

01121
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANÁLISIS DE EDIFICIOS SUJETOS A TORSIÓN
SÍSMICA APOYADOS SOBRE BASE FLEXIBLE.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE LUIS COLIN DE LA CRUZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ

MEXICO, D. F.

ABRIL DEL 2003

a





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



VII VERDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 102/02

Señor
JOSÉ LUIS COLÍN DE LA CRUZ
Presente

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

"ANÁLISIS DE EDIFICIOS SUJETOS A TORSIÓN SÍSMICA APOYADOS SOBRE BASE FLEXIBLE"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL (RCDF)
- IV. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ELÁSTICAS ASIMÉTRICAS APOYADAS SOBRE BASE RÍGIDA
- V. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA
- VI. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ELÁSTICAS ASIMÉTRICAS APOYADAS SOBRE BASE FLEXIBLE
- VII. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS INELÁSTICAS ASIMÉTRICAS APOYADAS SOBRE BASE RÍGIDA
- VIII. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS INELÁSTICAS ASIMÉTRICAS APOYADAS SOBRE BASE FLEXIBLE
- IX. RESULTADOS
- X. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- XI. ANEXOS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 25 de junio de 2007
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg

b

DEDICATORIAS

A mis padres: Francisca y Luis, por que sin su apoyo y amor no hubiera sido posible alcanzar esta meta, a mis hermanos Juan José y Carlos por su comprensión, confianza y apoyo y a todos aquellos que me ayudaron en mi formación para llegar a ser el hombre que hoy soy.

AGRADECIMIENTOS

A la UNAM y a la Facultad de Ingeniería por haberme dejado ser parte de ellas, por las herramientas que me brindo durante mi desarrollo.

A él Dr. José Alberto Escobar Sánchez y la M.I. Martha Suárez. López por haberme apoyado en el desarrollo del presente trabajo, de igual manera por el tiempo que dedicaron al mismo.

A los profesores de la Facultad por su dedicación y esfuerzos para con todos sus alumnos.

A mis amigos y compañeros de estudio por su apoyo, por su agradable compañía y sobre todo por el gusto de haberlos conocido, no los nombro para evitar omitir alguno.

Introducción	1
1. Antecedentes	3
1.1 Enfoques del diseño sísmico	5
1.1.1 Objetivos del diseño sísmico	5
1.1.2 Efectos de torsión en las estructuras	6
2. Criterio de diseño sísmico estático de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal	7
2.1 Estructuras asimétricas	7
2.2 Diseño por torsión sísmica estática de acuerdo al RCDF	8
2.3 Modelos estudiados	11
3. Análisis sísmico dinámico de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida	13
3.1 Análisis sísmico dinámico elástico de estructuras sujetas a torsión	13
3.1.1 Análisis dinámico	13
3.2 Respuesta de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida ante excitación sísmica	15
3.2.1 Análisis paso a paso	15
4. Interacción suelo-estructura	18
4.1 Sistema suelo-estructura	18
4.1.1 Funciones de impedancia y movimientos efectivos	19
4.2 Interacción suelo- estructura de acuerdo a las NTC-DS	21
4.2.1 Método aproximado de las NTCDS para considerar la interacción	21
4.2.2 Coeficientes de rigideces equivalentes del suelo para los modelos estructurales estudiados	22
5. Análisis sísmico dinámico de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible	25
5.1 Estructuras elásticas apoyadas sobre base flexible	25
5.2 Respuesta de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible ante excitación sísmica	26

d

6.	Análisis sísmico dinámico de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida	27
6.1	Análisis no lineal	27
6.2	Respuesta de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida ante excitación sísmica	31
7.	Análisis sísmico dinámico de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible	33
7.1	Respuesta de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible ante excitación sísmica	33
8.	Resultados	34
9.	Conclusiones y recomendaciones	38
	Referencias	41
	Apéndices	43

Introducción

El presente trabajo se orienta al estudio de estructuras sujetas a torsión apoyadas sobre suelo blando; para ser más específico sobre la zona III, de acuerdo a la zonificación sugerida por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Ello involucra aspectos de diseño por torsión sísmica y de dinámica estructural.

La torsión que presenta un edificio puede ser causada por varias razones, entre ellas, la localización en planta que tienen los elementos resistentes, la forma de su planta, las rigideces de los elementos estructurales que tenga, entre otras. En este sentido, en el desarrollo de este trabajo se manejan modelos con diferentes valores de excentricidad estructural, resultado de asimetría en rigideces que presentan los elementos resistentes que los componen. A través del estudio de este tipo de modelos que presentan efectos de torsión se determina cómo se comportan al considerarlos apoyados sobre una base rígida y sobre una flexible. El comportamiento de los modelos se evalúa mediante la ductilidad máxima demandada de los elementos estructurales, parámetro de respuesta inelástica. La relación carga-desplazamiento de los elementos es lineal y no-lineal, esta última con base en un modelo elasto-plástico definido por la resistencia de diseño propuesto por el RCDF.

El estudio de la interacción suelo-estructura que se introduce en cada modelo se hace con base en dos criterios: el propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTC-DS (Ref. 15) y otro es resultado de una serie de estudios que involucran aspectos como la geometría de la cimentación, profundidad de desplante, de propagación de ondas y análisis de Fourier. Para este último criterio sólo se usaron los resultados finales del estudios previos realizados por Mita A. y Lucio J. E. (Ref. 17), sin embargo, se plantean aspectos generales que dan origen al concepto de la interacción suelo-estructura. En cuanto al criterio de las NTC-DS, se muestran los parámetros básicos que se toman en consideración y algunos cálculos que llevan a la determinación de las rigideces equivalentes del suelo.

El considerar dentro del análisis el efecto de la interacción en estructuras sujetas a torsión y su diseño sísmico, lleva a obtener los parámetros de respuesta inelástica de los elementos resistentes de

cada uno de los modelos, con los cuales se determina cómo es que se modifica el comportamiento de este tipo de estructuras y así poder hacer modificaciones en el diseño por sismo para mejorar su comportamiento.

I. Antecedentes

La respuesta estructural de edificios depende en gran medida del terreno en el que se apoyan, además de sus propias características dinámicas. De ahí el interés por saber cómo cambia su respuesta al considerar en los análisis la interacción suelo-estructura, en especial en zonas de suelo blando (zona III).

Los movimientos en la superficie del terreno a raíz de un sismo en determinado sitio, pueden diferir de una manera radical respecto al de la roca base debido a alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y de rigidez del suelo. Los estratos por los que se propagan, hasta llegar a la superficie alteran de forma significativa la amplitud y duración del movimiento. En la ciudad de México, especialmente en la zona del lago se distingue por su problemática, ya que tiene un tipo de suelo que presenta estratos de arcilla altamente compresible en donde el efecto local es más notorio. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños causados por sismos intensos han sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno firme (Ref. 1).

Las ondas que se transmiten como resultado de la liberación de energía producida por un sismo se manifiestan como movimientos en la corteza terrestre, los cuales dependerán esencialmente del tipo de suelo y de las ondas que por él se propaguen. Estas últimas se pueden clasificar en ondas de cuerpo y ondas superficiales, dependiendo de la manera en que se propaguen en el medio. Las ondas de cuerpo se transmiten por el interior del medio y las superficiales por la superficie o en la frontera que divide un medio de otro. A su vez, las ondas de cuerpo se clasifican en ondas longitudinales y ondas de corte. Las primeras se propagan en la dirección del sismo produciendo contracciones y dilataciones en el material y son conocidas también como ondas primarias (P) dado que son las primeras en arribar y en ser detectadas por los instrumentos sísmicos. Las ondas de corte tienen un movimiento perpendicular a la dirección del movimiento produciendo por esta razón, esfuerzos de corte en el material por donde se propagan. Son las segundas en ser detectadas por lo que también reciben el nombre de ondas secundarias. Su movimiento puede tener cualquier dirección en un plano perpendicular al sentido de propagación (plano de polarización), pero para su estudio se

descompone en un componente vertical (ondas SV) y horizontal (ondas SH). De acuerdo a registros obtenidos durante un sismo se ha observado que la aceleración vertical del suelo es sustancialmente menor sus aceleraciones horizontales. Por lo anterior el diseño sísmico se centra fundamentalmente en proteger a las estructuras del efecto de las aceleraciones horizontales.

Por otro lado, cuando ocurre un sismo, la base de las estructuras tiende a seguir el movimiento del suelo, pero sus masas por inercia propia tratan de oponerse a ser desplazada dinámicamente. Así mismo, el ángulo de la incidencia de la excitación en el suelo donde se desplanta un edificio difícilmente puede coincidir con alguna de las direcciones horizontales ortogonales de la base en planta, lo que provoca efectos de torsión. Es entonces donde surgen las fuerzas de inercia adicionales que producen respuestas que pueden poner en riesgo el funcionamiento de la estructura como tal. Por ese motivo, es vital el considerar las condiciones más desfavorables probables en el diseño sísmico para cumplir con sus objetivos.

Uno de los desastres naturales más sentidos de la ciudad de México fue el ocurrido durante sismo del 19 de septiembre de 1985. Se puede hablar de que fue en la zona de suelo blando (zona III), donde se presentaron más casos de fallas de edificios o que resultaron con un severo daño estructural. De estos, algunos presentaron fallas por torsión debido a que tales efectos no fueron previstos en su diseño. Fue notorio el porcentaje de colapso o daño severo que correspondieron a edificios de esquina o asimétricos. Aproximadamente un 40% de los edificios de esquina sufrieron daños por efectos de vibración torsional (Ref. 2).

Como resultado de este y otros de problemas, el RCDF de ese entonces tuvo que modificarse en función de la información recolectada en ese sismo. Algunas de las modificaciones consistieron en aumentar el valor de las ordenadas espectrales para diseño sísmico de estructuras consideradas dentro del grupo B, localizadas en la zona de lago, cambiando de 0.24 a 0.4. Para estructuras del grupo A, el incremento fue del 50 %. Por otro lado, los desplazamientos relativos de entrepiso se limitaron a 0.006, para estructuras con elementos no estructurales ligados a éstas y a 0.012 para elementos desligados.

1.1 Enfoques del diseño sísmico

1.1.1 Objetivos del diseño sísmico

El problema del diseño sísmico no reside en la complejidad de la respuesta estructural ante los efectos dinámicos de los movimientos telúricos, sino en lo impredecible que resulta el fenómeno y de las magnitudes que pueda llegar a tener y aunado a esto, la probabilidad que existe de que se presenten dichas magnitudes a lo largo de la vida útil de las estructuras.

El objetivo primordial en la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico es evitar la falla de las estructuras, lo cual se resuelve diseñando estructuras sísmicamente resistentes. Sin embargo, aceptando que ocurra daño estructural ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar durante el periodo de vida útil de éstas y restringiendo daños menores para sismos considerados como moderados con alta probabilidad de ocurrencia en ese lapso.

El cumplimiento de estos objetivos, en términos muy generales, implica que la estructura tenga una rigidez suficiente para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionar características dinámicas aceptables de acuerdo al terreno donde se encuentra desplazada; que tenga la resistencia adecuada para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración y también alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.

