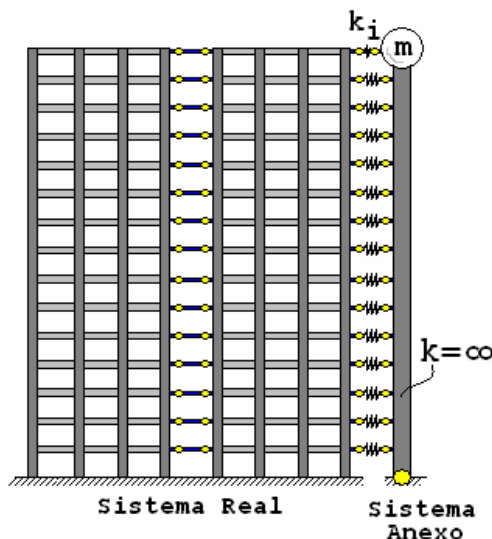


Fig. B.1.a

La excitación aplicada al sistema (figura B.1.b), debe tener una pendiente que nos permita obtener una grafica desplazamiento de azotea contra cortante basal, que no presente efectos dinámicos. Para lograr lo

anterior, se realizaron una serie de análisis de este tipo para diferentes pendientes de la excitación (Tabla B.1).

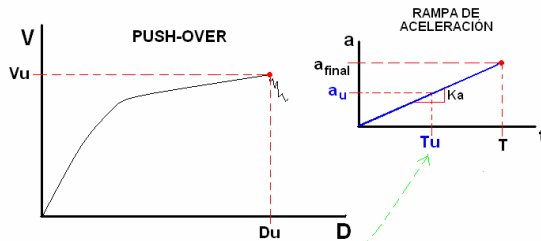


Fig. B.1.b

La pendiente ( $K_a$ ) se varió, especificando un tiempo ( $T$ ) de excitación que sea mayor que el tiempo requerido ( $T_u$ ) para alcanzar el cortante último ( $V_u$ ) a un desplazamiento último ( $D_u$ ).

