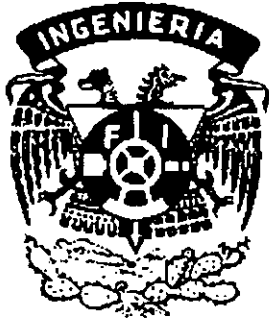


01161
20



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

***ANÁLISIS SÍSMICO NO-LINEAL SIMPLIFICADO
DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS***

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA
ELÍAS ANTOLÍN TAVERA GUTIÉRREZ

DIRIGIDA POR
DR. A. GUSTAVO AYALA MILLÁN

CIUDAD UNIVERSITARIA

2001

2988!!



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.

Dedico esta tesis a:

mis padres,

Ma. Carmen Gutiérrez Zetina.

Elías Tavera Hernández.[†]

abuelos,

Esperanza Zetina Ramírez.

Julia Hernández Ortiz.

David Gutiérrez García.

Benjamín Tavera Medellín.[†]

y hermanas.

Norma del Carmen.

Nancy Viridiana.[†]

Tania Dayanira.

Muchas gracias por darme su amor, apoyo y confianza; sus lecciones y consejos han influido en conseguir lo que he logrado hasta ahora.

[†]Difunto(a)

RESUMEN

En esta tesis se propone un método aproximado para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras de edificios asimétricos. Este método se fundamenta en las curvas de capacidad asociadas al comportamiento global de la estructura, obtenidas de un análisis de empujón tridimensional y su reducción a una sola curva de comportamiento relacionada a un sistema equivalente de un solo grado de libertad correspondiente al modo que más contribuye a la respuesta. Para el análisis de empujón se usan distribuciones de cargas laterales y momentos torsores en los niveles que incluyen la contribución de todos los modos. De las curvas de capacidad resultantes se extrae sólo una curva de comportamiento correspondiente al modo dominante. El objetivo principal del análisis de empujón es obtener la curva de capacidad, definida por la curva cortante basal contra desplazamiento del centro de masa (CM) en la azotea de la estructura.

Lo novedoso de este método es que la estructura se empuja usando la recomendación del reglamento del Distrito Federal, en la que, al analizar en una dirección principal dada, la estructura se empuja simultáneamente con el 100% de la demanda sísmica en esa dirección y el 30% en la transversal.

Para demostrar la validez del método propuesto, se evalúa como ejemplo ilustrativo un edificio de concreto reforzado de ocho niveles asimétrico en masa. Los resultados del método propuesto se comparan con los obtenidos de un análisis dinámico no-lineal paso a paso, encontrándose una concordancia aceptable.

ABSTRACT

In this thesis an approximate method for the seismic performance evaluation of asymmetric building structures is proposed. This method is based on the existence of capacity curves associated with the global seismic performance of the structure obtained from three-dimensional pushover analysis and the reduction of these curves to only one curve associated to the behavior of an equivalent single degree of freedom system, corresponding to the dominant mode of the original structure. In the pushover analysis, the distributions of lateral loads and torsional moments as applied to the storey levels are defined using the contribution of all modes of vibration. The main goal of the pushover analysis is to obtain the capacity curves, defined as the locus of base shears versus roof displacements and base torsional moment versus rotation of the center of mass of the roof of the structure. With the capacity curves, the behavior curve of the equivalent single degree of freedom system is determined and with it and their modal properties, the performance point for a given seismic demand found. The performance of the structure is recovered from that of the equivalent single degree of freedom system using the backward procedure.

The novelty of this method is that the structure is pushed in accordance with the recommendation of the Federal District code, in which the forces in a structure subjected to bidirectional demands are those corresponding to 100% of the seismic demand on the principal direction and 30% on the orthogonal one.

The validity of the proposed method is assessed with an illustrative example, corresponding to an eight storey reinforced concrete building asymmetric in mass. The results of the proposed method are compared with those of a “true” non-linear step by step dynamic analysis, and an acceptable concordance is found.

ÍNDICE

Resumen.....	i
Abstract.....	ii
Índice.....	iii
Nomenclatura.....	iv
Lista de figuras.....	iv
Lista de tablas.....	v
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivo.....	1
1.3 Alcances del trabajo.....	1
1.4 Organización del trabajo.....	2
2 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO-LINEAL DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS.....	3
2.1 Análisis tridimensional no-lineal.....	3
2.2 Método de los macro-elementos.....	5
2.3 Método de empujón lateral.....	8
2.4 Método tridimensional simplificado.....	11
2.5 Método modificado del empujón tridimensional.....	12
3 IMPLANTACIÓN NUMÉRICA DEL MÉTODO.....	14
3.1 Principios básicos de la dinámica estructural.....	14
3.2 Método propuesto.....	18
4 EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	22
4.1 Descripción del edificio estudiado.....	22
4.1.1 Propiedades de los elementos.....	23
4.2 Aplicación del procedimiento de análisis no-lineal.....	24
4.3 Presentación y análisis de resultados.....	30
4.3.1 Desplazamientos máximos en los pisos.....	31
4.3.2 Distorsiones máximas de entrepiso.....	32
4.3.3 Demandas de ductilidad en columnas y trabes.....	34
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	37
REFERENCIAS.....	38

NOMENCLATURA.

1GDL	Sistema de un grado de libertad.
VGDL	Sistema de varios grados de libertad.
RCDF	Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
CM	Centro de masa.
SUCT	Superficie última de corte y torque.
FEMA	Federal Emergency Management Agency (Agencia Federal de Administración de Emergencias).
M1E	Modelo de un elemento.
M-E	Macro-elemento.
CQC	Combinación cuadrática completa.
SCT-EW	Componente EW del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
S_a	Seudo-aceleración espectral.
S_d	Desplazamiento espectral.
α_i^*	Factor de participación del cortante basal del modo i .
α_i	Factor que indica la participación del modo i al cortante basal total.

LISTA DE FIGURAS.

- Figura 2.1.1. Planta tipo de los casos estudiados por De la Colina (2000).
- Figura 2.2.1. Edificio y modelo de un elemento (De la Llera, *et al.*, 2000).
- Figura 2.2.2. Macro-elementos (Kilar y Fajfar, 1997).
- Figura 2.2.3. Planta del edificio de siete niveles (Kilar y Fajfar, 1997).
- Figura 2.3.1. Planta del edificio de siete niveles (Moghadam y Tso, 1996).
- Figura 2.3.2. Planta del edificio de cuatro niveles (Faella y Kilar, 1998).
- Figura 2.3.2. Relación del modelo de VGDL al modelo de 1GDL.
- Figura 3.2.1. Idealización bilineal de la curva S_a contra S_d .
- Figura 4.1.1. Planta del edificio de ocho niveles diseñado por Luaces (1995).
- Figura 4.1.2. Marcos del edificio de ocho niveles diseñado por Luaces (1995).
- Figura 4.1.3. Dimensiones de elementos (Luaces, 1995).

- Figura 4.2.1. Distribución de cargas laterales y momentos que resultan de la combinación modal CQC.
- Figura 4.2.2. Análisis de empujón tridimensional.
- Figura 4.2.3. Curva cortante basal contra desplazamiento de azotea. Dirección X.
- Figura 4.2.4. Curva cortante basal contra desplazamiento de azotea. Dirección Y.
- Figura 4.2.5. Curva momento basal contra rotación de azotea. Dirección θ .
- Figura 4.2.6. Idealización bilineal de la curva de capacidad. Dirección X.
- Figura 4.2.7. Idealización bilineal de la curva de capacidad. Dirección Y.
- Figura 4.2.8. Idealización bilineal de la curva de capacidad. Dirección θ .
- Figura 4.2.9. Reducción de la curva de capacidad bilineal idealizada en la correspondiente al modo dominante. Dirección X.
- Figura 4.2.10. Reducción de la curva de capacidad bilineal idealizada en la correspondiente al modo dominante. Dirección Y.
- Figura 4.2.11. Reducción de la curva de capacidad bilineal idealizada en la correspondiente al modo dominante. Dirección θ .
- Figura 4.2.12. Curva de comportamiento (S_x contra S_d) del modo dominante.
- Figura 4.2.13. Sistema de IGDJ sometido a la excitación en su base del sismo SCT-EW de 1985.
- Figura 4.3.1. Desplazamientos laterales y giros en torsión del CM en cada nivel del edificio.
- Figura 4.3.2. Distorsión angular del entrepiso k visto en planta.
- Figura 4.3.3. Distorsiones de entrepiso en la dirección X.
- Figura 4.3.4. Distorsiones de entrepiso en la dirección Y.
- Figura 4.3.5. Distorsiones angulares de entrepiso en la dirección θ .
- Figura 4.3.6. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas en el marco X1.
- Figura 4.3.7. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas máximas en el marco X1.
- Figura 4.3.8. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas en el marco Y1.
- Figura 4.3.9. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas máximas en el marco Y1.

LISTA DE TABLAS.

- Tabla 3.1.1. Diferencias entre las α_i^* y las α_i cuando se analizan estructuras tridimensionales.
- Tabla 4.1.1. Momentos en los extremos de las trabes.
- Tabla 4.1.2. Momentos en los extremos de columnas.
- Tabla 4.3.1. Representación gráfica de la magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas.

1 INTRODUCCIÓN.

1.1 Antecedentes.

Un grupo significativo de estructuras dañadas por sismos recientes en países de alto peligro sísmico han presentado daño asociado a efectos de torsión, esta situación ha puesto en duda la validez de las recomendaciones de diseño sísmico por torsión de edificios establecidas en la mayoría de los códigos vigentes (Otani, 2000). Es importante mencionar que estas recomendaciones se originaron de estudios elásticos con modelos simplistas, lo que en general es inconsistente con la filosofía de estos mismos reglamentos que aceptan que una estructura pueda incursionar en el intervalo no-lineal de comportamiento bajo sismos de mediana y gran intensidad.

En un edificio asimétrico sometido a sismo, los movimientos laterales y torsionales están acoplados, este acoplamiento causa deformaciones torsionales en el sistema que incrementan las deformaciones laterales en sus marcos. Los efectos del acoplamiento torsional dependen significativamente de la relación de frecuencias desacopladas. Esta situación hace más complicada la predicción de la respuesta de un edificio asimétrico sometido a acciones sísmicas que lo lleven al intervalo de comportamiento no-lineal por lo que se sigue recurriendo a métodos de análisis lineal.

La tendencia actual en el desarrollo de los nuevos códigos de diseño es incorporar las metodologías de evaluación y diseño basadas en desempeño, que consisten en evaluar o diseñar un edificio empleando niveles de desempeño estructural previamente seleccionados, (FEMA, 1997; Fajfar, 1998; Otani *et al.*, 2000; Paulay, 2000; Sandoval, 2000).

1.2 Objetivo.

El objetivo general de este trabajo es desarrollar un método simplificado de análisis no-lineal de estructuras de edificios tridimensionales con irregularidades en masa y/o rigidez. Se busca que el método propuesto permita estimar el desempeño que se presentaría cuando la estructura se encuentre sometida a un evento sísmico.

1.3 Alcances del trabajo.

Se desarrolla una metodología de evaluación que consiste en determinar el comportamiento no-lineal de una estructura asimétrica sometida a una excitación sísmica a partir de resultados de un análisis de empujón

(análisis estático no-lineal ante cargas laterales crecientes) y los de la respuesta de un sistema de un grado de libertad "equivalente" al de múltiples grados de libertad que representa al edificio. El método se implementa en una hoja de cálculo y se aplica a un edificio de ocho niveles con regularidad geométrica en planta y elevación, pero asimétrico en masas. Finalmente, los resultados del método de análisis no-lineal equivalente propuesto, se comparan con los de un análisis dinámico no-lineal paso a paso considerado para los fines de este trabajo como los "exactos".