El método que se ha adoptado en la mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico consiste esencialmente en realizar un análisis elástico con fuerzas reducidas. Recordando que se aceptará que parte de la energía se disipe a través de deformaciones inelásticas, las fuerzas para las que se diseñan las estructuras son menores que las que tendrían que resistir si tuvieran un comportamiento elástico-lineal.

1.1.2. Efectos de torsión en las estructuras

Una de las consideraciones que ayuda a la obtención de resultados más realistas es el realizar un análisis tomando en cuenta la acción de dos componentes horizontales ortogonales que representen el movimiento del suelo. Este tipo de combinación se hace considerando que actúan simultáneamente el 100 % del valor de diseño de una de las componentes ortogonales sumada la acción de un 30 % del valor de diseño de la otra componente ortogonal. Esto conduce a que puedan presentarse movimientos de rotación en cada masa. La importancia de dichas rotaciones, así como de las magnitudes de las solicitaciones que surgen a raíz de este efecto y que se inducen en la estructura, dependen de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales.

Las fuerzas actuantes por sismo en cada piso están situadas en el centro de masas (CM), mientras que la fuerza resistente se localiza en el centro de torsión (CT), o bien donde se sitúa la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si estos dos puntos no coinciden se dice que existe una excentricidad (e_x), a la que se denomina excentricidad estructural ó estática. Debido a ella la acción que se generará en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante por sismo más un momento torsionante que evidentemente provocará solicitaciones adicionales y que deberán tomarse en consideración en el diseño de los elementos resistentes.

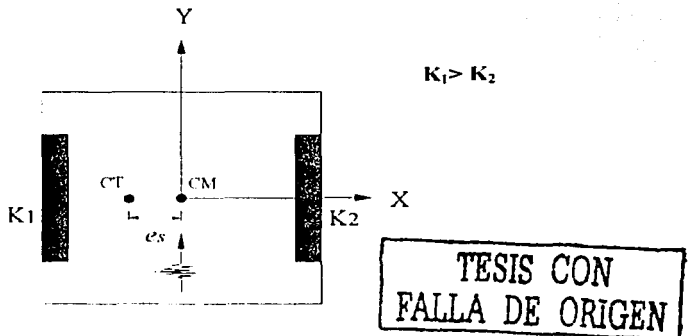


Figura 1.1.2 Definición de la excentricidad estructural e_x , en la planta de un entrepiso de un edificio.

2. Criterio de diseño sísmico estático de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)

2.1. Estructuras asimétricas

Los parámetros que rigen la respuesta elástica de una estructura son sus masas, rigideces y sus características geométricas en planta y elevación. Estos parámetros también pueden inducir a respuestas sísmicas no convenientes. La asimetría de la planta tiende a causar vibraciones torsionales, por tal razón, se debe evitar formas tipo canal, de curva abierta o con discontinuidades. Aunque al hacer una distribución de los elementos resistentes de tal forma que el CM coincida con el CT pueden reducirse estos efectos.

La existencia de asimetría en general produce vibraciones torsionales que resultan con la acción de los sismos, por lo que hay que evitarlas en la medida de lo posible para reducir solicitaciones extras. Aun que tales requerimientos se pueden calcular siguiendo el procedimiento propuesto por (NTC-DS). Es recomendable que los elementos resistentes se distribuyan de tal manera que tengan una configuración que reduzca las excentricidades entre el CM y el CT .

La torsión en estructuras puede surgir por una asimetría en masas, en resistencias o en rigideces, este último caso es el que se analiza en este trabajo. Así, la torsión que se produce en éstas, resulta una solicitación extrema cuando los elementos más rígidos se concentran en un solo lado de la planta. Las NTC-DS, sugieren un criterio para poder clasificar a las estructuras como regulares o irregulares dependiendo de su excentricidad estructural normalizada " e "; $e = e_x / b$, donde b es la dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección que se analiza. (Figura. 2.1.)

De acuerdo con las NTC-DS, la estructura es irregular si: $e_x / b > 0.1$. Esto permitirá tener un marco de referencia en cuanto a la aplicación de los resultados que se obtengan del presente trabajo.

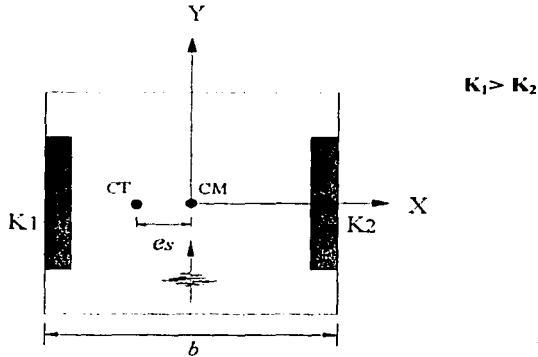


Figura 2.1 Definición de estructuras regulares: $e_s/b > 0.1$

Otro factor que se introduce a la variabilidad estadística de las propiedades de los elementos estructurales, es el factor de sobrerresistencia (Fr), que representa el hecho de que las resistencias reales (R_r), son mayores que las nominales (R_n), proporcionadas por las formulas.(Ref. 3). Sin embargo, el valor que este factor puede alcanzar es incierto, considerándose para este estudio un valor $Fr = R_r/R_n = 1.5$, asumiendo que es adecuado. En consecuencia, los valores de los cortantes de diseño correspondientes a elementos resistentes, serán los que resulten de multiplicar cada valor nominal por Fr .

2.2. Diseño por torsión sísmica estática de acuerdo al RCDF

Como primer paso para el diseño se tiene que hacer un análisis sísmico para obtener las fuerzas actuantes en la estructura, que originarán los diferentes elementos mecánicos en cada uno de sus elementos estructurales. Independientemente de cuál sea el método de análisis que se utilice, los reglamentos de diseño sísmico de estructuras especifican un espectro de diseño necesario para el cálculo de éstas fuerzas.

Estas fuerzas sísmicas, en cada uno de los diferentes niveles de la estructura pueden evaluarse considerando un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en los puntos donde se supone concentrada la masa. El RCDF, propone calcular tales fuerzas como:

$$F_i = \left(\frac{c}{Q} \right) \left(\frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \right) \cdot W_0$$

donde W_0 es el peso total de la estructura, W_i es el peso del entrepiso i , h_i es la altura del entrepiso i , n es el número de niveles, c es la ordenada espectral de acuerdo a la zonificación del RCDF y Q es el factor de comportamiento sísmico.

Una vez determinadas las fuerzas que actúan en cada nivel del edificio, se distribuyen entre los diferentes elementos resistentes del mismo. Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso se ve amplificado y la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente (Ref.1). Otro aspecto que hay que remarcar es la determinación del centro de torsión y es que éste varía debido a que está en función de las rigideces del análisis las cuales resultan ser diferentes a las reales. En ese aspecto el RCDF considera valores de la excentricidad de diseño que aumentan o disminuyen según lo que sea más desfavorable; con el fin de incluir el efecto dinámico en los cálculos estáticos. Adicionalmente se modifica la excentricidad de diseño, mediante la excentricidad accidental " e_a ", la cual se considera como un porcentaje de la dimensión de la estructural perpendicular a la excitación sísmica. Con ésta se pretende cubrir las incertidumbres que existen en la estimación de las masas y las rigideces así como las componentes rotacionales de los temblores que no se toman en cuenta en el análisis.

De acuerdo a lo propuesto por el RCDF, para obtener las fuerzas de diseño de los elementos resistentes de cada entrepiso, se tendrá que distribuir la fuerza cortante correspondiente V_j de acuerdo con la rigidez lateral, k_i , de cada elemento, así se obtienen los cortantes directos V_{di} , esto es, para cada una de las direcciones ortogonales de la estructura. El subíndice i , indica el elemento donde se aplica una fracción de la fuerza cortante total del entrepiso j :

$$V_{dt} = V_j \frac{k_i}{\sum k_i}$$

Por la asimetría de rigideces en la estructura se presenta un momento torsionante originado a su vez por la aplicación de la fuerza cortante de entrepiso y la excentricidad de diseño (e_d). Para tomar en cuenta este momento se presentarán un par de fuerzas cortantes debida al efecto de la torsión sísmica las cuales sustituyen al momento torsionante. En la actualidad la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico especifican como excentricidad de diseño, aquélla que genere los efectos más desfavorables en cada uno de los elementos resistentes:

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta h$$

$$e_{d2} = \delta e_s - \beta h$$

Siendo α y δ son factores de amplificación dinámica, e_s es la excentricidad estructural ó estática que es la distancia entre el centro de torsión CT y el CM , β es el factor de excentricidad accidental, y h es la dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección que se analiza.

Estas fuerzas cortantes de diseño causadas por la torsión del entrepiso, se notarán como V_{ti} , y se calculan en función de la distribución del momento torsionante y de acuerdo con la aportación de los elementos estructurales a la rigidez torsional del mismo, esto es:

$$V_{ti} = \frac{k_i x_i}{J} V_j e_d$$

Donde $J = \sum x_i^2 k_i + \sum y_i^2 k_i$; y x_i, y_i son las coordenadas del i -ésimo elemento estructural, con respecto al centro de torsión en las direcciones ortogonales x, y .

En base a los efectos anteriores, se puede analizar las estructuras tomando en cuenta únicamente la traslación de los entrepisos. De acuerdo con el RCDF, $\alpha = 1.5$, $\delta = 1.0$ y $\beta = 0.1$ (RCDF, 1995) (Ref.3). Cuando no se lleve a cabo un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión se suele considerar de manera estática superponiendo los resultados, de los efectos de traslación y torsión calculados de manera independiente.

$$V_i = V_{dt} \pm V_{ti}$$

En la Figura 2.2 se presenta esquemáticamente este efecto en la planta de un entrepiso. Se observa el cortante directo y los cortantes por torsión que sustituyen el momento torsionante. El diseño de cada uno de los modelos se muestra en el Apéndice 1.

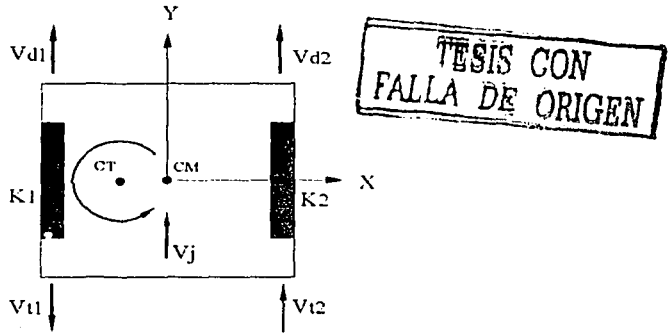


Figura.2.2. Distribución del cortante directo y del cortante por torsión entre los elementos resistentes.

2.3 Modelos estudiados

Los modelos están desplantados sobre un suelo blando clasificado como zona III, de acuerdo a la zonificación del RCDF en vigor. Así, de las NTC-DS, se obtuvo que el periodo dominante el suelo es de 2 s y que la capa dura se encuentra a 45 m. de profundidad.