Numero de Iteracion	MASA TOTAL DE LA ESTRUCTURA (MTA)=				924128.93				Au							
	PERIODO DE LA ESTRUCTURA (TE) =				0.84											
	T (seg)	$\Delta t$	NP	% G -->	$a_{final}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$K_a$	$V_u$ (Kg)	$D_u$ (cm)	$T_u$ (seg)	(cm/s <sup>2</sup> )	$K_a/te$	$T_u/TE$	$F_d=MTA \cdot A_u$	$F_d/V_u$		
1	500	0.02	25,000	0.250000	2.45250	0.00491	602567.5	43.0214	172.86	0.8479	0.0058	205.7857	783548.8661	1.3004		
2	500	0.02	25,000	0.200000	1.96200	0.00392	597680.6	43.3143	211.06	0.8282	0.0047	251.2619	765363.0623	1.2806		
3	500	0.02	25,000	0.100000	0.98100	0.00196	587164.2	44.0023	374.86	0.7355	0.0023	446.2619	679674.0205	1.1576		
4	800	0.02	40,000	0.080000	0.78480	0.00098	580034.6	44.4963	698.76	0.6855	0.0012	831.8571	633475.1888	1.0921		
5	1000	0.02	50,000	0.080000	0.78480	0.00078	578364.1	44.6174	858.48	0.6737	0.0009	1022.0000	622618.1008	1.0765		
6	1000	0.02	50,000	0.0743	0.72921	0.00073	577858.8	44.6563	919.14	0.6702	0.0009	1094.2143	619395.9454	1.0719		
7	1000	0.02	50,000	0.0706	0.69275	0.00069	577539.4	44.6792	964.14	0.6679	0.0008	1147.7857	617234.7917	1.0687		
8	1200	0.02	60,000	0.0680	0.66708	0.00056	576261.6	44.7765	1184.92	0.6587	0.0007	1410.6190	608720.9797	1.0563		
9	1500	0.02	75,000	0.0670	0.65727	0.00044	574601	44.7185	1482.38	0.6495	0.0005	1764.7381	600267.2704	1.0447		
10	1800	0.02	90,000	0.0670	0.65727	0.00037	573442.3	44.6835	1762.32	0.6435	0.0004	2098.0000	594687.2686	1.0370		
11	1999	0.02	99,950	0.0670	0.65727	0.00033	572841.1	44.6612	1947.56	0.6404	0.0004	2318.5238	591772.0216	1.0330		
12	3000	0.1	30,000	0.0670	0.65727	0.00022	570808.5	44.6048	2876.7	0.6303	0.0003	3424.6429	582437.9905	1.0204		
13	4000	0.1	40,000	0.0670	0.65727	0.00016	569727.9	44.5704	3801.5	0.6247	0.0002	4525.5952	577259.8866	1.0132		
14	5000	0.2	25,000	0.0670	0.65727	0.00013	569084.5	44.5554	4724.8	0.6211	0.0002	5624.7619	573970.8035	1.0086		
15	8000	0.2	40,000	0.0670	0.65727	0.00008	567941.8	44.5207	7489.6	0.6153	0.0001	8916.1905	568649.9601	1.0012		
16	45000	0.5	90,000	0.0670	0.65727	0.00001	566247.2	44.4514	41521	0.6065	0.0000	49429.7619	560443.2812	0.9898		
17	80000	1	80,000	0.0670	0.65727	0.00001	566065.5	44.4419	73707	0.6056	0.0000	87746.4286	559622.4445	0.9886		
18	95000	1	95,000	0.0670	0.65727	0.00001	566029.3	44.4403	87501	0.6054	0.0000	104167.8571	559455.8085	0.9884		
19	120000	1.5	80,000	0.0670	0.65727	0.00001	565992.1	44.4397	110491.5	0.6052	0.0000	131537.5000	559273.1883	0.9881		
20	190000	2	95,000	0.0670	0.65727	0.00000	565938.1	44.4382	174864	0.6049	0.0000	208171.4286	559014.6427	0.9878		
21	300000	3.5	85,714	0.0670	0.65727	0.0000022	565904.3	44.4373	276020.5	0.6047	0.0000	328595.8333	558851.5499	0.9875		
22	320000	4	80,000	0.0670	0.65727	0.0000021	565899.4	44.437	294412	0.6047	0.0000	350490.4762	558832.8217	0.9875		
23	390000	4	97,500	0.0670	0.65727	0.0000017	565889.4	44.4365	358784	0.6047	0.0000	427123.8095	558785.1250	0.9874		
23	400000	5	80,000	0.0670	0.65727	0.0000016	565889.4	44.4365	358784	0.5895	0.0000	427123.8095	544815.4969	0.9628		

Tabla B.1

En las figuras B.1.c y B.1.d se muestra que conforme disminuye la pendiente de la excitación se presenta una variación del desplazamiento y el cortante último. Para un valor de  $1.6E10^{-06}$  de  $K_a$  hubo una variación de menos del 2% para estos dos valores. Al igual que el desplazamiento y cortante último, la rigidez elástica global ( $K_o$ ) variaba (ver figura 4.2.1.b y c).

En esta trabajo se utilizó una rampa de pendiente de  $1.31454E-06$  menor que la final presentada en la tabla B.1.