1.4 Organización del trabajo.

El presente trabajo se divide en cinco capítulos, el primero plantea los antecedentes, el objetivo y los alcances. En el segundo capítulo se presenta una descripción de algunos de los métodos aproximados de evaluación de edificios asimétricos. En el tercer capítulo se explica con detalle el procedimiento incluido en la aplicación del método propuesto. En el cuarto capítulo se usa un edificio de ocho niveles para ilustrar la aplicación del método propuesto y los resultados obtenidos se comparan con los correspondientes a un análisis dinámico no-lineal paso a paso. Finalmente, en el quinto capítulo se concluye sobre los resultados obtenidos y se presentan las recomendaciones derivadas de este trabajo.

2 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO-LINEAL DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS.

El análisis dinámico no-lineal paso a paso es probablemente el método analítico más realista disponible para calcular la respuesta de un edificio y evaluar su desempeño sísmico; sin embargo, este tipo de análisis es complejo y el proceso de cálculo de la respuesta consume mucho tiempo como para usarse rutinariamente en el diseño y evaluación sísmica de edificios. Por otra parte, estudios analíticos recientes han mostrado que los análisis elásticos con fuerzas sísmicas reducidas no permiten predecir la distribución de deformaciones después de iniciado el daño en el edificio, particularmente si es asimétrico, (García, 1992; Rutenberg, 1992; Paulay, 1996; Rutenberg y De Stefano, 1997; Fajfar, 1998).

Por estas razones, varios investigadores han propuesto métodos aproximados para simplificar el análisis dinámico no-lineal de estructuras. La mayoría de estos estudios se basan en un análisis de empujón en dos dimensiones en los que la estructura tridimensional se analiza a partir de las curvas de comportamiento de los marcos planos que forman el edificio, por ejemplo, Fajfar y Gaspersic (1996). El análisis de empujón consiste en aplicar fuerzas a la estructura en forma creciente con una distribución que aproximadamente representa las fuerzas de inercia que la estructura experimenta durante un sismo, empujándola hasta una deformación lateral preescrita. El análisis de empujón ha demostrado ser una buena herramienta de análisis no-lineal para estimar la demanda impuesta a la estructura por una excitación sísmica (Lawson *et al.*, 1994; Krawinkler y Seneviratna, 1998). De la variedad de trabajos publicados, solo Moghadam y Tso (1996) extendieron la aplicación del análisis de empujón a edificios asimétricos en 3D. Otros métodos utilizan los macro-elementos en su análisis, donde la idea principal es que con pocos elementos se representa el desempeño global de la estructura. Algunos de estos trabajos son el de De la Llera *et al.* (2000) y el de Kilar y Fajfar (1997).

2.1 Análisis tridimensional no-lineal.

Existe una gran variedad de estudios sobre el análisis tridimensional no-lineal de edificios, entre los que se destacan los siguientes:

En el trabajo de Chipol (2001), se destaca el diseño de seis edificios de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF-93, (DDF, 1993), tres con asimetría en masa y otros tres con asimetría en rigidez; cada uno de estos edificios representa un nivel de excentricidad. En la evaluación de la respuesta de los modelos estructurales, se utilizó una variación en la definición de la Superficie Última de Corte y Torque, SUCT, propuesta originalmente por De la Llera y Chopra (1994). Esta modificación consistió en el uso del análisis de empujón para calcular las superficies resistentes y de esta manera considerar los mecanismos estructurales del tipo columna fuerte - viga débil (Ortiz, 2001). Las distribuciones de cargas

utilizadas para el análisis de empujón se obtuvieron de un análisis sísmico estático tridimensional que considera tres grados de libertad por nivel. De acuerdo con sus resultados Chipol (2001) concluyó que los modelos asimétricos en rigidez son los que experimentan mayores efectos torsionales; además, comenta que el problema de torsión en edificios de varios pisos en el intervalo no-lineal, es altamente complejo y debe ser estudiado con mayor profundidad.

Otro estudio sobre el problema de torsión inelástica es el de De la Colina (2000), donde se realizaron análisis tridimensionales para identificar las similitudes y diferencias entre varios modelos y poder determinar a qué tipo de distribución de excentricidades de piso corresponden los modelos con masa concentrada típicos de modelos simples. Los modelos empleados por el autor representan a un edificio de cinco pisos con losas rígidas, estructurado por seis elementos resistentes con respuesta bilineal, tal que, el centro de rigidez de cada entrepiso es colineal con el eje que pasa por los centros de cada losa, como se ilustra en la Figura 2.1.1. Los modelos se sometieron a la acción simultánea de dos componentes del sismo de El Centro registrado en 1940.

De la Colina (2000) estudió seis casos (A y B, y 1 a 4). En los casos A y B, el 96% de la masa total del edificio se concentra en el quinto nivel y el 4% restante se distribuye entre los demás pisos. En el caso A todas las masas son colineales con el eje de rigidez y en el caso B el centro de masa (CM) del quinto nivel se ubica a $0.25b$ del eje de rigidez, donde b es la dimensión en planta ortogonal a la dirección principal de la excitación sísmica, mientras que los demás centros de masa se mantienen colineales con el eje de rigidez. Para los casos 1 al 4, cada piso tiene el 20% del total de la masa; en el caso 1 todos los centros de masa son colineales con el eje de rigidez; en el caso 2 el CM del quinto nivel se ubica a una distancia igual a $0.25b$ del eje de rigidez, mientras los demás centros de masa se mantienen colineales; en el caso 3 la excentricidad de piso crece de manera lineal con la altura hasta alcanzar un máximo igual a $0.25b$ y finalmente en el caso 4 la excentricidad de piso es constante con la altura, es decir, con una excentricidad de $0.25b$.

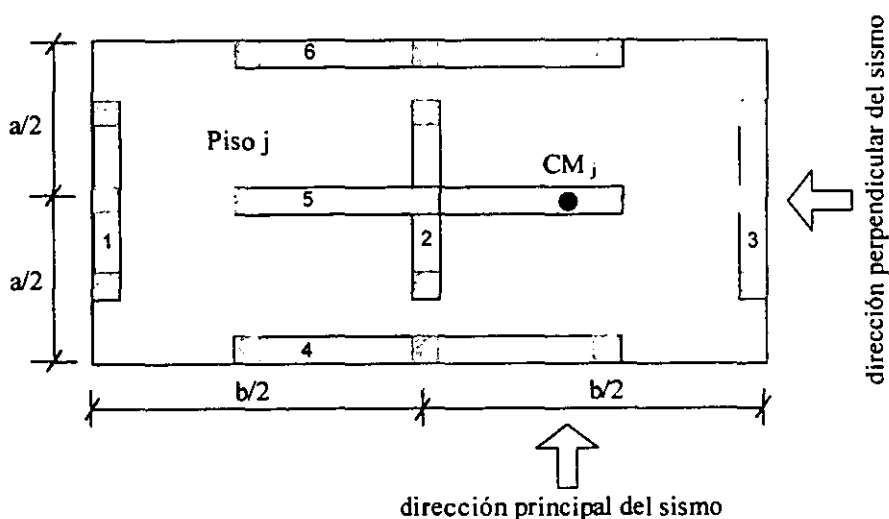


Figura 2.1.1. Planta tipo de los casos estudiados por De la Colina (2000).

Basado en sus resultados, De la Colina (2000) concluyó que, los modelos simples de un piso no son adecuados para estudiar el comportamiento sísmico de edificios de varios pisos con torsión, ya que observó que para los casos A y B las demandas de ductilidad se concentran en el quinto entrepiso mientras que en los casos del 1 al 4 las demandas de ductilidad se concentraron en los entrepisos inferiores, por lo tanto, esto marca una clara diferencia en el comportamiento de estos sistemas.

2.2 Método de los macro-elementos.

El modelo de un elemento (MIE) propuesto por De la Llera *et al.* (2000), es un macro-elemento que funciona como una columna que conecta cada piso del edificio y es capaz de representar aproximadamente las propiedades elásticas e inelásticas del piso, Figura 2.2.1. Las propiedades inelásticas se basan en el concepto de la Superficie Última de Corte y Torque, SUCT, (De la Llera y Chopra, 1994; De la Llera, 1998). El limitado número de parámetros requerido para construir la SUCT facilita su uso en el modelo.

Debido a que las capacidades de los diferentes planos resistentes se determinaron con un modelo de cortante, se logra convenientemente un comportamiento de cada piso desacoplado, reduciéndose el número de grados de libertad a tres por piso. Sin embargo, con este tipo de modelos se desprecia el efecto de la deformación de las trabes, lo que ocasiona que las articulaciones plásticas se presenten en las columnas, por lo tanto, la técnica del MIE no representa adecuadamente a los edificios integrados por marcos dúctiles en los que se busca un comportamiento de columna fuerte – viga débil.

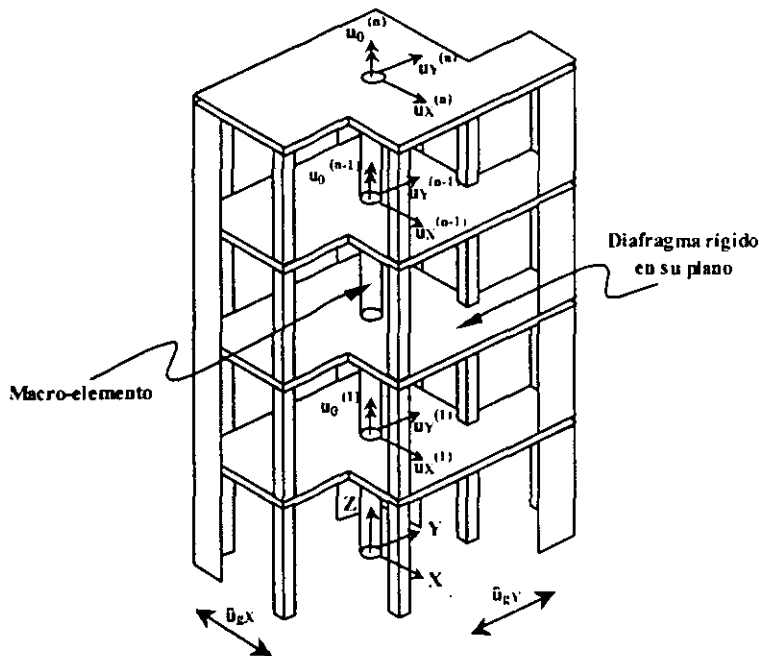


Figura 2.2.1. Edificio y modelo de un elemento, (De la Llera, *et al.*, 2000).

El método propuesto por Kilar y Fajfar (1997), es una herramienta analítica implementada en el programa NEAVEK para determinar las principales características del comportamiento no-lineal de estructuras asimétricas. En el programa se tiene un modelo matemático pseudo-tridimensional que consiste en un ensamble de macro-elementos (M-E), tales como marcos, muros, muros acoplados y muros sobre columnas que pueden orientarse arbitrariamente en el plano, Figura 2.2.2. Cada macro-elemento se considera que resiste carga solo en su plano, pero el conjunto de macro-elementos pueden resistir cargas en cualquier dirección. Los macro-elementos están conectados en cada nivel de piso por diafragmas que se suponen rígidos en su plano, por tanto, si se concentran las masas en los pisos, el modelo tiene tres grados de libertad por piso.