Los modelos son de un solo piso con dos elementos resistentes alineados en la dirección de la excitación sísmica (dirección Y). Se encuentran unidos por un sistema de piso que funciona como diafragma rígido. Los elementos resistentes están situados de manera simétrica a los costados del centro de masa. El periodo fundamental del modelo es 1 s. Se establecieron dos tipos de comportamiento de los elementos estructurales. En el primer análisis se consideró elástico lineal y en el segundo elastoplástico perfecto. Se manejaron cuatro modelos, cada uno con una excentricidad normalizada e_r/b : 0.0, 0.1, 0.2 y 0.3. Se consideró una masa uniformemente repartida, con una forma

en planta cuadrada, por lo que el CM corresponde al centro geométrico. Se consideró que los elementos resistentes están empotrados en su base, y posteriormente que están conectados a una cimentación rígida que interactúa con el suelo. Esta cimentación tiene una profundidad (D) equivalente al semiancho de la longitud mayor de la base.

3. Análisis sísmico dinámico de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida

3.1 Análisis sísmico dinámico elástico de estructuras sujetas a torsión

La ingeniería estructural se interesa en pronosticar la respuesta y el desempeño de edificaciones existentes sometidas a la acción de sismos. Es decir, dada una edificación ubicada en cierto escenario sísmico, evaluar las consecuencias ante esa exposición. En edificios que puedan quedar sometidos a acciones de este tipo, es fundamental entender su comportamiento probable: ¿cómo se va a deformar?, ¿Cuáles son sus regiones críticas? Y sobre todo, evitar fallas prematuras que limiten la reserva resistente de la estructura.

Los resultados del análisis elástico de los modelos tridimensionales que se estudian en este trabajo muestran que se presentan torsiones. La diferencia de rigideces entre los elementos resistentes ocasiona incrementos de desplazamientos relativamente mayores en el elemento flexible en comparación con los del rígido, estos aumentan o disminuyen dependiendo de la posición del *CM*. Mientras más lejos se localice el *CM* del elemento, se producen desplazamientos menores y viceversa. La diferencia entre los movimientos que se producen da origen a la torsión, ocasionando que los elementos resistentes se comporten de una manera diferente entre ellos.

3.1.1 Análisis dinámico

La validez de los resultados obtenidos en el análisis dinámico depende en gran medida de las hipótesis en las cuales se basan. Un análisis tridimensional dinámico de las estructuras es de gran ayuda para obtener resultados que asemejen a los que se presentan en la realidad, de ahí su aplicación en el estudio de los modelos. Este tipo de análisis ante excitación sísmica toma en cuenta todos los grados de libertad necesarios en una estructura para representar los posibles modos de deformación y las fuerzas de inercia que pueden generarse en tres dimensiones.

El comportamiento lineal de los elementos que conforman una estructura simplifica su análisis en conjunto, por esta razón es que el análisis dinámico se basa en este comportamiento.

Una de las hipótesis fundamentales del análisis dinámico tridimensional de edificios consiste en considerar que sus pisos son infinitamente rígidos en su plano, esto permite que los grados de libertad se reduzcan a tres por piso, dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical. Estas consideraciones se aplican en el análisis de cada uno de los modelos generados para el estudio del efecto de la torsión sísmica.

A continuación se presentan las ecuaciones de equilibrio del análisis dinámico. El principio de que una masa desarrolla una fuerza de inercia directamente proporcional a la aceleración y que se opone a ella se conoce como principio de D' Lambert. Este permite que las ecuaciones de movimiento se expresen como ecuaciones de equilibrio dinámico, esto es:

$$\begin{aligned}
 ma + cv + ku &= F(t) \\
 m(a + \ddot{s}) + cv + ku &= F(t) \\
 a + \frac{c}{m}v + \frac{k}{m}u &= F(t) - \ddot{s}
 \end{aligned}$$

donde m , c y k representan la masa, el amortiguamiento y la rigidez, así mismo, a , v y u representan la aceleración, la velocidad y el desplazamiento respectivamente. \ddot{s} es la aceleración del suelo la cual ocasiona el movimiento en la base de las estructuras. El equilibrio dinámico de un modelo tridimensional considera las fuerzas de inercia totales, es decir que la aceleración total de la masa es:

$$m(a + \ddot{s}) + cv + ku = F(t)$$

Así se llega a la ecuación de equilibrio dinámico, en donde la suma de fuerzas es igual a cero para cada una de las masas.

$$ma + cv + ku = -m\ddot{s}$$

Las ecuaciones de movimiento en forma matricial pueden expresarse de la siguiente manera:

$$M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + KY(t) = -M\ddot{S}(t)$$

3.2 Respuesta de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida ante excitación sísmica

3.2.1 Análisis paso a paso

Para funciones de excitación que pueden definirse mediante una función matemática, la evaluación de la respuesta dinámica de sistemas con comportamiento lineal, puede ser obtenida mediante integración directa de la ecuación de movimiento. Por otro lado, cuando las expresiones de la excitación son muy complicadas, lo conveniente es hacer uso de métodos numéricos como el que se describirá a continuación para dicha integración.

El método Beta de Newmark puede ser considerado como una generalización de método de aceleración lineal (Ref.4). En este se usa un parámetro convencional designado por β , además de un γ . En la práctica se ha observado que para valores de γ diferentes de $1/2$, el método introduce amortiguación no necesaria. Por tal motivo este parámetro se fija en $\gamma = 1/2$.

Se considerará la ecuación de movimiento para un modelo de un grado de libertad, con masa concentrada, que puede tener desplazamiento horizontal " u ", estando fijo al terreno mediante varios elementos verticales representado por dos columnas elásticas y por un amortiguador; cuando en el terreno se propagan ondas de corte presenta aceleraciones. Esto conlleva a la aparición de fuerzas de inercia, iguales a la masa multiplicada por su aceleración absoluta \ddot{x} , la fuerza restitutiva que proporciona la rigidez y la fuerza amortiguadora. Por lo que m , c y k conforman un sistema lineal de un grado de libertad.

Se supone que se conocen las tres cantidades (a , v y u) en un tiempo inicial t , pues para efectos de análisis efectivamente es así ya que se parte del reposo. Pero se requiere conocer estos mismos parámetros en el instante $t + \Delta t$, instante en donde se deberá cumplir también el equilibrio:

$$m a_{t+\Delta t} + c v_{t+\Delta t} + k u_{t+\Delta t} = -m \ddot{x}_{t+\Delta t}$$

considerando el subíndice 1 para denotar el tiempo $t + \Delta t$:

$$m a_1 + c v_1 + k u_1 = -m \ddot{x}_1$$

definiendo los incrementos en cada uno de los términos de la ecuación:

$$\Delta a = a_1 - a, \Delta v = v_1 - v, \Delta u = u_1 - u,$$

y restando las dos últimas ecuaciones se tiene que:

$$m \Delta a + c \Delta v + k \Delta u = -m(s_1 - s)$$

en lo que constituye la base del método Beta de Newmark (Ref.4), se muestran en las siguientes ecuaciones para calcular v_1 y u_1 :

$$v_1 = v + \left(\frac{\alpha + \beta a_1}{2} \right) \Delta t$$

$$u_1 = u + v \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \alpha + \beta a_1 \right] (\Delta t)^2$$

Para la aplicación del método se parte de seleccionar un valor numérico β . Newmark sugirió este valor dentro del intervalo $1/6 \leq \beta \leq 1/2$. Para $\beta = 1/6$, método es exactamente igual al método de aceleración lineal y es condicionalmente estable. Para $\beta = 1/4$, el método considera que la velocidad varía linealmente durante el incremento del tiempo, lo que requiere que la aceleración media se mantenga constante en cada incremento de tiempo. En este último caso el método Beta de Newmark es incondicionalmente estable y en general da resultados satisfactorios (Ref.4).

Con el empleo de las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$\Delta v = 2(\Delta u / \Delta t - v)$$

$$\Delta a = 4(\Delta u - v \Delta t) / \Delta t^2 - 2a$$

$$\Delta u = \Delta s^* / k^*$$

donde

$$k^* = k + 2c / \Delta t + 4m / \Delta t^2$$

$$s^* = -m(s_1 - s) + [4m / \Delta t + 2c]v + 2ma$$

ya que el intervalo de tiempo es constante, la aplicación del método es sistemática, de ahí el uso de las computadoras para este tipo de procesos. El procedimiento es como sigue: primeramente se calcula k^* pues permanece constante; posteriormente para cada paso se calcula Δv^* y Δu , lo que lleva a la estimación de Δv y Δa , y finalmente la obtención de la aceleración, velocidad y desplazamiento para el instante $t + \Delta t$:

$$a_i = a + \Delta a, v_i = v + \Delta v, u_i = u + \Delta u$$

4. Interacción suelo- estructura

4.1 Sistema suelo-estructura

En general se ha observado que el periodo fundamental de vibración del sistema suelo-estructura se incrementa cuando se consideran los efectos de interacción, dado que tiene una mayor flexibilidad. Así mismo, el amortiguamiento también aumenta al presentarse una disipación de energía adicional producida por el amortiguamiento del material y geométrico del suelo (Ref. 16). Generalmente los análisis que se realizan en estructuras se hacen con la hipótesis de que los movimientos en la base de las estructuras son nulos y que las fuerzas estáticas que actúan en cada una de las masas de cada nivel son independientes de las características de la cimentación. Sin embargo, debe considerarse que los movimientos en cualquier punto de la frontera suelo-cimentación son diferentes de los que se habrían dado si la estructura no estuviese y que esto influye en las magnitudes de las fuerzas laterales correspondientes.

El fenómeno de la interacción suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de este ante las sollicitaciones dinámicas (Ref.5).

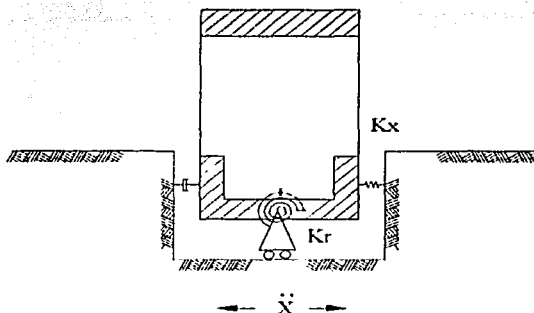


Figura 4. Sistema equivalente del suelo-estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para facilitar el estudio del problema de interacción, se analiza en dos partes de manera independiente. La primera implica la concepción de que existen diferencias en los movimientos del terreno que provienen del sistema estructura-cimentación. Esta condición de análisis se hace considerando nula la masa de ambas. A esta parte se le denomina interacción cinemática dado que es causada por las características geométricas y de rigidez de la cimentación. La segunda parte consiste en estudiar las fuerzas de inercia que se generan por la vibración de las masas de la cimentación y de la estructura. Estas fuerzas no sólo generan los elementos mecánicos en los distintos elementos que forman las estructuras, sino también tres fuerzas y tres momentos referidos a dos ejes horizontales y uno vertical en la base. Dichas fuerzas están relacionadas con la rigidez del suelo ya que si este no es muy rígido, estas fuerzas y momentos producirán deformaciones, modificado así el movimiento de la cimentación. Esto da lugar a lo que se denomina interacción inercial.

Es así, que ésta última parte resulta tener los efectos más importantes de la interacción suelo-estructura. Para determinarlos será necesario evaluar la respuesta de la estructura considerándola apoyada sobre resortes y amortiguadores equivalentes y excitada por los movimientos efectivos de la cimentación.