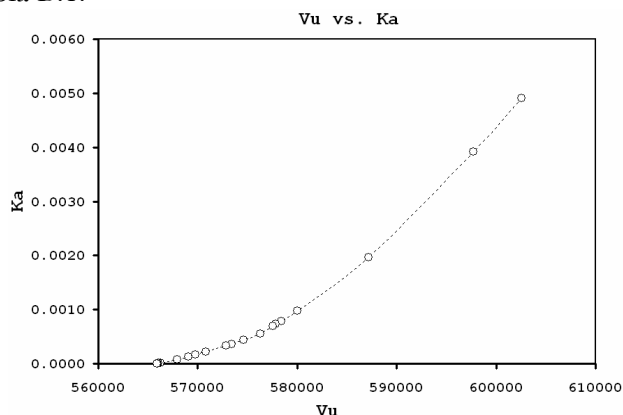


Fig. B.1.c

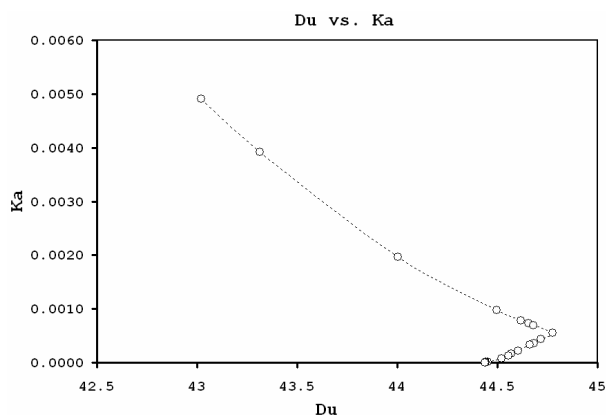
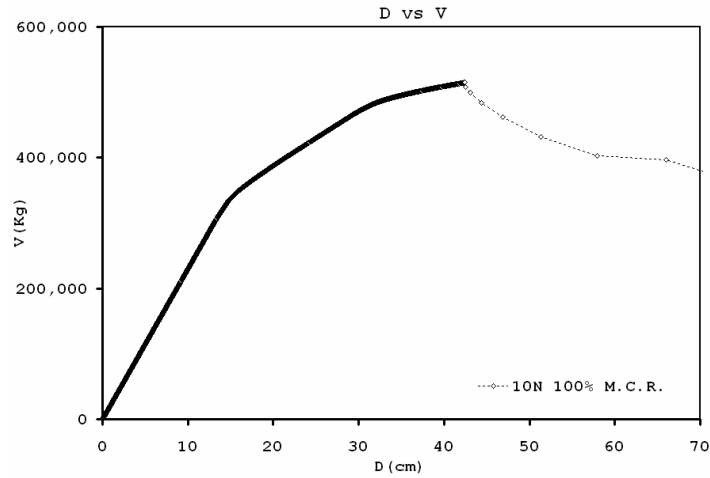