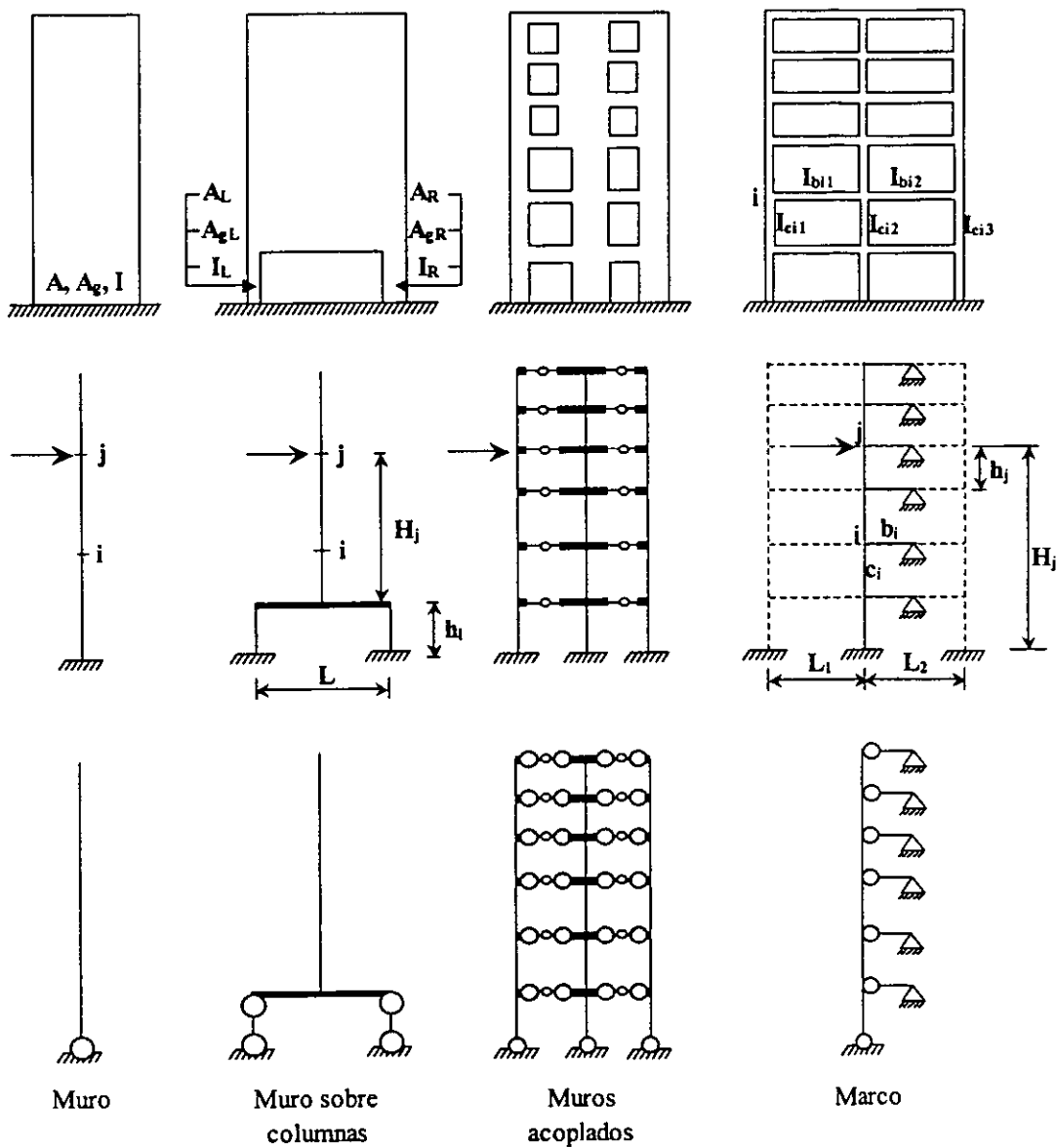


Figura 2.2.2. Macro-elementos, (Kilar y Fajfar, 1997).

Para cada macro-elemento Kilar y Fajfar (1997) suponen el comportamiento elástico hasta que se forma el mecanismo plástico, considerándose uno o más posibles mecanismos. Después de formado el mecanismo plástico, la relación fuerza-desplazamiento se gobierna por la rigidez de post-fluencia. Los muros se modelan como elementos viga en cantiliver, por consiguiente, la articulación plástica se forma en la base del muro. Después de formado el mecanismo se introduce en el modelo matemático un resorte a flexión con una rigidez de post-fluencia muy pequeña.

En el caso de muros acoplados con traveses, el mecanismo se forma suponiendo que las articulaciones plásticas se presentan en la base de todos los muros y en los extremos de todas las traveses. El comportamiento del macro-elemento es elástico hasta que todas las traveses fluyen simultáneamente en ambos extremos, posteriormente el acoplamiento entre los muros se divide en dos macro-elementos separados, para finalmente formarse el mecanismo plástico cuando ambos macro-elementos fluyen en la base.

Para el macro-elemento muro sobre columnas, el comportamiento es elástico hasta que aparecen simultáneamente las articulaciones plásticas en los extremos de ambas columnas, de esta manera se forma el mecanismo plástico. En el caso de los marcos, se considera que todas las traveses de un piso tienen los mismos momentos de fluencia y lo mismo ocurre para todas las columnas de un entrepiso.

En el trabajo de Kilar y Fajfar (1997) el método propuesto se evaluó estudiando un edificio de concreto reforzado de siete niveles. Las dimensiones en planta del edificio fueron 17.0m x 12.0m, Figura 2.2.3, con altura de entrepiso de 3.75m para el primero y el resto de 3.0m. Las dimensiones de columnas fueron de 0.50m x 0.50m, las traveses de 0.30m x 50m y el espesor del muro de 0.20m.

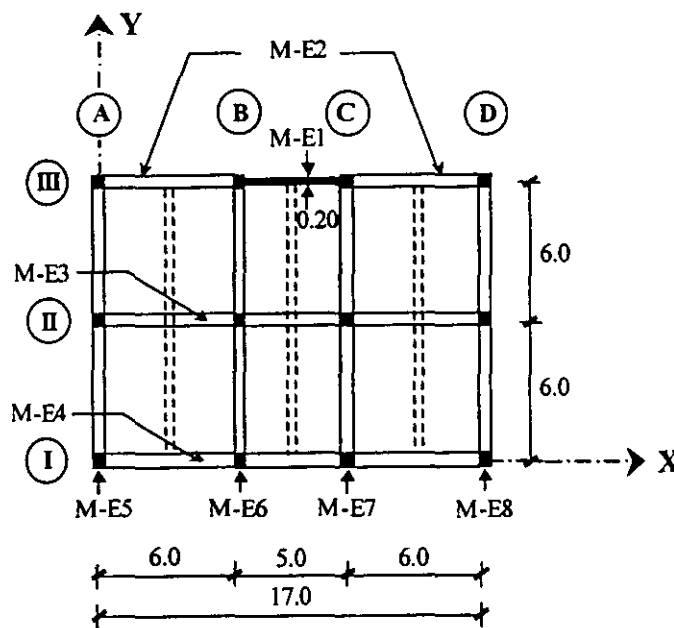


Figura 2.2.3. Planta del edificio de siete niveles, (Kilar y Fajfar, 1997).

El marco con el muro se subdividió en dos macro-elementos, ver eje III de la Figura 2.2.3, (un macro-elemento muro identificado como M-E1 y un macro-elemento marco M-E2 que consistía en dos marcos idénticos de una cruzía). De esta manera, el modelo matemático tenía cuatro macro-elementos en la dirección X y cuatro macro-elementos marco idénticos en la dirección Y.

Kilar y Fajfar (1997) observaron que si la estructura se carga simultáneamente en la dirección X e Y, la resistencia en la dirección X se reducía drásticamente, debido a que todos los marcos en la dirección Y y los marcos de los ejes I y II en la dirección X fluían, formándose un mecanismo torsional plástico. En consecuencia las resistencias de los macro-elementos M-E1 y M-E2 en el eje III no eran completamente demandadas. Los autores encontraron que si los macro-elementos M-E5 al M-E8 no se tomaban en cuenta y la carga solo se aplicaba en la dirección X, se obtenía un desempeño similar al anterior.

2.3 Método de empujón lateral.

El análisis de empujón en tres dimensiones realizado por Moghadam y Tso (1996, 2000a) y Moghadam (1998) se desarrolló para estudiar estructuras que tienen asimetría en masa con respecto a uno de sus ejes de simetría, con esto se logró que el número de ecuaciones de movimiento se redujera a dos veces el número de pisos. Para ilustrar el procedimiento, Moghadam y Tso (1996) analizaron un edificio de concreto reforzado de siete niveles con una altura de entrepiso de 3m, una planta regular de 24m x 17m y una excentricidad de masa de 0.1b, como se ilustra en la Figura 2.3.1.

Para llevar a cabo un análisis de empujón tridimensionales los autores usaron una distribución triangular de cargas laterales, con los resultados de este análisis se construyó la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea y se aproximó a una curva bilineal para la función G(Y) del sistema equivalente de 1GDL, ec. (2.3.1),

$$M^* \ddot{Y} + K^* G(Y) = -L^* \ddot{u}_g(t) \quad (2.3.1)$$

donde, M^* , K^* y L^* denotan respectivamente a la masa modal, rigidez modal y el factor de la excitación sísmica para el sistema de 1GDL.

Una vez definida la ec. (2.3.1), ésta se resuelve usando un procedimiento de integración paso a paso, obteniéndose el máximo valor absoluto de Y(t) que es un estimado del desplazamiento de desempeño del CM en la azotea de la estructura. Para conocer el daño en los elementos, Moghadam y Tso (1996) realizaron un segundo análisis de empujón hasta alcanzar el desplazamiento de desempeño. Los resultados fueron evaluados al compararlos con los obtenidos de usar un análisis dinámico no-lineal paso a paso del edificio, dichos análisis se realizaron con el programa CANNY-E (Li, 1996).

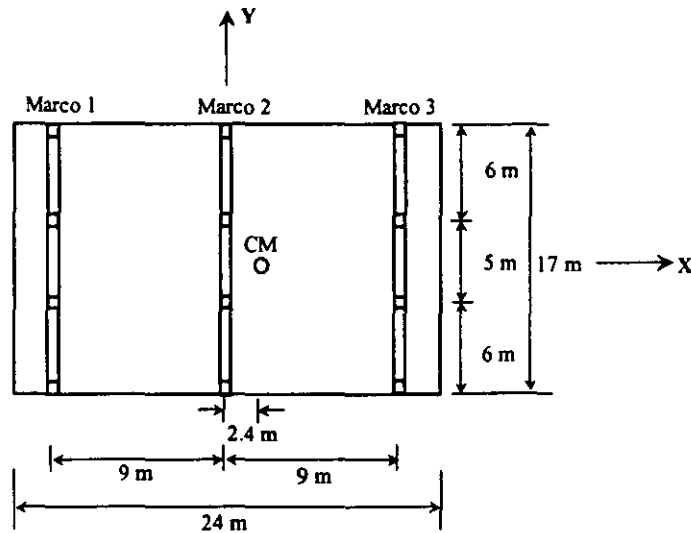


Figura 2.3.1. Planta del edificio de siete niveles, (Moghadam y Tso, 1996).

Tso y Moghadam (1997) propusieron un procedimiento alternativo para estimar el daño sísmico de edificios asimétricos, que consiste en realizar un análisis dinámico lineal paso a paso tridimensional de la estructura para establecer el desplazamiento máximo de los marcos de interés. Una vez que el desplazamiento de desempeño es alcanzado, se realiza una serie de análisis de empujón no-lineal en dos dimensiones hasta alcanzar este desplazamiento para los diferentes marcos, cada marco es cargado con una distribución de cargas estáticas obtenidas de un análisis espectral del edificio.

Una modificación al procedimiento anterior es usar un análisis espectral del edificio para obtener el desplazamiento de desempeño y la distribución de carga para el análisis de empujón en dos dimensiones, además de extender el procedimiento a una estructura compuesta de marcos y muros con elevación irregular, (Moghadam y Tso, 2000b).