4.1.1. Funciones de impedancia y movimientos efectivos

En la actualidad el conocimiento sobre el problema de interacción suelo-estructura permite analizar el fenómeno desde un punto de vista más realista, mediante el concepto de rigideces dinámicas o funciones de impedancia. Las herramientas con las que se cuenta ayudan a sustituir el suelo por resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación. Para esto se toman en consideración aspectos como: la profundidad de desplante de la cimentación, el ángulo de incidencia del sismo y el perfil estratigráfico del sitio entre otros.

Las funciones de impedancia, también llamadas funciones de rigidez del suelo, se definen como la relación en estado estacionario, entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación), considerando una cimentación rígida, sin masa y que es excitada armónicamente. Estas funciones son del tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. La parte real representa la rigidez del suelo y la parte imaginaria los amortiguamientos del material y geométrico del suelo (Ref.5).

Para el cálculo de las funciones de impedancia se debe resolver un problema mixto de valores en la frontera mediante la aplicación de la teoría de propagación de ondas. Para estas soluciones es necesario el uso de métodos numéricos. Las funciones de impedancia que representarán la rigidez del suelo mediante resortes y amortiguadores, están basadas en las formulas de Mita A. y Luco J. E (Ref. 17), y fueron obtenidas con base en las siguientes consideraciones: el periodo fundamental de vibración de la estructura es de 1s, el ángulo de incidencia de las ondas horizontales es de 90° , que la relación entre profundidad de la cimentación y semiancho de la planta de la estructura es 1 y la relación de Poisson del suelo es 0.45. En el apéndice 2 se calcularon los valores de las funciones y los valores estimados para la rigidez equivalente del suelo.

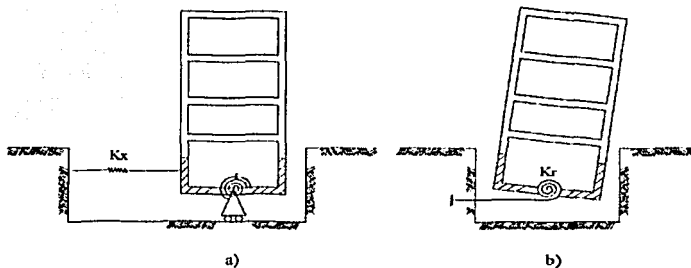


Figura 4.1. Idealización de las rigideces equivalentes del suelo.

Para el estudio del fenómeno de interacción suelo-estructura, los métodos de análisis se aplican en el dominio de la frecuencia y se agrupan en métodos directos, indirectos y de superposición. En los métodos directos, el sistema suelo-estructura se somete a una excitación armónica estacionaria en un punto de control localizado ya sea en la superficie del terreno o en la roca basal subyacente. Así se obtiene la función de transferencia del sistema acoplado, que en combinación con la síntesis de Fourier permiten determinar la respuesta estructural ante la excitación sísmica (Ref.5). En este tipo de métodos la interacción cinemática e inercial se consideran simultáneamente para obtener la función de transferencia del sistema acoplado.

En los métodos de superposición el sistema suelo-estructura se descompone en dos sistemas independientes (Ref. 13): uno para la interacción cinemática, definido por el sistema supuesto sin masa y sujeto a la excitación sísmica; y otro para la interacción inercial, definido por el sistema real sometido a las fuerzas de inercia que resultan de considerar la aceleración cinemática. Debido a que los procedimientos están fundamentados en el teorema de superposición, las soluciones están limitadas a modelos elástico-lineales. Las no linealidades adicionales, producidas por el movimiento de la estructura, pueden despreciarse ya que la mayor parte del comportamiento inelástico del suelo se debe al movimiento sísmico mismo y no a la interacción suelo-estructura (Ref.5).

El problema de la interacción cinemática consiste en la determinación de los movimientos efectivos de la cimentación originados por la excitación sísmica. Resulta ser un fenómeno de difracción de ondas que depende de las características de la cimentación y del subsuelo, además del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas. La relación de estos parámetros produce cambios en los movimientos del campo libre originando una excitación efectiva compuesta por traslaciones y rotaciones. Las traslaciones sufren una disminución debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como resultado de su gran rigidez. Las diferencias originadas son principalmente un filtrado de las componentes traslacionales (disminución de su amplitud en el intervalo de frecuencia medias y altas) así como modificaciones en componentes rotacionales y torsionales (Ref.5). Es así como aparecen las rotaciones debido a que la cimentación al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales en la región de enterramiento, tiende a girar. Tales efectos son parte de la razón por la cual en los reglamentos de diseño sísmico se toman en cuenta excentricidades accidentales, que generan torsiones en planta aun cuando las estructuras se consideren como simétricas

4.2 Interacción suelo-estructura de acuerdo con las NTC-DS

4.2.1 Método aproximado de las NTC-DS para considerar la interacción suelo-estructura

De acuerdo con lo propuesto por las NTC-DS, el efecto de interacción debe considerarse sólo en el primer modo de vibración. La corrección de la respuesta estructural se multiplica por el factor V_{se}/V_o , donde V_{se} es el cortante basal resultante de la interacción y V_o es el cortante basal calculado con base rígida; este factor no será menor que 0.75 de acuerdo con el RCDF.

El sistema acoplado suelo-estructura tendrá una amplificación de su periodo fundamental, al cual se le conoce como periodo efectivo. Este llevará a estimar otro valor para la ordenada espectral, valor con el que se calculará el cortante basal corregido por la interacción, y puede determinarse como:

$$T_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}}$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$$

siendo T_x y T_r los periodos naturales que tendría la estructura si tuviese una rigidez muy grande y que sólo se pudiera trasladar o girar. T_e es el periodo fundamental de la estructura si estuviera sobre base rígida. D es la profundidad de desplante y H_e es la profundidad de los depósitos firmes. Los parámetros K_x y K_r , representan la rigidez del suelo en la dirección que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de traslación y K_r es la de rotación.

También se determina cómo es que se puede estimar el amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo-estructura.

Al igual que las funciones de impedancia, en las NTC-DS también el suelo es sustituido por un sistema de elementos elásticos cuya deformabilidad es equivalente a la del terreno. El cálculo de las propiedades de estos elementos, se encuentra determinada por las características del suelo y de la cimentación.

4.2.2 Coeficientes de rigideces equivalentes del suelo para los modelos estructurales estudiados

A continuación se presenta una forma de cómo estimar los coeficientes de rigidez del suelo siguiendo el criterio propuesto por las NTC-DS para el caso de los modelos estructurales.

Datos

Zona III b

Relación de Poisson

$$\nu = 0.45$$

Profundidad de depósitos firmes en el sitio de interés.

Profundidad de desplante

$$H_s = 45 \text{ m}$$

$$D = 6 \text{ m}$$

Peso volumétrico del suelo

Medidas en planta de la cimentación

$$\gamma = 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$b = 12 \text{ m}; a = 12 \text{ m}; A = bxa; A = 144 \text{ m}^2$$

Periodo predominante del suelo

Modulo de rigidez media

$$T_s = 2 \text{ s}$$

$$G = 16 \frac{\gamma}{9.81} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2; G = 1.032 \times 10^3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Dado que se supone que la base se mueve como cuerpo rígido, los valores de rigidez y amortiguamiento del suelo se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante. Para esto deben calcularse los radios equivalentes para cada uno de los ejes (longitudinal y transversal), en este caso la planta es regular por lo que los radios y momentos de inercia son iguales ($X=Y$).

Así se tiene que:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}}; R_x = 6.77 \text{ m}; R_x = R_y$$

$$I_x = b \frac{b^3}{12}; I_x = 1.728 \times 10^3 \text{ m}^4; I_x = I_y$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$R_x = \sqrt[4]{\frac{I_x}{\pi}}; R_x = 6.849 \text{ m}$$

$$K_x = 8 \frac{G * R_x}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s} \right) * \left(1 + 2 \frac{D}{3 * R_x} \right) * \left(1 + 5 \frac{D}{4 * H_s} \right); K_x = K_y = 7.197 \times 10^4 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_r = 8 \frac{G * R_x}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{R_x}{6H_s} \right) * \left(1 + 2 \frac{D}{3 * R_x} \right) * \left(1 + 0.7 \frac{D}{H_s} \right); K_r = 4.96 \times 10^6 \frac{\text{t-m}}{\text{rad}}$$

Los coeficientes K_x y K_r , representan la rigidez de los elementos elásticos que sustituirán el suelo en el proceso de análisis.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5. Análisis sísmico dinámico de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible

5.1 Estructuras elásticas apoyadas sobre base flexible

Considerando que en la ciudad de México existen zonas de suelo altamente compresible, el efecto de la interacción suelo-estructura deberá ser incluido para el análisis de estructuras importantes. El análisis de las estructuras elásticas considerando las rigideces del suelo actualmente se puede hacer con ayuda de programas de computadora, los cuales lo sustituyen por un sistema de elementos elásticos. Un sistema suelo-estructura con una cimentación rígida tendrá adicionalmente a los del modelo, seis grados de libertad pertenecientes a los de la cimentación: desplazamiento vertical, los desplazamientos horizontales en los dos ejes centroidales perpendiculares, torsión alrededor del eje vertical y cabeceo respecto de los dos ejes horizontales. En consecuencia, se requieren esos coeficientes de rigidez que representan la restricción que el suelo opone a tales movimientos. Para el problema que se estudia, se usaron los coeficientes de traslación horizontal en una sola dirección (Y), otro de torsión respecto al eje vertical y de cabeceo alrededor del segundo eje horizontal (X).

En el análisis se emplearon dos métodos para el cálculo de las rigideces equivalentes. El primero fue el propuesto por las NTC-DS y el segundo fue mediante las funciones de impedancia. En la tabla 1, se muestran los valores de los coeficientes estimados por cada uno de los métodos.

Rigidez	NTC-DS	Función de impedancia
Traslacional(t/m)	71970.0	74422.0
Torsionante(t-m/rad)	4960000.0	6357748.0
Al cabeceo (t-m/rad)	4960000.0	4558387.0

Tabla 1. Rigidez del suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.2 Respuesta de estructuras elásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible ante excitación sísmica

El uso de dos programas de análisis lineal dio la posibilidad de validar los resultados obtenidos. El manejo de modelos tridimensionales ayudó a proporcionar la asimetría deseada a cada uno de ellos y así estudiar el efecto de torsión. Las masas requeridas en el análisis dinámico, se asignaron en la dirección de la excitación y para estimar el efecto de la torsión se tomó en cuenta el grado de libertad correspondiente al giro respecto al eje vertical.

Se incorporaron los grados de libertad de la cimentación, lo que se transformó en desplazamientos y giros antes no existentes en la base de la estructura. El sistema acoplado es apropiado para considerar efectos de interacción en el modo fundamental de vibración (Ref.7). En este sentido se hace referencia al periodo fundamental de vibración de los modelos con base rígida el cual fue de 1 s, mientras que al hacer el análisis con la condición de base flexible el valor del periodo fundamental de vibración aumento en un 10 %, demostrando que se pierde rigidez en el sistema.

La respuesta elástica de los modelos apoyados sobre base flexible se obtuvieron mediante los mismos programas de análisis. El programa de análisis no lineal Dyndir (Ref. 6), trabaja resolviendo las ecuaciones de movimiento a través de la integración paso a paso. Para ello utiliza el método Beta de Newmark. Y dado que en este no es posible colocar resortes directamente lo que se hizo fue conectar los elementos verticales a elementos adicionales "ficticios" con propiedades geométricas que proporcionaron las rigideces equivalentes del suelo. Esos mismos coeficientes fueron introducidos en el segundo programa Sap2000 (Ref. 7).