Fig. B.1.d

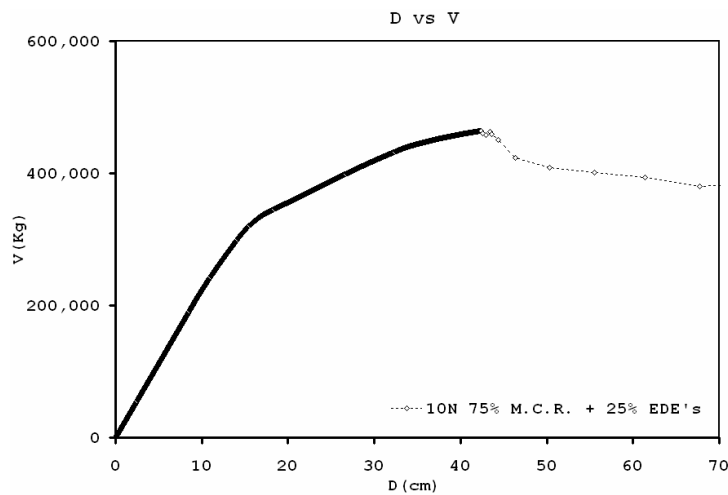


**B.2 Resultados del análisis de empuje lateral**

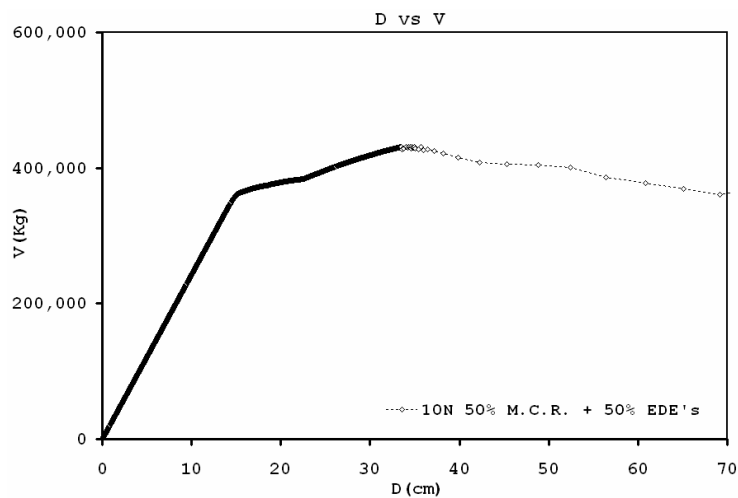
**EDIFICIO DE 10 NIVELES:**



**10 NIVELES-100 % Rigidez de Marco de concreto reforzado.**

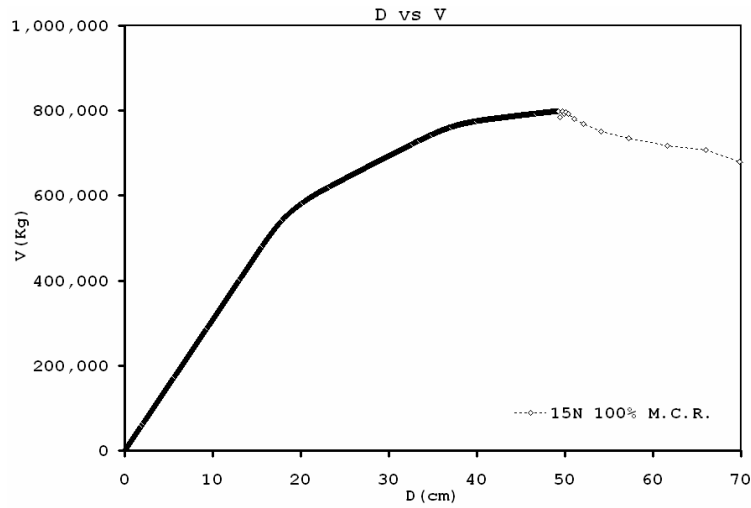


**10 NIVELES-75 % Rigidez de Marco de concreto reforzado + 25% EDE's.**

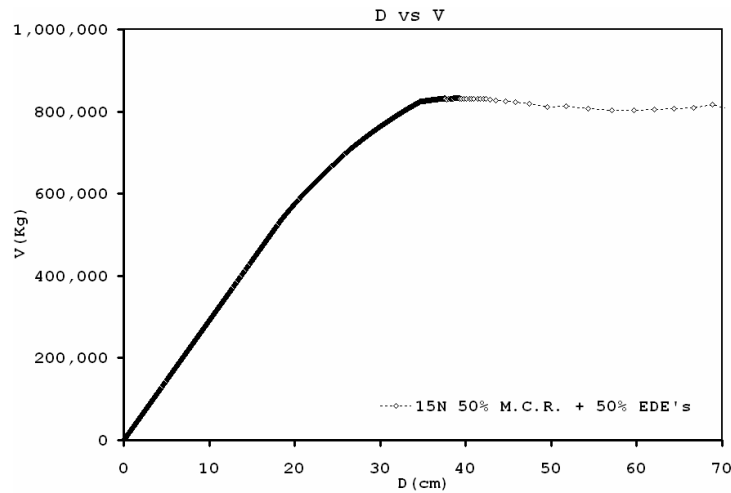