En un estudio similar, Faella y Kilar (1998) investigaron la aplicación del análisis de empujón en 3D para predecir la respuesta sísmica de edificios asimétricos en planta. Para ello seleccionaron un edificio de concreto reforzado de cuatro niveles con dimensiones en planta de 19m x 11m con una altura de entrepiso de 3m. Las secciones transversales de trabes y columnas fueron de 0.30m x 60m, pero las columnas tenían diferente orientación como se ilustra en la Figura 2.3.2, de tal manera que la capacidad sísmica en ambas direcciones de la estructura fuese similar. Estos autores proponen cuatro puntos para la aplicación de la distribución de cargas laterales en la estructura, (a) en el CM, (b) $CM-0.05L$, (c) $CM+0.05L$ y (d) $CM+0.15L$, Figura 2.3.2, donde en este caso L representa la dimensión mayor de la planta. La selección de estos cuatro puntos en el análisis de empujón fue con el fin de obtener los máximos desplazamientos en los marcos extremos de la estructura, debido a que el análisis de empujón se realizó únicamente en la dirección Y con una distribución triangular, mientras que, en el análisis dinámico no-lineal se consideró la combinación de los

efectos sísmicos, 100% en la dirección principal y 30% debidos a la componente ortogonal. Los análisis estáticos y dinámicos no-lineales se realizaron con el programa CANNY (Li, 1996).

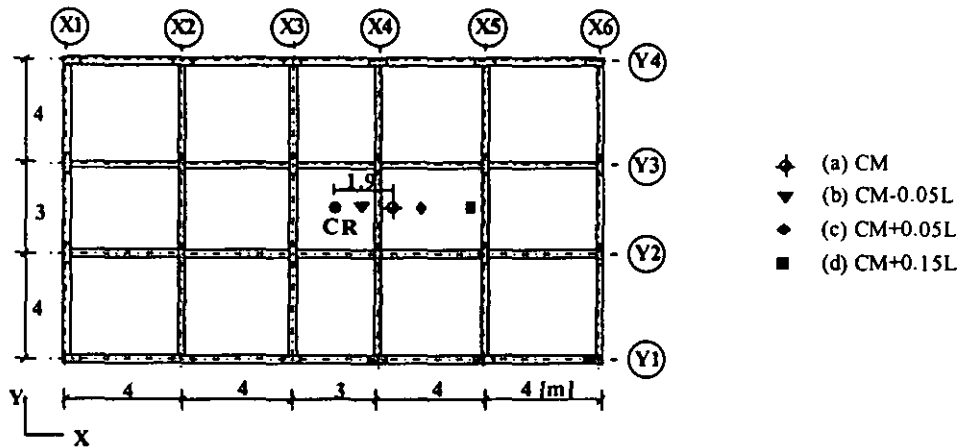


Figura 2.3.2. Planta del edificio de cuatro niveles, (Faella y Kilar, 1998).

Para el análisis dinámico Faella y Kilar (1998) utilizaron tres registros sísmicos, El Centro, Newhall y Sylmar; estos registros se escalaron a la aceleración máxima del terreno de 0.35g y 0.70g, donde g es la aceleración de la gravedad. Los autores utilizaron 0.35g porque este es el valor que el eurocódigo especifica para la aceleración de diseño y 0.70g (dos veces la aceleración de diseño) para observar la respuesta de la estructura con un comportamiento no-lineal mayor. Con el análisis dinámico no-lineal se obtuvo el perfil de desplazamientos en cada marco y el perfil de desplazamientos rotacionales. Para comparar estos desplazamientos con los del análisis de empujón se utilizaron diferentes puntos para la aplicación de la distribución de cargas laterales, los puntos “a” y “b” para el marco X1 y “a”, “c” y “d” para el marco X6 y los desplazamientos rotacionales.

En el marco X1 se obtuvo el perfil de desplazamientos con el análisis de empujón aplicado en el CM muy similar al análisis dinámico con los sismos escalados a 0.35g. Sin embargo, para los sismos escalados a 0.70g el perfil de desplazamientos es menor con el análisis de empujón. Para este mismo marco los perfiles de desplazamientos con el análisis de empujón aplicado en el punto “b” resultaron muy similares a los del análisis dinámico no-lineal con los registros escalados a 0.35g y 0.70g, excepto para el registro de Newhall escalado a 0.35g.

En el marco X6 el análisis de empujón aplicado en los puntos “c” y “d” son los que mejor aproximan el perfil de desplazamientos obtenido con el análisis dinámico no-lineal. En todos los casos estudiados por Faella y Kilar (1998) el desplazamiento torsional obtenido del análisis dinámico no-lineal fue mucho mayor que el obtenido con el análisis de empujón aplicado en el CM.

Finalmente estos mismos autores concluyen que los perfiles de desplazamiento en el marco X1 y X6 se pueden aproximar a los del análisis dinámico al mover el punto de aplicación de la carga. Los resultados

también indican que el punto de aplicación de las cargas laterales (“a”, “b”, “c”, o “d”) depende de la intensidad del registro sísmico utilizado. Comentan que se requieren más investigaciones para desarrollar un procedimiento simplificado para predecir el desplazamiento de azotea a partir del desplazamiento de desempeño del análisis de empujón tridimensional.

2.4 Método tridimensional simplificado.

En el trabajo realizado por Ayala (1999) y Ayala *et al.* (1999), se propone un método para evaluar estructuras asimétricas en 3D, el cual consiste en determinar la distribución de los cortantes basales considerando los efectos bidireccionales que se establecen en el RCDF-93 (DDF, 1993), es decir, los efectos de ambas componentes horizontales se combinan en cada dirección en que se analiza la estructura, por lo que se aplica el 100% de los efectos de la componente que actúa en la dirección en evaluación y el 30% de los efectos en la dirección perpendicular a ella.

El método considera como hipótesis que la estructura vibra en sus modos fundamentales traslacionales, por lo tanto, se utilizó una distribución de fuerzas proporcionales a la forma modal del primer modo, Figura 2.3.3. Con esta distribución de fuerzas se realiza un análisis de empujón en 3D para trazar la curva de capacidad de la estructura, la cual se representa por la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea del sistema de varios grados de libertad, VGDL. Posteriormente esta curva de capacidad es idealizada por una curva bilineal que se transforma en una de pseudo-aceleración contra desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad, 1GDL, a este sistema equivalente se le somete al sismo o sismos seleccionados para determinar el desplazamiento espectral que experimenta el sistema y mediante un proceso inverso, este desplazamiento espectral se convierte en el desplazamiento del CM en la azotea de la estructura de VGDL. Finalmente, la estructura se empuja nuevamente hasta alcanzar el desplazamiento de desempeño para obtener el cortante basal, los desplazamientos máximos de los niveles, las distorsiones de entrepiso y las articulaciones plásticas.

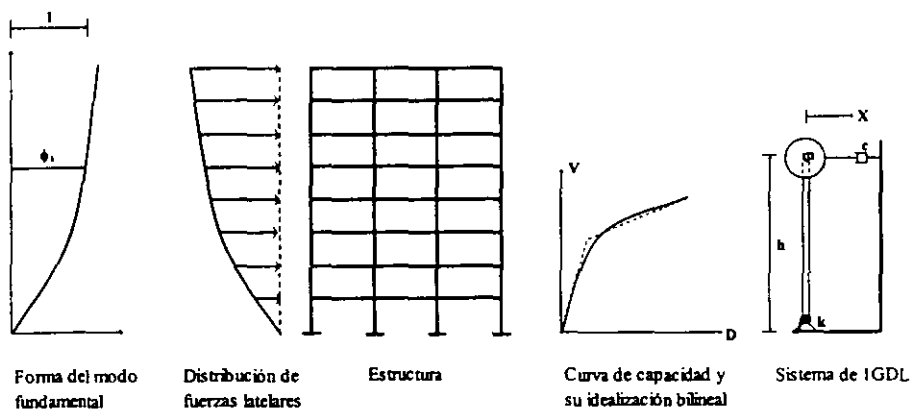


Figura 2.3.3. Relación del modelo de VGDL al modelo de 1GDL.

Para ilustrar el procedimiento, Ayala (1999) utilizó dos edificios de concreto reforzado diseñados por Luaces (1995); uno de cuatro y otro de ocho niveles, con una altura de entrepiso de 3.3m y una planta regular de 32m x 21m. Se estudiaron dos condiciones de excentricidad en masa (0.1b y 0.2b) para ambos modelos en sus dos direcciones. Al comparar los desplazamientos del análisis de empujón y el dinámico no-lineal, se observó que con el aumento de excentricidad hay un aumento en la diferencia entre ambos análisis principalmente en los pisos inferiores, siendo mayores los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico. En la comparación de las distorsiones de entrepiso, se observa que para el modelo de cuatro niveles las del análisis de empujón son mayores que las del análisis dinámico, excepto en el primer entrepiso y en el modelo de ocho niveles las del análisis de empujón son mayores que las del dinámico, excepto en los primeros tres entrepisos. En lo referente a la formación de articulaciones plásticas en trabes y columnas, el método que se propone predice el mecanismo de falla, sólo que las ductilidades son menores que las del análisis dinámico no-lineal.

Finalmente se concluye que para obtener resultados más refinados con el método propuesto se recomienda empujar la estructura con una distribución de carga horizontal en la cual se incluyan los efectos de los modos superiores.

2.5 Método modificado del empujón tridimensional.

En esta tesis se propone un método simplificado de análisis sísmico no-lineal de estructuras de edificios tridimensionales con asimetrías en masas, rigidez y/o resistencias. Se busca mejorar el método propuesto por Ayala *et al.* (1999), ya que en su trabajo se conjeturó que la estructura vibra en sus modos fundamentales desacoplados, despreciándose el acoplamiento que existe entre los movimientos de traslación y de rotación en la distribución de las cargas estáticas equivalentes a la acción sísmica. Debido a que este método se desarrolla para estructuras tridimensionales, es necesario considerar la masa rotacional en cada nivel de la estructura; además, para determinar la distribución de cargas laterales y de torsión se consideran todos los modos significativos que contribuyen al menos con el 90% en el cálculo de la respuesta total de la estructura.

El método propuesto se basa en la determinación de las curvas de capacidad del edificio derivadas de un análisis de empujón en dos direcciones ortogonales y en la transformación de estas curvas a la correspondiente de un sistema de 1GDL, representativo del modo que más contribuye a la respuesta. Para aplicar el método se debe realizar un análisis modal del edificio asimétrico tridimensional para obtener sus frecuencias y formas modales. Con esta información se define una distribución de cargas estáticas equivalentes a la acción dinámica del sismo usando una regla de combinación modal. Con estas fuerzas, definidas como cargas laterales en las dos direcciones principales y momentos aplicados en los centros de masas de los pisos, se empuja a la estructura hasta alcanzar un desplazamiento lateral predefinido. De los resultados de este análisis se construyen las curvas de capacidad en las que se relacionan cortantes basales contra desplazamientos de azotea y momento basal contra rotación de azotea; transformando únicamente la curva de la dirección en evaluación a la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL correspondiente al modo que más

contribuye a la respuesta de la estructura usando los conceptos de la dinámica estructural. Este sistema equivalente se somete a la componente del sismo o grupo de sismos para determinar el máximo desplazamiento absoluto y a través de un procedimiento inverso calcular el desplazamiento máximo del CM en la azotea del edificio. Finalmente el desempeño sísmico de la estructura se determina a partir de los resultados de un análisis de empujón tridimensional hasta alcanzar el máximo desplazamiento de azotea.

3 IMPLANTACIÓN NUMÉRICA DEL MÉTODO.

Para hacer más clara la aplicación de las expresiones que en este trabajo se presentan, se parte de las ecuaciones básicas de la dinámica estructural para deducir las expresiones que serán utilizadas para el análisis tridimensional propuesto.

3.1 Principios básicos de la dinámica estructural.-

La ecuación de equilibrio dinámico de un sistema estructural de VGDL con excitación en su base rígida se representa por la siguiente ecuación matricial de equilibrio formada por N-ecuaciones diferenciales ordinarias,

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{\ddot{u}_g\} \quad (3.1.1)$$

donde, $[m]$, $[c]$ y $[k]$, son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, $\{u\}$ es el vector de desplazamientos relativo a la base y $\{\ddot{u}_g\}$ es el vector de historias de aceleraciones de la base. El punto sobre las variables significa derivación con respecto al tiempo.