El registro sísmico utilizado en los análisis fue el acelerógrama obtenido en la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), componente E-W, registrada durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Esta excitación fue recortada empleando sólo la fase intensa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6. Análisis sísmico dinámico de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida

6.1 Análisis no lineal

El comportamiento de las estructuras ante la acción de temblores considerados como moderados se encuentra dentro de su intervalo elástico y su respuesta se puede obtener de una manera muy aproximada empleando los métodos dinámicos de análisis elásticos. Sin embargo, las magnitudes de los sismos pueden ser mayores y ocasionar cambios en las propiedades de la estructura, lo que conlleva a modificaciones en su respuesta. Puede hablarse muy generalmente de una disminución en la rigidez y un aumento en el amortiguamiento, es decir un comportamiento no lineal.

El grado en que se producen estos cambios difiere con el tipo de material y sistemas de estructuración. Entre los más comunes está el acero, el cual mantiene su comportamiento lineal hasta niveles de esfuerzos muy altos correspondientes al de fluencia (f_y). Por otro lado está el concreto, material que presenta reducciones significativas en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión alcanzan la mitad de su resistencia nominal, pero el cambio más notorio en cuanto a rigidez es cuando comienzan los agrietamientos en las zonas sujetas a flexión. En la figura 6.1, se muestra la diferencia entre un comportamiento frágil y dúctil.

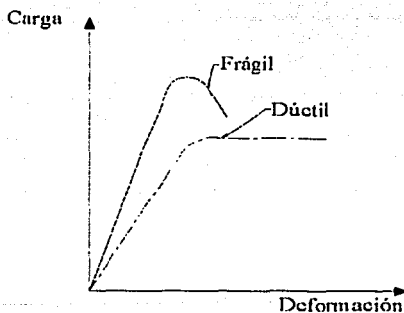


Figura 6.1 Diferencia entre comportamiento dúctil y frágil.

Un parámetro para evaluar la respuesta sísmica de edificios, es el desplazamiento máximo ya que se relaciona con la amplitud de las vibraciones, con los daños de los elementos estructurales y no estructurales y con las fuerzas y momentos de diseño. Cuando las estructuras elásticas son diseñadas con fuerzas reducidas, considerando los criterios del RCDF se espera que se comporten inelásticamente.

El análisis de modelos sujetos a torsión que se estudian en este trabajo, incluyen un comportamiento no lineal. Esta característica llevará a la obtención de un panorama más amplio en cuanto al comportamiento de las estructuras asimétricas diseñadas con el actual RCDF. Se han seleccionado modelos con un comportamiento que mantenga la rigidez constante y que no presente una disminución en su resistencia, es decir que sean representado con un comportamiento elasto-plástico perfecto. Figura. 6.1.1.

Este modelo de comportamiento generalmente se basa en la determinación de un punto definitivo que establece el límite del comportamiento elástico, mas allá del cual ocurren desplazamientos adicionales a un valor constante de la fuerza de recuperación.

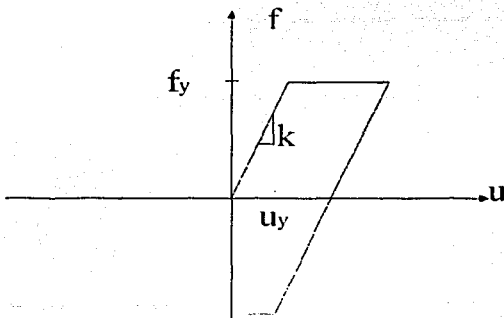


Figura. 6.1.1 Modelo elasto-plástico

La ductilidad es una propiedad importante en las estructuras sujetas a efectos sísmicos. La ductilidad que posean eliminará la posibilidad de una falla frágil, además de que proporciona un amortiguamiento adicional.

Por otra parte se ha mencionado que el hecho de que se tenga una alta ductilidad se ve asociado a la generación de daños, inicialmente sólo en elementos no estructurales y posteriormente en elementos estructurales. El agrietamiento, pandeo local y deformaciones residuales son pruebas del comportamiento no lineal. La causa más frecuente de colapso de edificios es la resistencia insuficiente ante carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas, marcos, muros, etc) (Ref.1). Sin embargo, para tener un buen comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante aunque es esencial para delimitar grandes deformaciones.

Lo anterior puede ilustrarse a través de la figura. 6.1.2, donde se presentan las gráficas carga contra deformación de una estructura dúctil y una frágil. Los puntos de quiebre representan cambios en el comportamiento de cada una, y se producen en el siguiente orden: iniciación del agrietamiento, fluencia del elemento y pérdida de capacidad de carga la cual produce el inicio de la falla del elemento.

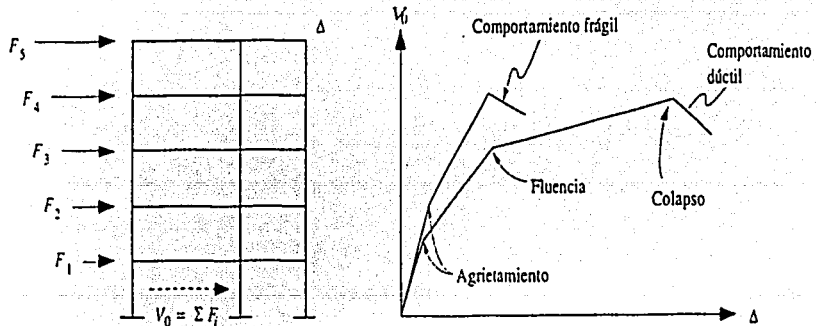
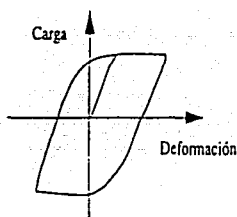


Figura 6.1.2. Relación carga contra deformación de una estructura

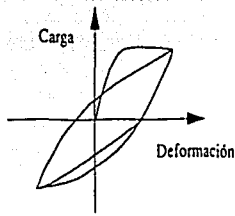
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la anterior figura se observa que es posible incrementar la seguridad de una estructura para evitar su falla, simplemente dándole una resistencia muy elevada. Cabe señalar que resistencia no es sinónimo de ductilidad, como ejemplo se hace referencia al comportamiento del concreto, el cual a mayor resistencia menor ductilidad. Sin embargo otra manera para brindar seguridad a un edificio es proporcionándole una alta capacidad de deformación, esta opción generalmente resulta la más adoptada.

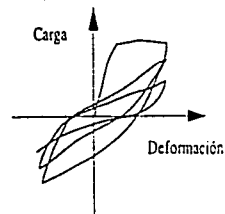
Debido a los efectos de los sismos las estructuras se ven demandadas por ciclos de carga en diferentes direcciones, y ante repeticiones de cargas laterales alternadas. En la figura 6.1.3 se presenta diferentes tipos de ciclos de histéresis. Desde el punto de vista de que el área incluida dentro de estos ciclos representa la capacidad de disipación de energía que equivale a un amortiguamiento adicional, resulta importante que las estructuras presenten ciclos que cubran una gran área.



a) Lazo de histéresis con gran disipación de energía.



b) Comportamiento con deterioro de capacidad de disipación de energía.



c) Comportamiento con deterioro de resistencia.

Figura 6.1.3. Ciclos de histéresis de diferentes materiales.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.2 Respuesta de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base rígida ante excitación sísmica

La respuesta de una estructura depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen, sin embargo, también está determinado por la manera en que estos se encuentran integrados y conectados para conformarla, de ahí la gran diferencia entre considerar un empotramiento perfecto en la base o bien la interacción suelo-estructura.

Respecto a las curvas de la figura 6.1.3, resulta importante lograr que las estructuras que sean construidas en zonas sísmicas puedan desarrollar ciclos de histéresis que encierre un área grande y que su resistencia no se vea disminuida notoriamente en los ciclos de carga posteriores (Fig.6.1.3a). La figura 6.1.3b, presenta un material con una disminución en su rigidez aunque su resistencia se mantiene. El último caso muestra un material en donde tanto su rigidez como su resistencia se ven progresivamente disminuidas conforme aumenta la repetición de ciclos de carga. Este tipo de comportamiento deja a la estructura en condiciones más desfavorables para sismos futuros (Fig.6.1.3c). En el análisis inelástico de los modelos, el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura se consideró nulo, dejando que este sólo se manifieste mediante su comportamiento inelástico.

El estudio del comportamiento inelástico de las estructuras sujetas a torsión es importante para poderlo relacionar con la respuesta local de los elementos. La respuesta inelástica de una estructura en su conjunto dependerá de las propiedades de los elementos estructurales que la conforman, y ésta a su vez del comportamiento de las secciones transversales. El mecanismo de comportamiento no lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones que sobrepasen el intervalo lineal (Ref.1). Esto es, mientras más elementos participen en la deformación no lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de estos, la ductilidad global que se presente en el sistema será mayor en conjunto.

Para un sistema dado, el mecanismo de deformación inelástica que se llegará a presentar depende de las resistencias relativas de las secciones para cada posible modo de falla (Ref.1). De esta manera es que en la etapa de diseño se puede influir en la manera en que se deformará inelásticamente la estructura al decidir cuál será la resistencia que deberán tener los elementos. Por ello resulta importante este último aspecto, dado que en el diseño sísmico consiste en otorgarle a los diferentes elementos de la estructura esa resistencia que haga que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible.

En la figura 8.1, correspondiente al capítulo de resultados, se observa la respuesta no lineal de los modelos sujetos a torsión sísmica, los cuales fueron diseñados mediante el método por torsión sísmica estática propuesto por RCDF.

Para caracterizar la respuesta no lineal de estructuras asimétricas sobre base rígida, ante cargas laterales se utiliza la ductilidad máxima demandada (μ), que se define como el cociente entre el desplazamiento máximo y el de fluencia:

$$\mu = \frac{d_{max}}{d_y}$$

Este parámetro fue normalizado en cada modelo con respecto al obtenido del modelo simétrico.

$$\mu_n = \frac{\mu_{asimétrica}}{\mu_{simétrica}}$$

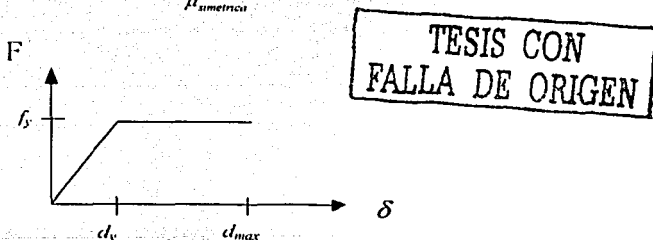


Figura. 6.2. Ductilidad máxima. (μ)

7. Análisis sísmico dinámico de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible

En este caso los elementos resistentes ya trabajan en función de un comportamiento elastoplástico. Además las rigideces del suelo ya se están considerando en el proceso de análisis. Con estas consideraciones el análisis no lineal de sistemas con interacción suelo-estructura se simplifica pues el proceso de cálculo es completamente similar al de un sistema sin interacción (Ref.8).