**10 NIVELES-50 % Rigidez de Marco de concreto reforzado + 50% EDE's.**

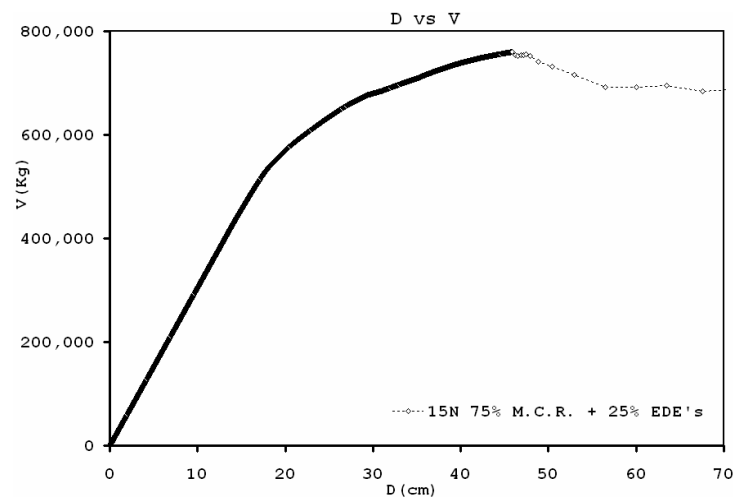
**EDIFICIO DE 15 NIVELES:**



**15 NIVELES-100 % Rigidez de Marco de concreto reforzado.**

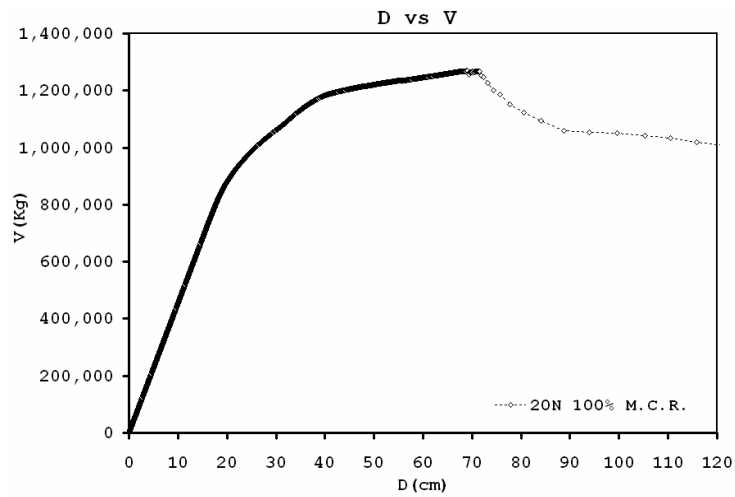


**15 NIVELES-75 % Rigidez de Marco de concreto reforzado + 25% EDE's.**

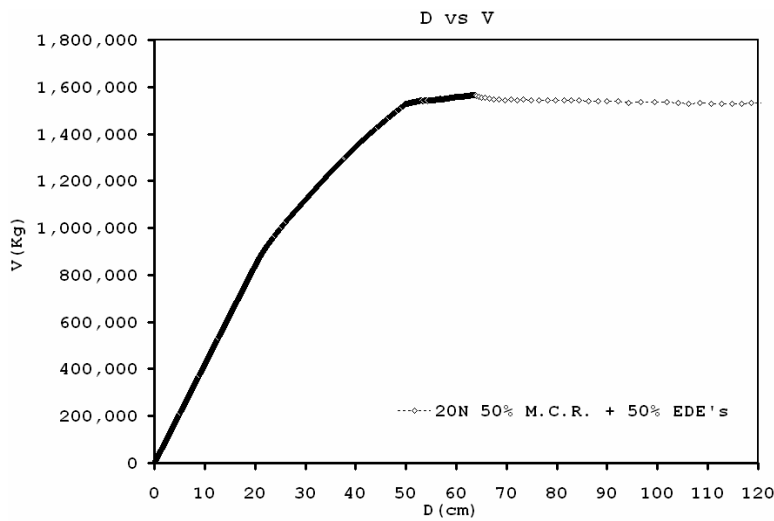


**15 NIVELES-50 % Rigidez de Marco de concreto reforzado + 50% EDE's.**

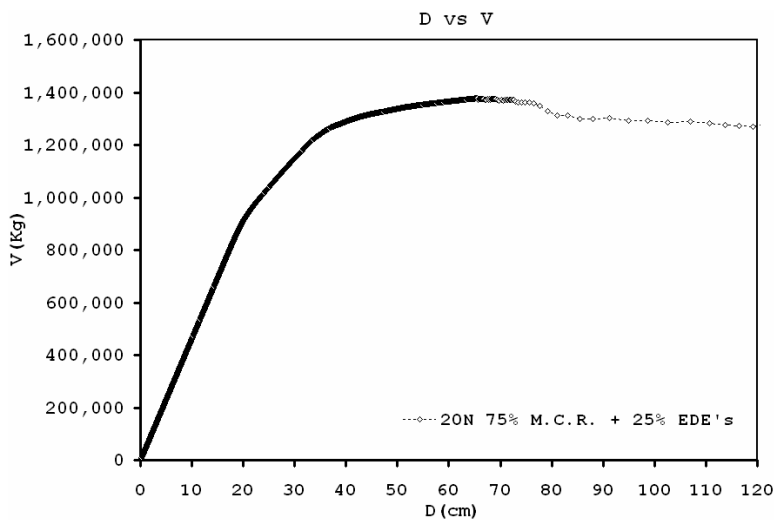