Si se considera como simplificación que el vector $\{\ddot{u}_g\}$ correspondiente a las historias de aceleración en los puntos sobre la base de una estructura, se puede definir como,

$$\{\ddot{u}_g\} = \{I^*\} \ddot{u}_g \quad (3.1.2)$$

esto es, si se considera que la historia de aceleraciones en todos los puntos y direcciones de la base es proporcional a la historia de aceleraciones \ddot{u}_g , entonces $\{I^*\}$ es un vector de influencia que contiene como elementos los factores que multiplicados por \ddot{u}_g producen la historia de aceleraciones particular de un punto y una dirección dada, como se indica en la siguiente expresión.

$$\{I^*\}^T = \{C_x, C_y, C_\theta, C_x, C_y, C_\theta, \dots, C_x, C_y, C_\theta\} \quad (3.1.3)$$

Las constantes C_x , C_y , C_θ son los coeficiente de influencia sobre la aceleración del terreno en la dirección X, Y y θ , respectivamente.

Para solucionar el sistema de ecuaciones de movimiento acopladas, la ec. (3.1.1) se transforman a un sistema de coordenadas modal, (Chopra, 1995), por ende, el desplazamiento relativo $\{u\}$ de un sistema de VGDL puede expresarse en términos de las formas modales como,

$$\{u\} = [\Phi]\{z\} \quad (3.1.4)$$

donde, $[\Phi]$ es la matriz de formas modales y $\{z\}$ el vector de desplazamientos modales

A través de esta transformación, el sistema de ecuaciones acopladas de la ec. (3.1.1) se pueden convertir en un conjunto de ecuaciones desacopladas en coordenadas modales en términos del vector de desplazamientos modales, si se premultiplica cada término de estas ecuaciones de equilibrio por la transpuesta de la matriz $[\phi]$, esto es.

$$[\phi]^T [m][\phi]\{\ddot{z}\} + [\phi]^T [c][\phi]\{\dot{z}\} + [\phi]^T [k][\phi]\{z\} = -[\phi]^T [m]\{I^*\}\ddot{u}_g \quad (3.1.5)$$

De acuerdo con la propiedad de ortogonalidad de los modos, las matrices $[m]$, $[c]$ y $[k]$ se transforman en matrices diagonales que contienen las masas, amortiguamientos y rigideces de N sistemas dinámicos desacoplados de un grado de libertad correspondientes a los N modos del sistema, (Chopra, 1995). Así para el modo i estas son,

$$m_i^* = \{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i \quad (3.1.6)$$

$$c_i^* = \{\phi\}_i^T [c] \{\phi\}_i \quad (3.1.7)$$

$$k_i^* = \{\phi\}_i^T [k] \{\phi\}_i \quad (3.1.8)$$

donde, m_i^* , c_i^* , k_i^* y $\{\phi\}_i$ son la masa, amortiguamiento, rigidez y forma modal del modo i.

Si se sustituyen las ecs. (3.1.6), (3.1.7) y (3.1.8) en la ec. (3.1.5) para el modo i, y además cada término se divide entre la ec. (3.1.6), se tiene.

$$\ddot{z}_i + \frac{c_i^*}{m_i^*} \dot{z}_i + \frac{k_i^*}{m_i^*} z_i = -\frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^*\}}{\{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \ddot{u}_g \quad (3.1.9)$$

Al conjunto de términos del lado derecho de la ec. (3.1.9) que multiplican a $-\ddot{u}_g$ se le llama factor de participación modal correspondiente al modo i, Γ_i .

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^*\}}{\{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \quad (3.1.10)$$

Si el vector $\{I^*\}$ en la ec. (3.1.10) se sustituye por el vector $\{1\}$ se tiene el factor de participación modal definido para marcos planos (Chopra, 1995).

La ec. (3.1.9) se puede expresar en términos de la fracción del amortiguamiento crítico ξ_i y de la frecuencia natural ω_i del modo i, (Chopra, 1995).

$$\ddot{z}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{z}_i + \omega_i^2 z_i = -\Gamma_i \ddot{u}_g \quad (3.1.11)$$

Por otra parte, la contribución del i -ésimo modo al desplazamiento $\{\mathbf{u}\}$ resulta,

$$\{\mathbf{u}\}_i = \{\phi\}_i \mathbf{z}_i = \Gamma_i \{\phi\}_i \mathbf{D}_i \quad (3.1.12)$$

donde el desplazamiento \mathbf{D}_i se obtiene de un análisis dinámico paso a paso del sistema de 1GDL.

Las fuerzas estáticas equivalentes $\{\mathbf{F}\}$ correspondientes al modo i son,

$$\{\mathbf{F}\}_i = [\mathbf{k}]\{\mathbf{u}\}_i = \omega_i^2 [\mathbf{m}]\{\phi\}_i \Gamma_i \mathbf{D}_i = \Gamma_i [\mathbf{m}]\{\phi\}_i \mathbf{S}_{s,i} \quad (3.1.13)$$

donde $\mathbf{S}_{s,i}$ es la pseudo-aceleración espectral obtenida de un espectro para el modo i .

En el caso de estructuras tridimensionales se tienen cortantes basales ($\mathbf{V}_{\text{BX},i}$ y $\mathbf{V}_{\text{BY},i}$) en la dirección X e Y, y momento basal ($\mathbf{M}_{\text{B},i}$) en la dirección θ para un modo i , por lo tanto, el cortante basal $\mathbf{V}_{\text{BX},i}$ para el modo i se define como $\mathbf{V}_{\text{BX},i} = \sum \mathbf{F}_i$, solo para los componentes en X, o sea, si se define $\{\mathbf{I}^{(1)}\}^T = \{1, 0, 0, 1, 0, 0, \dots, 1, 0, 0\}$, se tiene,

$$\mathbf{V}_{\text{BX},i} = \{\mathbf{I}^{(1)}\}^T \{\mathbf{F}\}_i \quad (3.1.14)$$

correspondientemente para $\mathbf{V}_{\text{BY},i}$ se define $\{\mathbf{I}^{(2)}\}^T = \{0, 1, 0, 0, 1, 0, \dots, 0, 1, 0\}$, por consiguiente,

$$\mathbf{V}_{\text{BY},i} = \{\mathbf{I}^{(2)}\}^T \{\mathbf{F}\}_i \quad (3.1.15)$$

y para $\mathbf{M}_{\text{B},i}$ se define $\{\mathbf{I}^{(3)}\}^T = \{0, 0, 1, 0, 0, 1, \dots, 0, 0, 1\}$.

$$\mathbf{M}_{\text{B},i} = \{\mathbf{I}^{(3)}\}^T \{\mathbf{F}\}_i \quad (3.1.16)$$

Ahora, el factor de participación del cortante basal modal i , α_{ix}^* , el cual depende de \mathbf{I}^* en la dirección X, se calcula al dividir el cortante basal entre el producto de la masa total en la dirección X y la pseudo-aceleración obtenida de un espectro para el modo i ,

$$\alpha_{ix}^* = \frac{\mathbf{V}_{\text{BX},i}}{\left(\{\mathbf{I}^{(1)}\}^T [\mathbf{m}]\{\mathbf{1}\}\right) \mathbf{S}_{s,i}} \quad (3.1.17)$$

donde el vector unitario $\{\mathbf{1}\}$ significa que se suman los términos del producto $\{\mathbf{I}^{(1)}\}^T [\mathbf{m}]$, que son las masas en la dirección X, ya que $[\mathbf{m}]$ tiene términos de masa en X, Y y θ .

Otra manera de expresar la ec. (3.1.17) es,

$$\alpha_{iX}^* = \left(\frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^{(1)}\}}{\{I^{(1)}\}^T [m] \{1\}} \right) \Gamma_i \quad (3.1.18)$$

de la misma manera el factor de participación del cortante basal modal i , α_{iY}^* , en la dirección Y es,

$$\alpha_{iY}^* = \frac{V_{BYi}}{\left(\{I^{(2)}\}^T [m] \{1\} \right) S_{s,i}} = \left(\frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^{(2)}\}}{\{I^{(2)}\}^T [m] \{1\}} \right) \Gamma_i \quad (3.1.19)$$

y el factor de participación del momento basal modal i , $\alpha_{i\theta}^*$, en la dirección θ es.

$$\alpha_{i\theta}^* = \frac{M_{Bi}}{\left(\{I^{(3)}\}^T [m] \{1\} \right) S_{s,i}} = \left(\frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^{(3)}\}}{\{I^{(3)}\}^T [m] \{1\}} \right) \Gamma_i \quad (3.1.20)$$

El factor de participación de cada modo al cortante basal en cada dirección y al momento basal total, α_{iX} , α_{iY} y $\alpha_{i\theta}$, respectivamente, se calcula con las siguientes expresiones.

Para la dirección X,

$$\alpha_{iX} = \frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^{(1)}\} \quad \{\phi\}_i^T [m] \{I^{(1)}\}}{\{I^{(1)}\}^T [m] \{1\} \quad \{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \quad (3.1.21)$$

donde el vector unitario, $\{1\}$, significa que se suman los términos del producto $\{I^{(1)}\}^T [m]$.

Para la dirección Y.

$$\alpha_{iY} = \frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^{(2)}\} \quad \{\phi\}_i^T [m] \{I^{(2)}\}}{\{I^{(2)}\}^T [m] \{1\} \quad \{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \quad (3.1.22)$$

Para la dirección θ .

$$\alpha_{i\theta} = \frac{\{\phi\}_i^T [m] \{I^{(3)}\} \quad \{\phi\}_i^T [m] \{I^{(3)}\}}{\{I^{(3)}\}^T [m] \{1\} \quad \{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \quad (3.1.23)$$

Tabla 3.1.1. Diferencias entre las α_i^* y las α_i cuando se analizan estructuras tridimensionales.

Factor " α_i^* "	Factor " α_i "
Factor de participación del cortante basal del modo i.	Factor que indica la participación del modo i al cortante basal total.
Toma valores positivos o negativos.	Todos los valores son siempre positivos.
Depende de I' .	La suma algebraica de todas las α_i en una dirección es igual a la unidad.

Nota #1: cuando se analizan estructuras de marcos planos, las α_i^* y las α_i son iguales.

Para calcular el cortante basal del modo dominante (V_{B1X} , V_{B1Y} y M_{B1}) en función del cortante basal total que resulta de la combinación modal (V_{BTX} , V_{BTY} y M_{BT}), se utilizan los factores (α_{ix} , α_{iy} y $\alpha_{i\theta}$) de las ecs. (3.1.21), (3.1.22) y (3.1.23), respectivamente. Al calcular estos factores, se tiene la participación del modo dominante al cortante basal total en la dirección X e Y, y al momento basal total en la dirección θ .

Para la dirección X, se tiene,

$$V_{B1X} = \alpha_{ix} V_{BTX} \quad (3.1.24)$$

Para la dirección Y.

$$V_{B1Y} = \alpha_{iy} V_{BTY} \quad (3.1.25)$$

De la misma manera, para la dirección θ .

$$M_{B1} = \alpha_{i\theta} M_{BT} \quad (3.1.26)$$

3.2 Método propuesto.

Con base en los antecedentes descritos en la sección anterior, a continuación se detalla un método simplificado para determinar el desempeño sísmico de estructuras asimétricas tridimensionales, este método utiliza como base algunos puntos del método del espectro de capacidad, originalmente propuesto por Freeman *et al.* (1975):

- 1.- Se determina la configuración en planta y elevación de la estructura, incluyendo sus propiedades geométricas y de rigidez.

2.- Se realiza un análisis modal tridimensional del modelo estructural para obtener sus frecuencias y formas modales.