7.1 Respuesta de estructuras inelásticas asimétricas apoyadas sobre base flexible ante excitación sísmica

El análisis de los modelos estructurales se realizó con el método propuesto por las NTC-DS y las funciones de impedancia. Dado que el programa de análisis obtiene la respuesta estructural mediante el método paso a paso, se utilizaron dos tipos de excitación: para los modelos con las rigideces del suelo calculadas con el método aproximado de las NTC-DS se aplicó la fase intensa del registro SCT, E-W, para los modelos con coeficientes de rigidez estimados con las funciones de impedancia, se empleó el registro completo el cual fue separado en tres componentes: una horizontal, otra que representa las aceleraciones de rotación y la última que incluye aceleraciones por cabeceo. Estos últimos tres registros representan lo que anteriormente se denominó movimientos efectivos (Apéndice 3).

Estudios previos sobre interacción suelo-estructura demuestran que difícilmente se puede estimar la resistencia de fluencia que un sistema acoplado que al ser afectado por cierta excitación, requiere para conducir la demanda de ductilidad a una ductilidad disponible. Sin embargo estos trabajos han demostrado que esa ductilidad del sistema suelo estructura tiende a reducirse (Ref.8).

8. Resultados

La respuesta inelástica obtenida de los modelos apoyados sobre base rígida muestran la diferencia entre el comportamiento de cada uno de los elementos resistentes usando la ductilidad máxima demandada normalizada (μ) como parámetro de respuesta inelástica (Figura 8.1). Puede apreciarse que el elemento estructural rígido (L-R), demanda mayor ductilidad ya que se presenta en este una deformación mucho mayor que la que tiene el elemento estructural flexible (L-F).

Las siguientes gráficas representan en el eje de las abscisas la excentricidad estructural normalizada respecto a "b", siendo b la dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección que se analiza; en el eje de las ordenadas la ductilidad máxima demandada normalizada para cada elemento (μ).

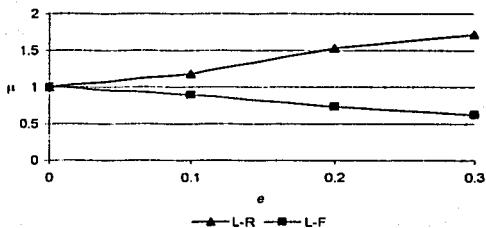


Figura 8.1. Respuesta inelástica de los elementos resistentes de modelos estructurales en su condición de base rígida.

En los resultados obtenidos al analizar los modelos con interacción suelo-estructura siguiendo el criterio sugerido por las NTC-DS, es posible observar que la tendencia es muy similar a la que presentó la respuesta inelástica en su condición de apoyos fijos, pero con la diferencia de que los valores máximos que presenta el elemento rígido son ahora menores (Figura 8.2).

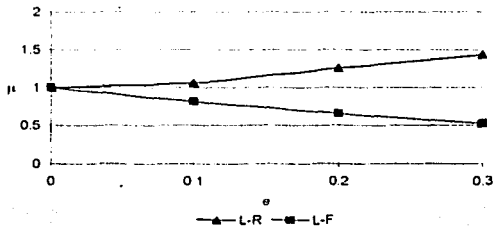


Figura 8.2. Respuesta inelástica de los elementos resistentes de modelos estructurales considerando la interacción suelo-estructura con el criterio de las NTC-DS.

Los resultados del análisis de estructuras sujetas a torsión considerando interacción suelo-estructura usando las funciones de impedancia y movimientos efectivos, muestra que se sigue manteniendo la tendencia de las curvas de ductilidad máxima demandada en ambos elementos. Sin embargo, al compararlos con las respuestas anteriores, la ductilidad máxima demandada por el elemento rígido crece rápidamente para excentricidades normalizadas " e " mayores a 0.2, incluso para $e = 0.3$, el valor sobrepasa al máximo presentado con base fija. La respuesta del elemento flexible hasta ahora no presenta diferencias importantes, pero cabe destacar que su ductilidad máxima demandada disminuye en menor proporción en este caso (Fig. 8.3).

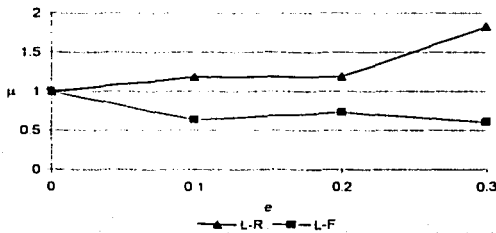


Figura 8.3. Respuesta inelástica de los elementos resistentes de modelos estructurales considerando la interacción suelo-estructura con funciones de impedancia y movimientos efectivos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para lograr que el comportamiento de los modelos mejorara, se decidió aumentar la resistencia del elemento rígido, lo cual se logró con solo no restar el cortante que resulta del momento por torsión. Esto llevó a que aumentará la fuerza de fluencia y directamente a disminuir la ductilidad que este pudiera presentar.

En las siguientes figuras se presentan las respuestas inelásticas de modelos asimétricos diseñados para cortantes no menores al cortante directo.

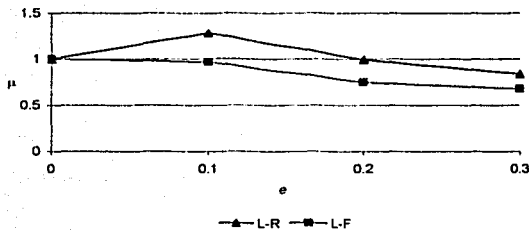


Figura 8.4. Respuesta inelástica de los elementos resistentes de modelos estructurales en su condición de base rígida.

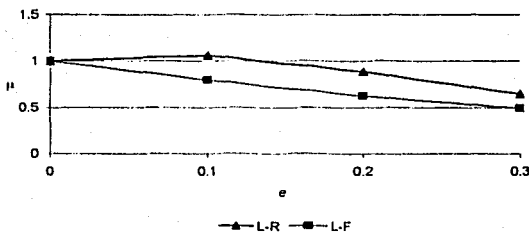


Figura 8.5. Respuesta inelástica de los elementos resistentes de modelos estructurales considerando la interacción suelo-estructura con el criterio de las NTC-DS.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

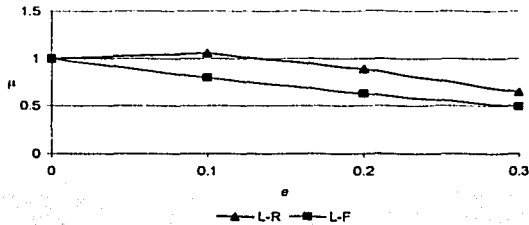


Figura 8.6. Respuesta inelástica de los elementos resistentes de modelos estructurales considerando la interacción suelo-estructura con funciones de impedancia y movimientos efectivos.

Como se observa en las figuras 8.4, 8.5 y 8.6, se logró obtener una mejor respuesta del sistema dado que ambos elementos disminuyen su demanda de ductilidad. De esta manera se tiene una mejor distribución de los daños que pueden ocurrir ya que no se concentran en los elementos rígidos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9. Conclusiones y recomendaciones

En el presente trabajo se estudió el comportamiento de estructuras con comportamiento elástico e inelástico sujetas a torsión considerando su interacción con el suelo.

La respuesta inelástica de los elementos resistentes de cada uno de los modelos estructurales apoyados sobre ase rígida es totalmente diferente. Así, mientras la ductilidad máxima demandada normalizada, del elemento rígido mantiene una relación proporcional a la excentricidad estructural normalizada, la del elemento flexible es inversamente proporcional a ésta. Esto es, las estructuras que presentan efectos de torsión pueden tener una demanda de ductilidad mayor en sus elementos más rígidos que en los flexibles.

De los resultados obtenidos de los análisis de los modelos asimétricos que consideran el efecto de la interacción suelo-estructura, se puede observar que los elementos resistentes del entrepiso responden de manera similar a como lo hacen cuando se consideran apoyados sobre base rígida. Es decir, la ductilidad máxima demanda normalizada del elemento flexible continua siendo inversamente proporcional a la excentricidad estructural normalizada, mientras que la del elemento rígido aumenta conforme lo hace ésta última. Sin embargo, al incluir el efecto de interacción suelo-estructura en el proceso de análisis se muestra una disminución en la demanda de ductilidad, principalmente en el elemento rígido. Por otro lado, el sistema suelo-estructura tiene una mayor flexibilidad, la cual se manifiesta con el incremento del periodo fundamental.

Al disminuir la resistencia en el elemento rígido debido al diseño por torsión, se propicia que la energía sísmica se disipe en mayor proporción en él. Como resultado, este presenta una mayor demanda de ductilidad y en consecuencia los daños se concentran en él. Este efecto provoca cambios en las propiedades dinámicas que influyen en la respuesta del sistema. Así, el cambio en la rigidez y resistencia de los elementos estructurales durante la ocurrencia de un sismo intenso ocasiona que el centro de rigidez del entrepiso se desplace de su posición nominal.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El análisis de los modelos sujetos a torsión estudiados utilizando movimientos efectivos y funciones de impedancia para considerar la interacción suelo-estructura, muestra que en los casos de excentricidades normalizadas menores a 0.2 la ductilidad máxima demandada normalizada de los elementos estructurales es similar a los valores obtenidos con el criterio de las NTC-DS. Para valores de excentricidad mayor, el valor de este parámetro aumenta. Esto es, realizar el análisis con base en estos conceptos muestra resultados conservadores ya que la ductilidad demandada por los elementos resistentes se incrementa. Por otro lado, el manejo de este tipo de análisis en la práctica es más complicado debido a que los métodos y parámetros para la determinación de los elementos elásticos que sustituyen al suelo son complicados valga la redundancia.

Para los casos donde no se restó el cortante por torsión al cortante directo, se obtuvieron menores demandas de ductilidad de los elementos resistentes. También se observó que la ductilidad máxima demandada en cada uno de ellos disminuye cuando se considera la interacción suelo-estructura aunque en diferente medida ya que, el elemento rígido sigue mostrando una mayor demanda de ductilidad.

Es importante mencionar que los modelos estructurales estudiados al considerar un sistema de entrepiso que se comporta como diafragma infinitamente rígido, se refieren sólo a estructuras geoméricamente regulares y cerradas. De esta manera, los resultados obtenidos son aplicables sólo a edificios que tengan estas condiciones.

Recomendaciones

Con base en los resultados obtenidos de los análisis de los modelos asimétricos apoyados sobre base flexible se tienen las siguientes recomendaciones:

Al hacer el diseño por torsión sísmica estática no se diseñará para cortantes menores al cortante directo para los elementos rígidos. De no ser así se puede provocar un comportamiento inadecuado de las estructuras, concentrando los daños en los elementos más rígidos.

El efecto de interacción suelo-estructura en edificios sujetos a torsión puede ser introducido al análisis manejado el criterio de las NTC-DS, para excentricidades estructurales normalizadas, $e \leq 0.2$, ya que demuestran resultados muy semejantes a los obtenidos con el uso de movimientos efectivos y funciones de impedancia. Así que para excentricidades mayores a la antes especificada, el uso de este último análisis de la interacción suelo-estructura es el más recomendable.