**EDIFICIO DE 20 NIVELES:**



**20 NIVELES-100 % Rigidez de Marco de concreto reforzado.**

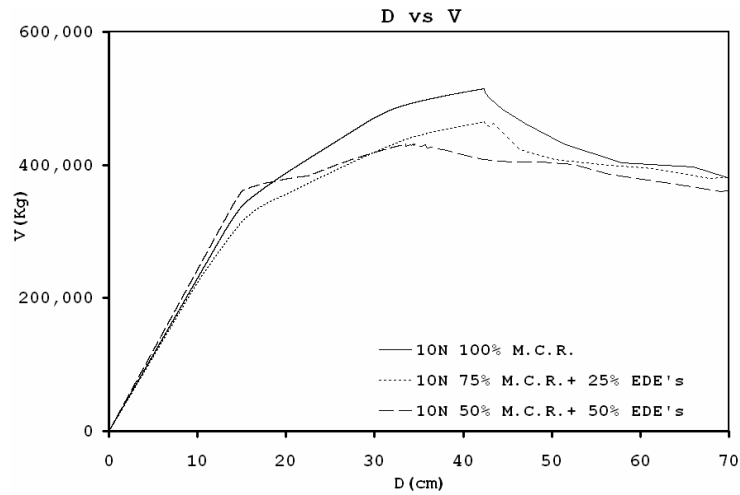


**20 NIVELES-75 % Rigidez de Marco de concreto reforzado + 25% EDE's.**

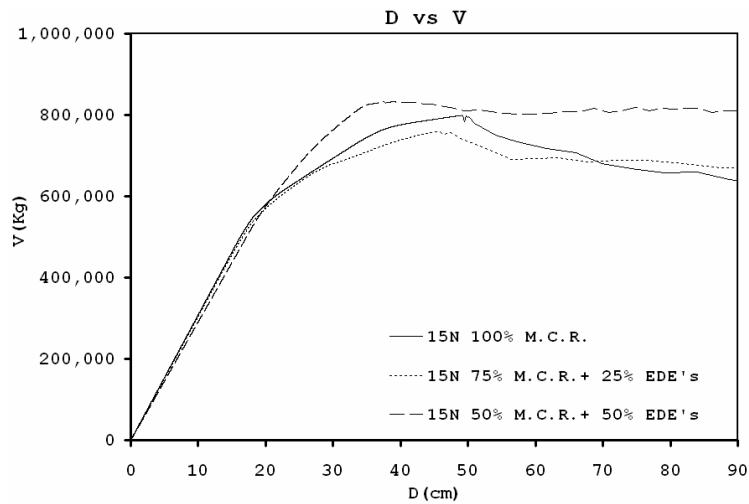


**20 NIVELES-50 % Rigidez de Marco de concreto reforzado + 50% EDE's.**

**10 NIVELES**



**15 NIVELES**



**20 NIVELES**