3.- Se calcula el vector de los factores de participación modal de piso, $\{PF\}$, para cada modo que se deba incluirse en el análisis, ver ec. (3.1.10) para el cálculo del factor de participación modal Γ_i .

$$\{PF\}_i = \Gamma_i \{\phi\}_i \quad (3.2.1)$$

Nota #2: Si se considera las recomendaciones del RCDF-93 (DDF, 1993) con respecto a excitación en dos direcciones ortogonales, se especifica que la excitación sísmica actúa el 100% en la dirección principal y 30% en la dirección ortogonal. Dentro del contexto de esta formulación, un edificio que se analiza para una dirección principal Y en su sentido positivo, los coeficientes de influencia sobre la aceleración del terreno del vector $\{I\}^*$ son $C_x=0.3$, $C_y=1.0$ y $C_\theta=0.0$.

4.- Se calcula el vector de fuerzas, $\{F\}$, los cortantes y momento basal para cada modo, V_{Bx} , V_{By} y M_B , ver ecs. (3.1.13), (3.1.14), (3.1.15) y (3.1.16), respectivamente.

5. Suponiendo que las distribuciones de carga en los pisos no cambia significativamente con la aparición de daño en la estructura, se realiza un análisis de empujón en tres dimensiones con la aplicación simultánea de las dos distribuciones ortogonales de fuerzas laterales y la distribución de momentos aplicados en el CM de la estructura, estas fuerzas y momentos se combinan de manera independiente usando por ejemplo la regla CQC de combinación modal (apéndice A).

6. Del resultado del análisis de empujón con la combinación modal, se trazan las curvas de capacidad de cortante basal contra desplazamiento entre la base y la azotea, y momento basal contra rotación entre la base y la azotea.

7. Se idealiza cada una de las curvas de capacidad por una curva bilineal, usando el criterio de igualación del área bajo la curva y conservando la misma pendiente inicial.

8. Se calcula la participación de cada modo al cortante basal y momento basal total en cada dirección, α_{ix} , α_{iy} y $\alpha_{i\theta}$, ver ecs. (3.1.17), (3.1.19) y (3.1.20), respectivamente.

9. Se reduce la idealización bilineal de cada una de las curvas de capacidad que resulta de haber combinado los modos, a la curva de comportamiento correspondiente al modo dominante, ver ecs. (3.1.24), (3.1.25), (3.1.26), respectivamente. Al reducir la idealización se asegura que las pendientes de la primera y segunda rama se mantienen.

10. La idealización bilineal se transforma al espacio de coordenadas espectrales de pseudo-aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d).

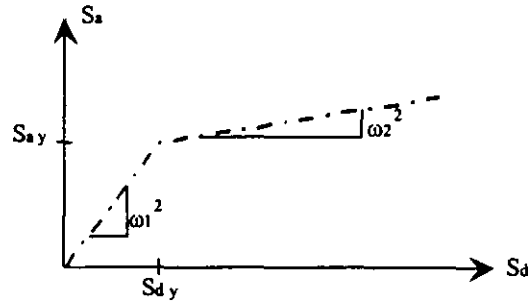


Figura 3.2.1. Idealización bilineal de la curva S_a contra S_d .

La pseudo-aceleración se calcula al despejar S_a de la ec. (3.1.17).

De la Figura 3.2.1 se deduce la relación que tiene la pseudo-aceleración espectral S_a y el desplazamiento espectral S_d en la pendiente inicial de la curva bilineal, por lo tanto, se tiene la siguiente expresión,

$$S_{d,x} = \frac{S_{a,x}}{\omega_1^2} \quad (3.2.2)$$

donde ω_1 es la frecuencia natural "elástica" del modo dominante.

Procediendo de la misma manera se obtienen las ecuaciones para la dirección Y y θ .

11. Se calculan los parámetros que se requieren para analizar dinámicamente el sistema de 1GDL.

$$m_1^* = \{\phi\}_1^T [m] \{\phi\}_1 \quad (3.2.3)$$

$$k_1 = \omega_1^2 m_1^* \quad (3.2.4)$$

$$k_2 = \omega_2^2 m_1^* \quad (3.2.5)$$

$$F = S_a m_1^* \quad (3.2.6)$$

Donde k_1 y k_2 , son la rigidez "elástica" y de post-fluencia del sistema de 1GDL, respectivamente; ω_1 es la frecuencia natural asociada al intervalo de post-fluencia de la curva de comportamiento. El subíndice de la masa modal y del vector de formas modales indica que son calculados para el modo dominante.

12. Se realiza un análisis dinámico del sistema con un programa de análisis no-lineal paso a paso de 1GDL.

13. El desplazamiento máximo del sistema equivalente de IGDL definido como punto de desempeño, se transforma a las coordenadas espectrales, esto es, la pseudo-aceleración espectral se obtiene al despejarla de la ec. (3.2.6) y el desplazamiento espectral es el mismo desplazamiento del sistema de IGDL.

14. Los valores de S_x y S_d se transforman respectivamente al cortante y desplazamiento de azotea correspondiente a la contribución del modo dominante.

Para la dirección X se despeja V_{Bx1} de la ec. (3.1.17) y se calcula el cortante de fluencia V_{By1} y el cortante último V_{Bu1} para obtener el desplazamiento último del modo dominante, D_{u1} .

$$D_{u1} = \frac{V_{By1}}{s_1} + \frac{(V_{Bu1} - V_{By1})}{s_2} \quad (3.2.7)$$

Las variables s_1 y s_2 son la pendiente inicial y de post-fluencia, respectivamente, en la idealización bilineal de la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea que resulta de la combinación modal.

De la misma manera se obtienen las ecuaciones para la dirección Y y θ .

15. El desplazamiento de azotea correspondiente al punto de desempeño, se obtiene al dividir el desplazamiento correspondiente al modo dominante, ec. (3.2.7), entre el factor α_{1x} de la ec. (3.1.21) calculada para el modo dominante. Estas ecuaciones son para la dirección X, de la igual manera se obtienen para las direcciones X y θ .

$$D_x = \frac{D_{u1x}}{\alpha_{1x}} \quad (3.2.12)$$

Donde, D_x es el desplazamiento de azotea correspondiente al punto de desempeño en la dirección X.

16. Con el valor del desplazamiento de azotea correspondiente al punto de desempeño calculado en el paso anterior, se realiza nuevamente un análisis de empujón de la estructura hasta alcanzar este desplazamiento. De este segundo análisis se obtienen como resultados todos los desplazamientos y elementos mecánicos asociados al punto de comportamiento de la estructura.

4 EJEMPLO DE APLICACIÓN.

4.1 Descripción del edificio estudiado.

Para demostrar el método se utiliza un edificio de concreto reforzado de ocho niveles asimétrico en masas, diseñado por Luaces (1995). Las dimensiones de la planta son de 32m por 21m, Figura 4.1.1, con una altura de entrepiso de 3.3m. Los marcos en la dirección X tienen cuatro crujías de 8m cada una y en la dirección Y son tres crujías de 7m cada una, Figura 4.1.2. La excentricidad en masa es del 10% de la dimensión de la planta en ambas direcciones, por lo tanto, las coordenadas del CM son $x_M=12.8m$, $y_M=12.6m$ y las del centro de rigidez $x_R=16.0m$, $y_R=10.5m$.

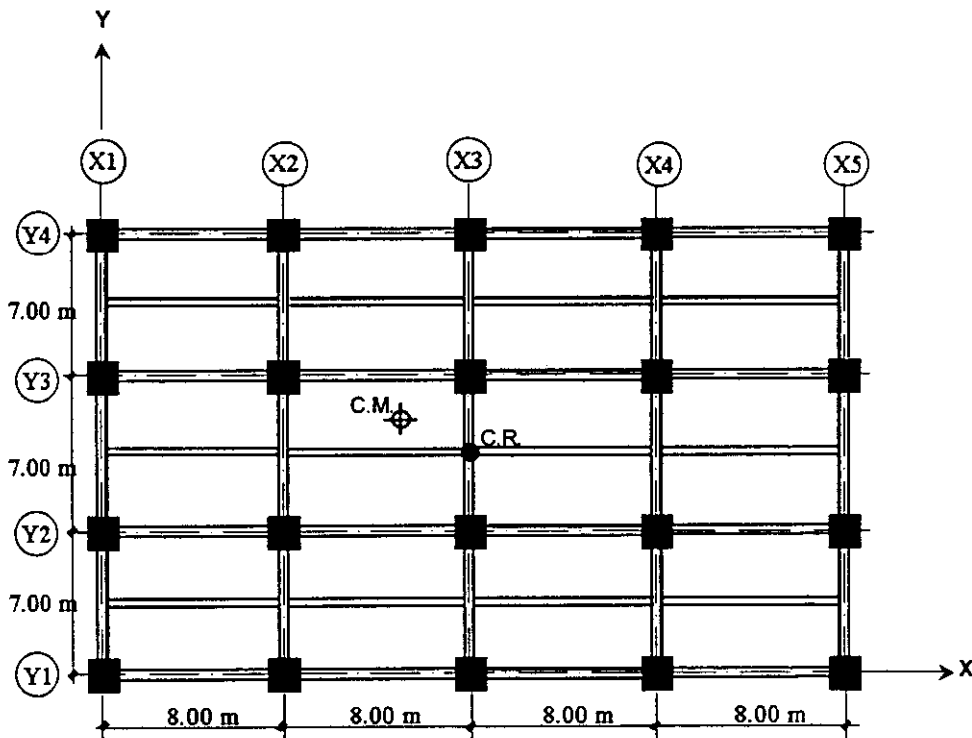


Figura 4.1.1. Planta del edificio de ocho niveles diseñado por Luaces (1995).

El sistema global de referencia se propuso tal que, la dimensión mayor es paralela a la dirección X, la menor a la dirección Y, y la vertical a la dirección Z. En este ejemplo se considera que la dirección principal en la que actúa la excitación sísmica es primero la dirección Y, luego la dirección X; además se considera que la excitación sísmica actúa en la dirección positiva cuando tiene el mismo sentido que el eje de referencia y negativa cuando es en el sentido contrario.

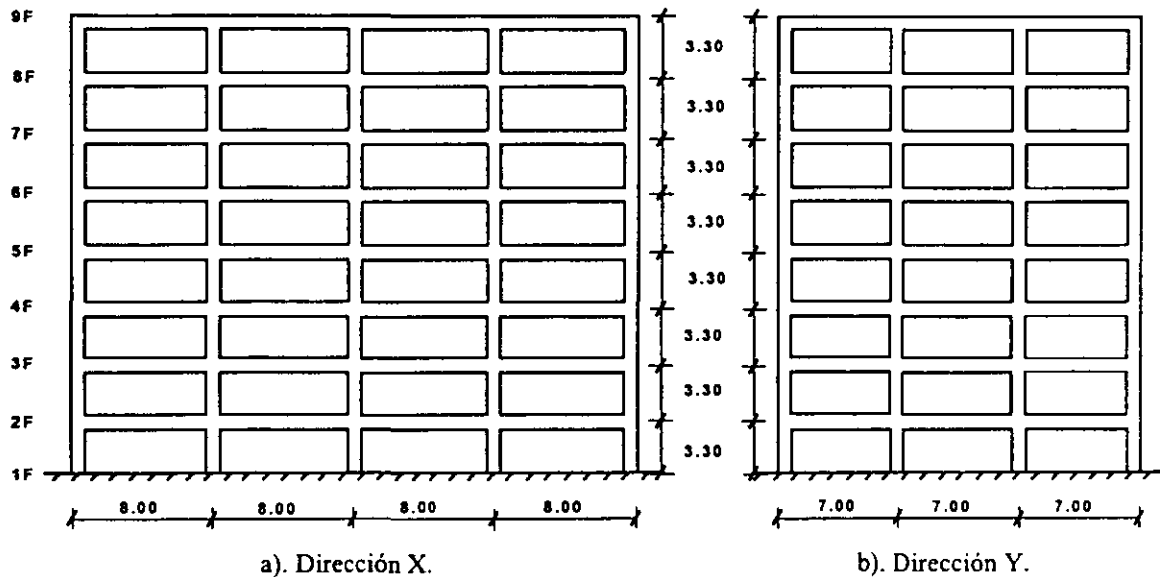


Figura 4.1.2. Marcos del edificio de ocho niveles diseñado por Luaces (1995).