Los alcances de este trabajo están limitados a modelos estructurales con comportamiento elastoplástico. En este sentido, se requiere de análisis en estructuras de varios niveles con diferentes formas en planta y elevación para complementar e incrementar el estudio de la torsión sísmica en edificios. Así mismo, realizar análisis de estructuras con las anteriores características en las que se incluya el efecto de interacción en diferentes zonas del Distrito Federal (zona III, II y I), ayudará a enriquecer los conocimientos sobre el problema de torsión sísmica de edificios apoyados sobre base flexible.

Es necesario el análisis de modelos más realistas, siguiendo un criterio similar de evaluación, utilizando ahora relaciones fuerza contra desplazamiento en la obtención de respuestas estructurales, que tomen en cuenta el deterioro en rigidez y/o resistencia.

Referencias

1. Bázan E. y Meli R., 1998. Diseño sísmico de edificios. Ed. Limusa. México.
2. Rosenblueth E. y Meli R., 1985. The 1985 Earthquake, causes and effects in México City. Concrete International: Design and construction, ACI, Vol. 8.
3. Escobar J A., 1994. Respuesta sísmica de estructuras asimétricas inelásticas con propiedades inciertas. Tesis doctoral. DEPFI. UNAM. México.
4. Paz M., 1992. Dinámica estructura teoría y cálculo (Traducción). Editorial, Chapman & Hall. International Thomson Publishing (ITP).
5. Suárez M. y Aviléz J., 2000. Apuntes de Interacción suelo estructura. UNAM. México.
6. Guilles A. G., 1979. Post-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures. Informe No. 218. Dept. Civil Engineering., Univ. of Auckland, School of Engng., Auckland, Nueva Zelanda.
7. CSI. 1997. Sap2000. Aalysis Reference. Vol I y II. Computers and Structures Inc. Berkeley California. EUA.
8. Pérez L. E. y Aviléz J., 1996. Non-linear Response of Soil-Structure System. Centro de Investigación Sísmica AC, Fundación Javier Barros Sierra, México D. F, México. Instituto de Investigaciones Eléctricas, CFE, Cuernavaca, Mor. México.
9. Rosenblueth E. y Gómez R., 1996. Comentarios a las Normas Complementarias para Diseño por Sismo. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM. Núm. Es-7. México.

-
10. Elorduy J. y Rosenblueth E., 1968. Torsiones sísmicas de edificios de un piso. 2° Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Veracruz.
 11. Gómez R., Ayala G. y Jaramillo J., 1987. Respuesta sísmica de estructuras asimétricas. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
 12. Newmark N. M y Rosenblueth E., 1974 Fundamentos de ingeniería sísmica. Prentice Hall.
 13. Kausel E. y Roesset J., 1974. Soil-structure interaction for nuclear containment structures. Proc. ASCE Power Division Specialty Conference, Boulder Colorado.
 14. Kasuel E., Whitman R., Morray J. y Elsabee F., 1978. The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Desing. 48, pp 377-392.
 15. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta oficial. México 1996.
 16. Jennings P. y Bielak J., 1973. Dynamics of building-soil interaction. Bulletin of the Seismological Society of america.
 17. Mita A. y Luco J. E., (1989), "Dynamic response of a square foundation embedded in an elastic half-space", Soil Dynam. Earthq. Engng., 8, pp 54-67.
 18. Meli A y Avila J., 1989. Análisis of building response. Earthquake Spectra. Vol 5. No 1, pp 1-18.

Apéndice 1

En este apéndice se presenta el método de diseño de torsión sísmica sugerido por el RCDF.

Obtención de los cortantes directos de entrepiso.

e_s/b	Elemento	Rigidez	V_{di}
		K (t/m)	(t)
0	L-R	7500	186.36
	L-F	7500	186.36
0.1	L-R	9000	223.64
	L-F	6000	149.09
0.2	L-R	10500	260.91
	L-F	4500	111.82
0.3	L-R	12000	298.188
	L-F	3000	74.547

Tabla 1. Cortantes directos.

Determinación de la excentricidad de diseño y momentos de torsión.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

e_s/b	e_s	e_{d1}	e_{d2}	M_{T1}	M_{T2}
	(m)	(m)	(m)	(t-m)	(t-m)
0	0	1.2	-1.2	447.28	-447.28
0.1	1.2	3	0	1118.20	0
0.2	2.4	4.8	1.2	1789.13	447.28
0.3	3.6	6.6	2.4	2460.05	894.56

Tabla 2. Excentricidades de diseño y momento por torsión.

Cálculo de los cortantes por torsión y de diseño.

e_s/b	Elemento	Kiy	Xit	Kyi*Xit	Kyi*(Xit)2	Vti(1)	Vti(2)	Vdi+Vti(1)	Vdi+Vti(2)	VDi
		(m)	(m)	(t)	(t-m)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
0	L-R	7500	-6	-45000	270000	-37.27	37.27	149.09	223.64	223.64
	L-F	7500	6	45000	270000	37.27	-37.25	223.64	149.09	223.64
0.1	L-R	9000	-4.8	-43200	207360	-93.18	0	130.45	223.64	223.64
	L-F	6000	7.2	43200	311040	93.18	0	242.27	149.09	242.27
0.2	L-R	10500	-3.6	-37800	136080	-149.09	-37.27	111.82	223.64	223.64
	L-F	4500	8.4	37800	317520	149.09	37.27	260.91	149.09	260.91
0.3	L-R	12000	-2.4	-28800	69120	-205.004	-74.547	93.18	223.64	223.64
	L-F	3000	9.6	28800	276480	205.004	74.547	279.55	149.09	279.55

Tabla 3. Cortantes por torsión y cortante de diseño.

Obtención del cortante de diseño sin restar en cortante de torsión.

e_s/b	Elemento	Kiy	Xit	Kyi*Xit	Kyi*(Xit)2	Vti(1)	Vti(2)	Vdi+Vti(1)	Vdi+Vti(2)	VDi
		(m)	(m)	(t/m-m)	(t/m-m ²)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
0	L-R	7500	-6	-45000	270000	-37.27	37.27	149.09	223.64	223.64
	L-F	7500	6	45000	270000	37.27	-37.27	223.64	149.09	223.64
0.1	L-R	9000	-4.8	-43200	207360	-93.18	0	130.45	223.64	223.64
	L-F	6000	7.2	43200	311040	93.18	0	242.27	149.09	242.27
0.2	L-R	10500	-3.6	-37800	136080	-149.09	-37.27	111.82	223.64	260.91
	L-F	4500	8.4	37800	317520	149.09	37.27	260.91	149.09	260.91
0.3	L-R	12000	-2.4	-28800	69120	-205.00	-74.54	93.18	223.64	298.18
	L-F	3000	9.6	28800	276480	205.00	74.54	279.55	149.09	279.55

Tabla 4. Cortante de diseño sin restar el cortante por torsión.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Resultados de diseño con los cuales se definió el modelo no lineal(elastoplástico)

En las siguientes tablas se ha aplicado un factor de sobre resistencia: $F_{sr} = 1.5$

e_s/b	Elemento	V_{Di}
		(t)
0	L-R	335.46
	L-F	335.46
0.1	L-R	335.46
	L-F	363.42
0.2	L-R	335.46
	L-F	391.37
0.3	L-R	335.46
	L-F	419.33

Tabla 5. Cortantes de diseño considerando la disminución del cortante directo debido a torsión

e_s/b	Elemento	V_{Di}
		(t)
0.0	L-R	335.46
	L-F	335.46
0.1	L-R	335.46
	L-F	363.42
0.2	L-R	391.372
	L-F	391.37
0.3	L-R	447.28
	L-F	419.33

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6. Cortantes de diseño no considerando la disminución del cortante directo.

Apéndice 2

Las funciones de impedancia que se muestran en las tablas 8 y 9, representan la rigidez del suelo mediante resortes y amortiguadores, y están basadas en las formulas de Mita A. y Luco J. E. (Ref. 17). Fueron obtenidas con base en las siguientes consideraciones: el periodo fundamental de la estructura es de 1s, el ángulo de incidencia de las ondas horizontales es de 90°, la relación entre profundidad de cimentación y semiancho de la estructura es de 1 y la relación de Poisson del suelo es de 0.45.

Debido a que el proceso mediante el cual se obtienen los coeficientes de rigidez y amortiguamiento del suelo es iterativo, en la tabla 7 se presentan los parámetros con los que se entra a las funciones de impedancia para iniciar el cálculo.

m	375.95	t
K_x	74422.096	t/m
K_r	6357748.1	t-m/rad
D	6	m
T_x	0.4465745	s
T_r	0.4058565	s
T_{se}	1.1679676	s
G	1032	t/m ²
β	80	m/s
f	0.8561881	hz
η	0.1284282	s/s

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 7. Parámetros requeridos para la estimación de la rigidez equivalente del suelo.

donde m es la masa, K_x es la rigidez a la traslación, K_r es la rigidez a la torsión, D es la profundidad de enterramiento, T_x es el periodo si sólo pudiera trasladarse, T_r el periodo si sólo pudiera girar, T_{se} el periodo efectivo, G es el módulo de rigidez media, β la velocidad de propagación de las ondas SH, f

es la frecuencia y $\eta = 2 \cdot G \cdot f / \beta$. Este último parámetro η , es con el que se entra a las funciones de impedancia para calcular las rigideces del suelo.

Funciones de impedancia

η	Traslación (x)		Traslación (y)		Traslación (z)	
	Rigidez	Amortiguamiento	Rigidez	Amortiguamiento	Rigidez	Amortiguamiento
0.01	12.4359	0.435	12.4359	0.435	12.0269	0.4531
0.11	12.1492	4.8904	12.1492	4.8904	11.3722	5.2229
0.21	11.7635	9.6022	11.7635	9.6022	10.4404	10.7341
0.31	11.2173	14.0497	11.2173	14.0497	9.5217	15.9934
0.41	10.0689	18.6304	10.0689	18.6304	7.585	21.3743
0.51	8.6902	23.6717	8.6902	23.6717	5.2775	27.7915
0.61	7.4646	29.0197	7.4646	29.0197	3.4241	34.7992
0.71	6.2343	34.2955	6.2343	34.2955	1.7544	41.6466
0.81	5.0592	39.7605	5.0592	39.7605	-0.2827	48.624
0.91	3.9575	44.9533	3.9575	44.9533	-2.3867	56.1006
1.01	2.6856	49.953	2.6856	49.953	-4.3593	63.9288

Tabla 8. Rigideces y amortiguamientos transversales

η	Cabeceo (x)		Cabeceo (y)		Torsión (z)	
	Rigidez	Amortiguamiento	Rigidez	Amortiguamiento	Rigidez	Amortiguamiento
0.01	22.2579	0.0732	22.2579	0.0732	31.2987	0.0005
0.11	20.8173	1.4843	20.8173	1.4843	29.4651	0.7629
0.21	18.8341	4.9116	18.8341	4.9116	26.299	3.8826
0.31	18.0389	8.9862	18.0389	8.9862	23.7706	8.7027
0.41	17.5086	12.2485	17.5086	12.2485	22.2262	13.9362
0.51	16.0318	15.2768	16.0318	15.2768	21.0841	18.8908
0.61	13.8735	19.1887	13.8735	19.1887	19.7683	23.7422
0.71	11.9731	24.163	11.9731	24.163	18.335	28.8999
0.81	10.9917	29.668	10.9917	29.668	17.1415	34.3437
0.91	11.0329	34.8385	11.0329	34.8385	16.3112	39.7128
1.01	11.5036	38.9404	11.5036	38.9404	15.4226	44.7118

Tabla 9. Rigideces y amortiguamientos al cabeceo y a la torsión.