Las hipótesis del modelado estructural son,

- 1.- Todos los marcos en el edificio están conectados por un diafragma de piso que es rígido en su plano. Por lo tanto cada piso tiene dos grados de libertad en traslación y uno en rotación.
- 2.- Los marcos del edificio están desplantados sobre una cimentación infinitamente rígida, por lo tanto se desprecia la interacción suelo-estructura.
- 3.- Se considera la acción simultánea de dos componentes horizontales del sismo, de acuerdo con el RCDF (DDF, 1993), 100% de la excitación sísmica en la dirección en evaluación y el 30% en la dirección ortogonal.
- 4.- Las masas traslacionales y rotacionales de los niveles del edificio se consideran concentradas en los pisos.
- 5.- La estructura es asimétrica en masas en las dos direcciones ortogonales y simétrica en rigidez.
- 6.- Se ignora la no-linealidad geométrica.

4.1.1 Propiedades de los elementos.

Las dimensiones de todos los elementos de la estructura son para columnas de 0.80m x 0.80m y para traveses de 0.40m x 0.80m, Figura 4.1.3. Los momentos resistentes, sin afectarse por factores de seguridad, para columnas y traveses se presentan en las Tablas 4.1.1. y 4.1.2.

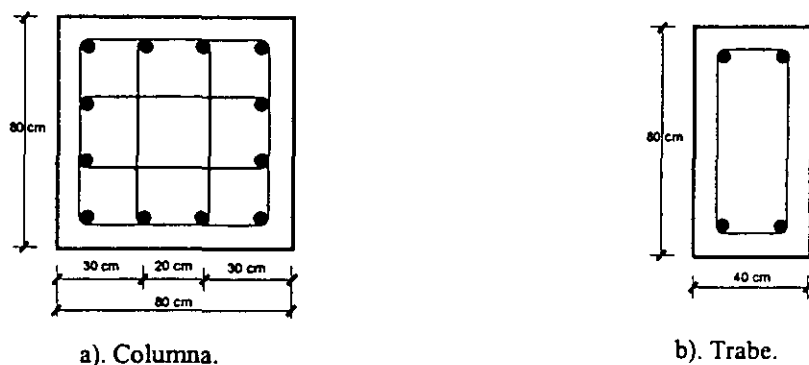


Figura 4.1.3. Dimensiones de elementos, (Luaces, 1995).

Tabla 4.1.1. Momentos en los extremos de traves.

MARCO	EJE	NIVEL	M ⁺ (TON-M)	M ⁻ (TON-M)
X1, X5	Y1 a Y4	2F, 3F, 4F, 5F	65.94	102.40
X1, X5	Y1 a Y4	6F, 7F	39.15	73.60
X1, X5	Y1 a Y4	8F	25.87	45.09
X1, X5	Y1 a Y4	9F	25.80	25.80
X2, X3, X4	Y1 a Y4	2F, 3F, 4F, 5F	60.80	115.80
X2, X3, X4	Y1 a Y4	6F a 7F	45.78	87.74
X2, X3, X4	Y1 a Y4	8F	30.74	59.35
X2, X3, X4	Y1 a Y4	9F	25.80	25.80
Y1, Y4	X1 a X5	2F, 3F, 4F, 5F	60.49	88.30
Y1, Y4	X1 a X5	6F, 7F	30.74	59.35
Y1, Y4	X1 a X5	8F	25.85	38.73
Y1, Y4	X1 a X5	9F	25.80	25.80
Y2, Y3	X1 a X5	2F, 3F, 4F, 5F	45.78	87.74
Y2, Y3	X1 a X5	6F, 7F	39.15	73.60
Y2, Y3	X1 a X5	8F	25.87	45.09
Y2, Y3	X1 a X5	9F	25.80	25.80

Tabla 4.1.2. Momentos en los extremos de columnas.

MARCO X	MARCO Y	NIVEL	M ⁺ (TON-M)	M ⁻ (TON-M)
X1, X5	Y1, Y4	1F a 5F	129.38	129.38
X1 a X5	Y2, Y3	1F, 5F	111.62	111.62
X2 a X4	Y1, Y4	8F	105.66	105.66
X1 a X5	Y1 a Y4	5Fa 9F	89.03	89.03

4.2 Aplicación del procedimiento de análisis no-lineal.

En esta sección se describe la aplicación del método propuesto para la evaluación sísmica del edificio de ocho niveles. Al realizar el análisis modal de la estructura se obtienen 24 formas modales, y para cada modo se calculan las distribuciones de fuerzas laterales y momentos con las expresiones del método propuesto.

Estas fuerzas laterales y momentos de los 24 modos se combinan con la regla de combinación modal CQC, ver apéndice A, debido a que existe acoplamiento al ser las frecuencias naturales de los primeros modos muy cercanas ($\omega_1 = 6.35$, $\omega_2 = 6.87$ y $\omega_3 = 8.98$). En la Figura 4.2.1, se ilustran las distribuciones de fuerzas y momentos que resultan de la combinación modal.

Con las distribuciones de fuerzas laterales y momentos torsores que resultan de la combinación modal, se realiza un análisis de empujón tridimensional hasta un desplazamiento preestablecido, Figura 4.2.2. En este trabajo se utilizaron dos combinaciones de signos para las fuerzas laterales y momentos con la finalidad de considerar los efectos bidireccionales del sismo en los dos sentidos; la primera combinación de signos fue (F_X^- , F_Y^+ , M^-) como se indica en la Figura 4.2.2.a y la segunda combinación (F_X^+ , F_Y^- , M^+) como se ilustra en la figura 4.2.2.b. Estas distribuciones de fuerzas no cambian a lo largo del proceso del análisis de empujón, es decir, estas distribuciones no se modifican con la pérdida de rigidez de la estructura, porque el programa empleado de análisis no-lineal tridimensional CANNY-E (Li, 1996) no lo tiene implementado. Para una mejor aproximación se deben modificar las distribuciones de fuerzas y momentos con el cambio de rigidez de la estructura, a esto se le conoce como empujón evolutivo, Requena (1999).

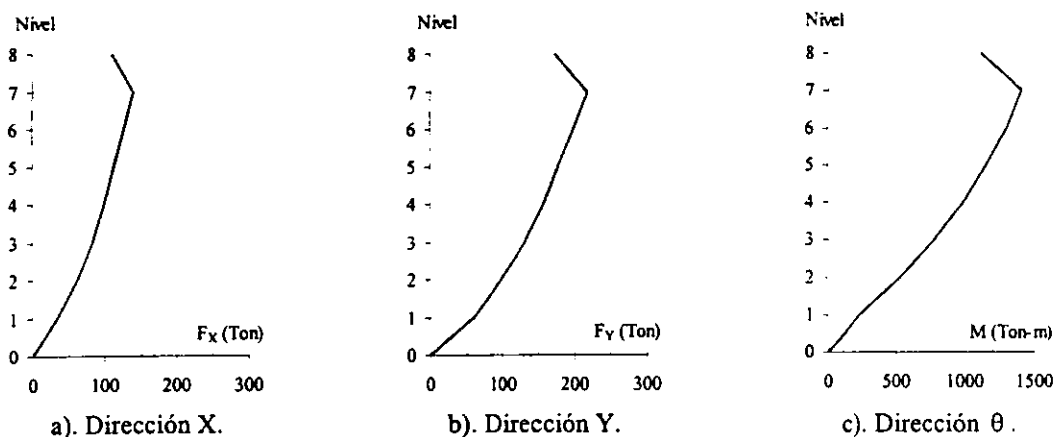


Figura 4.2.1. Distribución de cargas laterales y momentos que resultan de la combinación modal CQC.

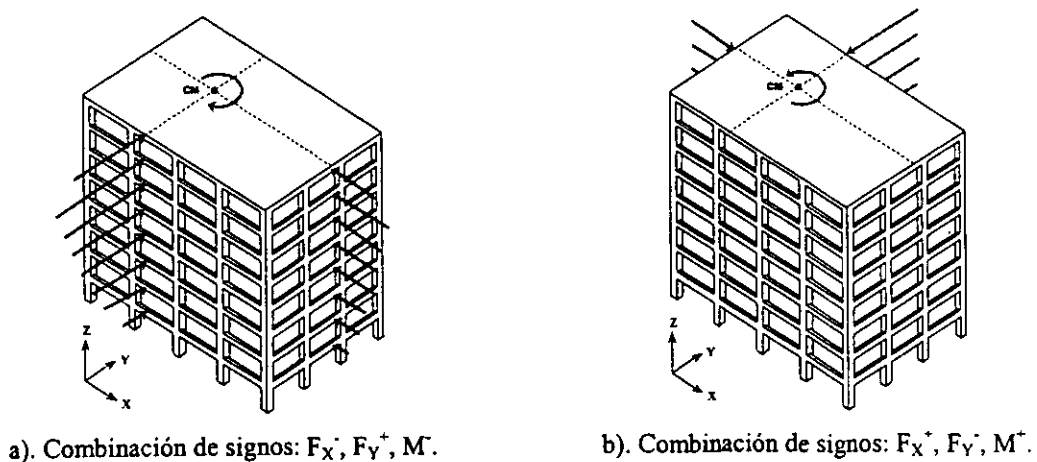


Figura 4.2.2. Análisis de empujón tridimensional.

El comportamiento no-lineal del modelo asimétrico bajo cargas laterales y momentos se ilustra en las Figuras 4.2.3, 4.2.4 y 4.2.5. Estas tres curvas están relacionadas entre sí, ya que existe un acoplamiento de los movimientos de traslación y de rotación de la estructura producida por la asimetría de masas.

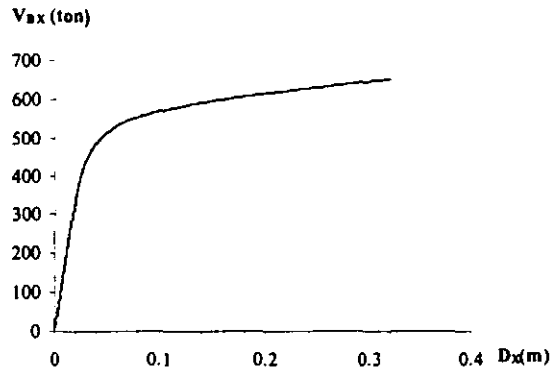


Figura 4.2.3. Curva cortante basal contra desplazamiento de azotea. Dirección X.

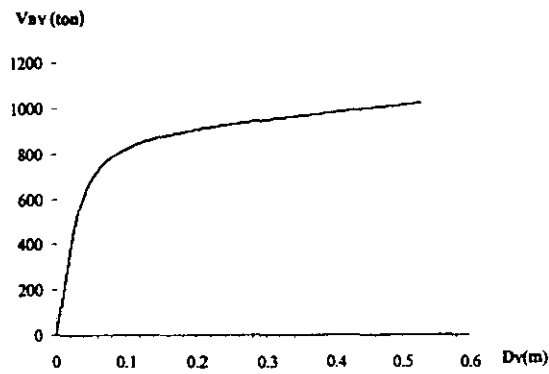


Figura 4.2.4. Curva cortante basal contra desplazamiento de azotea. Dirección Y.

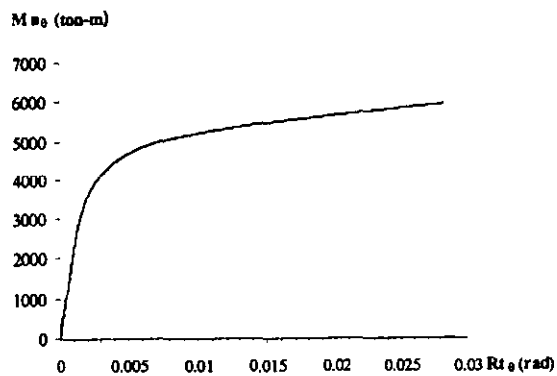


Figura 4.2.5. Curva momento basal contra rotación de azotea. Dirección θ .