Una vez que se obtuvieron los valores definitivos de los coeficientes de rigidez, se requiere desnormalizarlos; para los valores de traslación se debe multiplicar por $F_{dl} = G \cdot D$ y para los valores de torsión y cabeceo se multiplican por $F_{dr} = G \cdot D^3$, (Ref. 17).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Factores de desnormalización

F_{dt}	
Factor de desnormalización para la rigidez lineal	6192

F_{dr}	
Factor de desnormalización para la rigidez al giro	222912

En la tabla 10 se muestran los valores estimados de las funciones de impedancia para cada una de las restricciones en los apoyos (traslación, torsión y cabeceo). Dichos valores se multiplicaron por su respectivo factor para desnormalizarlos. Así se obtuvieron los valores finales para las rigideces equivalentes del suelo.

Rigidez	Valores Estimados	K	
traslación	12.019072	74422.096	t/m
rotación	28.521336	6357748.1	t/m-rad
cabeceo	20.449267	4558387	t/m-rad

Tabla 10. Rigideces equivalentes del suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Apéndice 3

Ya que las funciones de impedancia y movimientos efectivos forman parte de un solo análisis, se presentan las condiciones con las cuales fueron concebidos: el periodo fundamental de la estructura es de 1s, el ángulo de incidencia de las ondas horizontales es de 90° , la relación entre profundidad de la cimentación y semiancho de la estructura es igual a 1 y la relación de Poisson del suelo es 0.45.

En las figuras 9.1, 9.2 y 9.3 se muestra gráficamente los movimientos efectivos utilizados en el análisis paso a paso para el estudio del efecto de interacción suelo-estructura en modelos asimétricos.

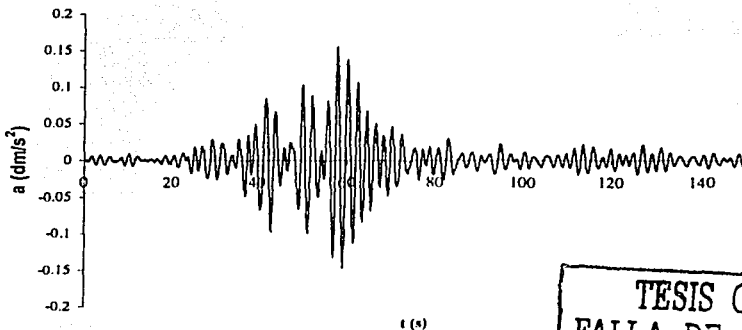


Figura 9.1. Aceleraciones traslacionales (y).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

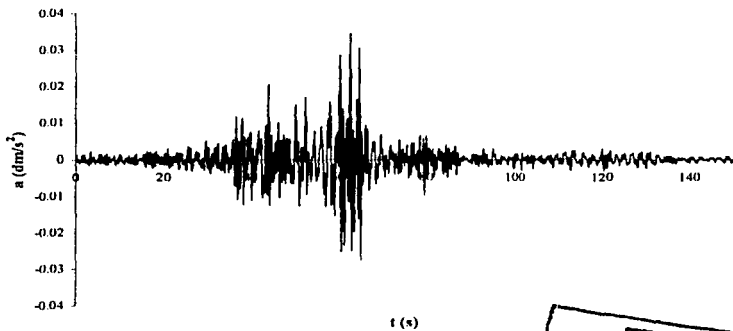


Figura 9.2. Aceleraciones de cabeceo (x)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

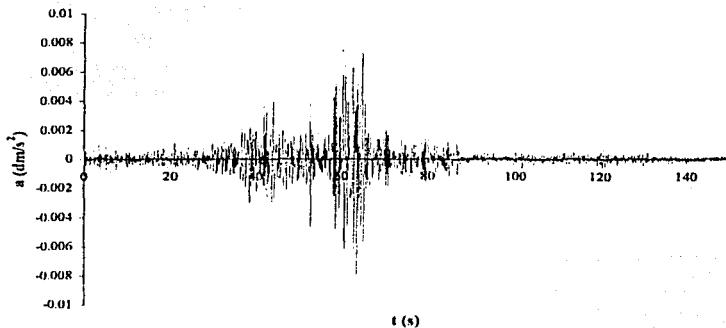


Figura 9.3. Aceleraciones de torsión (z).

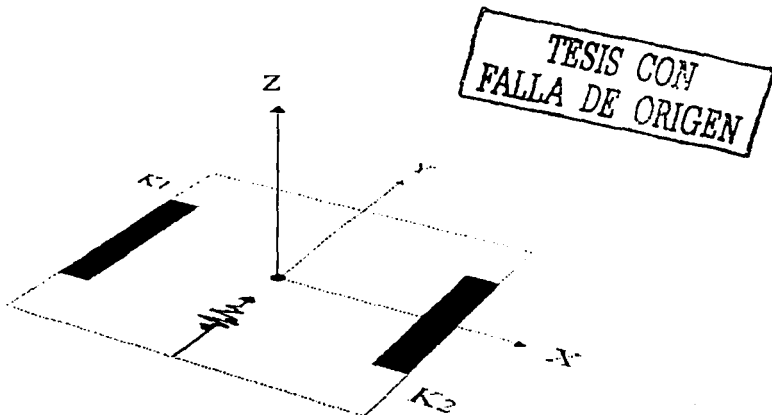


Figura 10. Definición de ejes para la aplicación de los movimientos efectivos.

Apéndice 4

En las figuras 10.1, 10.2 y 10.3, se presentan las comparaciones de las respuestas elásticas obtenidas con los programas Dyndir y Sap2000. Son resultados del análisis paso a paso, aplicando la fase intensa del acelerógrama registrado durante el sismo del 19 septiembre de 1985 por la estación de SCT. Los resultados pertenecen al elemento rígido (L-R), del modelo estructural con excentricidad normalizada de 0.2, mas la excentricidad accidental.

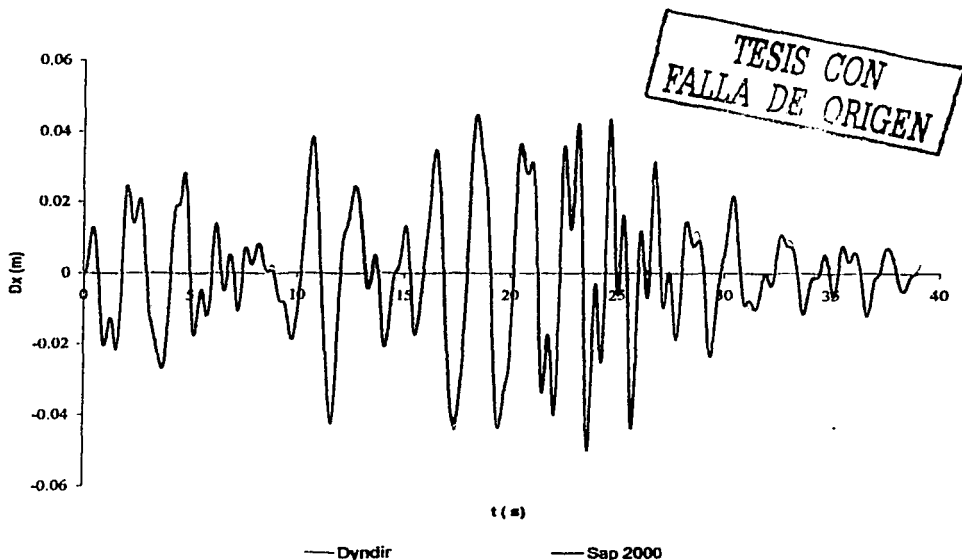


Figura 10.1. Desplazamientos (dy) del elemento rígido del modelo estructural antes citado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

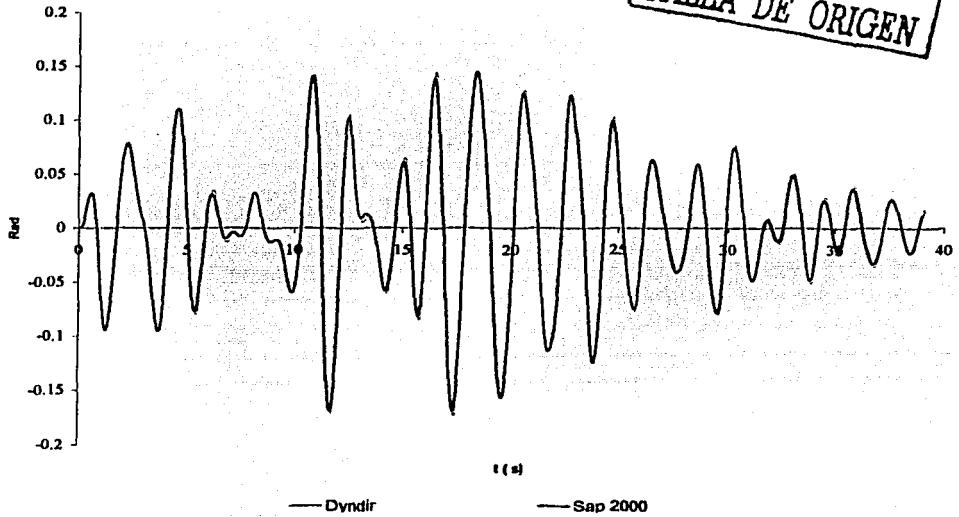


Figura 10.1. Giros del elemento rígido al rededor del eje vertical (z).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

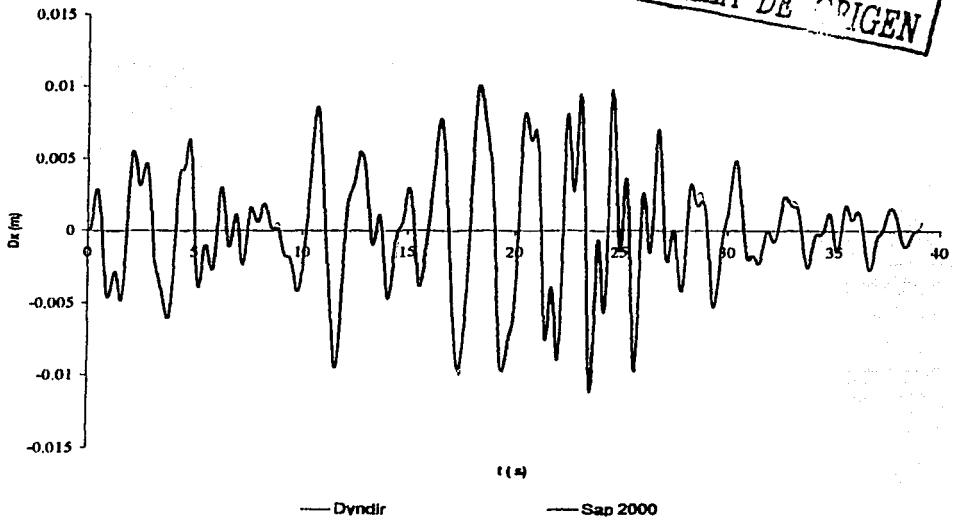


Figura 10.3. Desplazamientos de la base del elemento rígido (dy).