Para transformar las curvas de capacidad del sistema de VGDL a un sistema equivalente de IGDL se siguen cuatro pasos. En el primer paso cada una de las curvas de capacidad se idealiza a través de una curva bilineal, como se ilustra en las Figuras 4.2.6, 4.2.7 y 4.2.8, manteniendo la tangente inicial y el área bajo la curva.

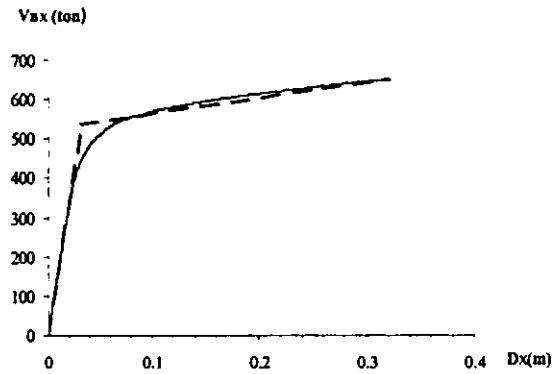


Figura 4.2.6. Idealización bilineal de la curva de capacidad. Dirección X.

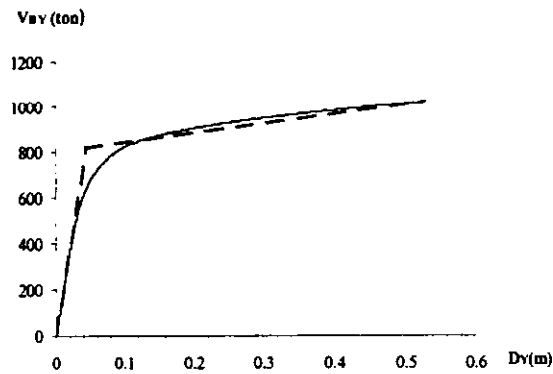


Figura 4.2.7. Idealización bilineal de la curva de capacidad. Dirección Y.

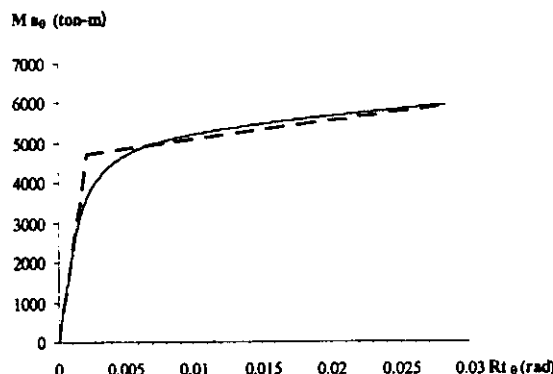


Figura 4.2.8. Idealización bilineal de la curva de capacidad. Dirección θ .

Para calcular el área bajo la curva se utilizó la siguiente expresión,

$$A_{BC} = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{V_{i+1} + V_i}{2} \right) (D_{i+1} - D_i) \right] \quad (4.2.1)$$

donde, A_{BC} es el área bajo la curva; V_i y D_i , son el cortante basal y el desplazamiento de azotea en el punto i , respectivamente; V_{i+1} y D_{i+1} , son el cortante basal y el desplazamiento de azotea en el punto $i+1$.

Con los datos de la pendiente inicial s_1 , el área bajo la curva de capacidad A_{BC} , el desplazamiento D_u y el cortante basal último V_u , se calcula el desplazamiento D_y y cortante basal V_y que corresponden al cambio de comportamiento de la curva bilineal.

$$D_y = \frac{\left[A_{BC} - \left(\frac{D_u V_u}{2} \right) \right]}{\left[\frac{s_1 D_u}{2} - \frac{V_u}{2} \right]} \quad (4.2.2)$$

$$V_y = s_1 D_y \quad (4.2.3)$$

El segundo paso es reducir cada curva bilineal del sistema de VGDL a la correspondiente del modo que más contribuye a la respuesta, que en este caso resultó ser el fundamental, Figuras 4.2.9, 4.2.10 y 4.2.11, a través de los factores α_{1X} , α_{1Y} y $\alpha_{1\theta}$, que indican la participación del modo dominante al cortante basal total en la dirección X e Y y momento basal total en la dirección θ considerando todos los modos.

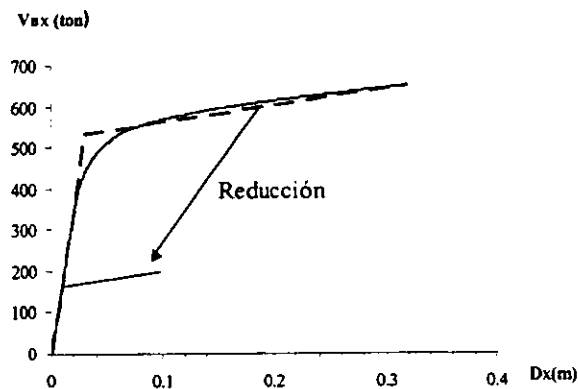


Figura 4.2.9. Reducción de la curva de capacidad bilineal idealizada en la correspondiente al modo dominante. Dirección X.

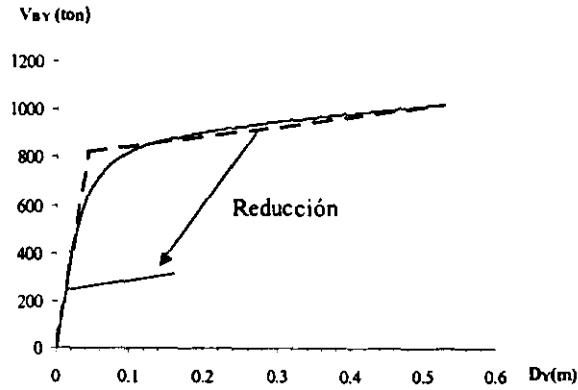


Figura 4.2.10. Reducción de la curva de capacidad bilineal idealizada en la correspondiente al modo dominante. Dirección Y..

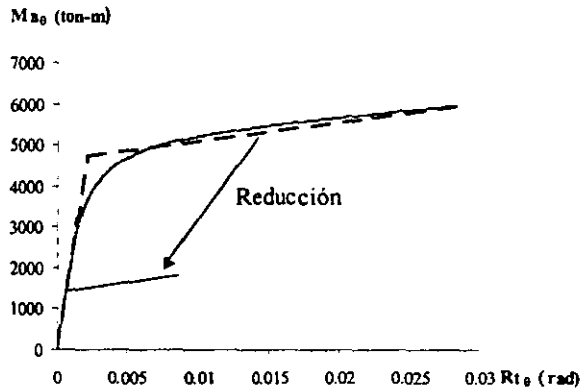


Figura 4.2.11. Reducción de la curva de capacidad bilineal idealizada en la correspondiente al modo dominante. Dirección θ .

En el tercer paso la curva bilineal reducida al modo dominante se transforma a la curva de pseudo-aceleración espectral S_a contra desplazamiento espectral S_d , Figura 4.2.12.

En el cuarto paso se calculan las propiedades del sistema de 1GDL, en este paso se calcula la masa modal efectiva del modo dominante m_1^* que representa la masa de un oscilador de 1GDL, la rigidez inicial k_1 , la rigidez de post-fluencia k_2 , y la resistencia a la fluencia F del sistema.

El sistema de 1GDL con ξ igual al 5% del amortiguamiento crítico, se somete a la componente EW del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT-EW, Figura 4.3.13. De este análisis se obtiene el desplazamiento y cortante máximo del sistema de 1GDL que corresponde a su punto de desempeño. Los análisis del sistema de 1GDL se realizaron con el programa Nonlin (Charney, 1998) y se utilizó el programa BiSpec (Hachem, 2000) para verificar los resultados.

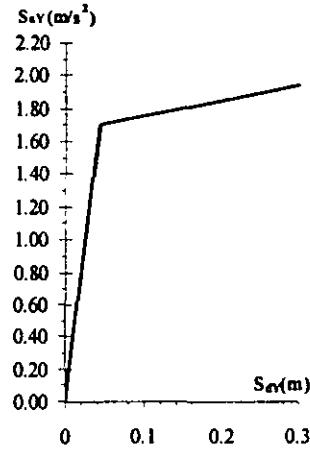


Figura 4.2.12. Curva de comportamiento (S_a contra S_d) del modo dominante.

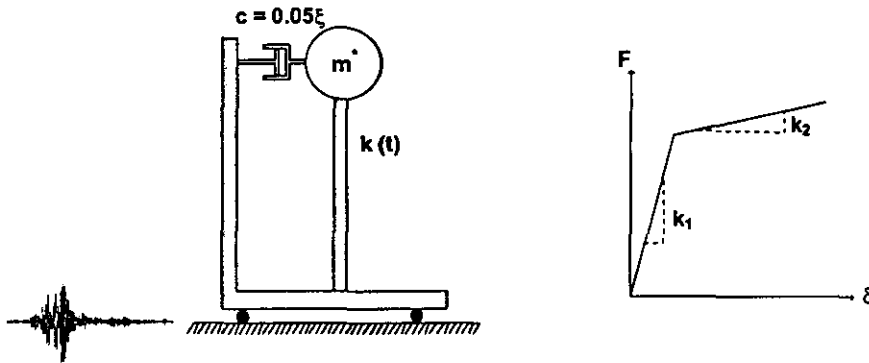


Figura 4.2.13. Sistema de 1GDL sometido a la excitación en su base del sismo SCT-EW de 1985.

Utilizando de manera inversa el procedimiento anterior se llega al desplazamiento de desempeño en el CM de la azotea de la estructura. Con este desplazamiento se realiza un segundo análisis de empujón para obtener los desplazamientos máximos en cada nivel, máximas distorsiones de entrepiso, máximas demandas de ductilidad en columnas y en traveses.

4.3 Presentación y análisis de resultados.

En esta sección se analizan los resultados obtenidos de la aplicación del método propuesto para la evaluación sísmica del edificio de ocho niveles y los resultados del análisis dinámico no-lineal paso a paso, ya que éste último es considerado como el análisis mejor aproximado para evaluar el desempeño real de una estructura. Dichos análisis se realizan con el programa de análisis no-lineal CANNY-E, (Li, 1996). Los programas DYNDIR (Gillies, 1979) y SAP2000 (CSI, 2000) se usaron para verificar que la respuesta dinámica del edificio de ocho niveles en el intervalo lineal entre estos programas y el CANNY-E fuera muy similar.

Para evaluar el desempeño de un edificio son necesarios diferentes parámetros para expresar el nivel de respuesta local y global que produce una excitación sísmica. Los principales parámetros considerados son:

- 1).- Desplazamientos máximos en los pisos.
- 2).- Distorsiones máximas de entrepiso.
- 3).- Demandas de ductilidad en columnas.
- 4).- Demandas de ductilidad en trabes.

El primer parámetro es importante para evaluar el potencial de daño por choque entre dos edificios adyacentes. El segundo parámetro es un buen indicador del daño en los elementos no estructurales. Estos dos parámetros describen la respuesta global de un edificio. El tercer y cuarto parámetros son usados como indicadores del daño en los marcos dúctiles y representan la respuesta local de un edificio, (Moghadam, 1998).

4.3.1 Desplazamientos máximos en los pisos.

En la Figura 4.3.1 se muestran los desplazamientos laterales y las rotaciones del CM en cada nivel del modelo de ocho niveles en las direcciones X, Y y θ , respectivamente. Para comparar el perfil de desplazamientos máximos del análisis dinámico no-lineal fue necesario realizar un análisis de empujón para fuerzas en el sentido positivo y otro para fuerzas en el sentido negativo. En las gráficas al método propuesto basado en el análisis de empujón se le denomina simplemente "Empujón" y al análisis dinámico no-lineal paso a paso como "Dinámico".

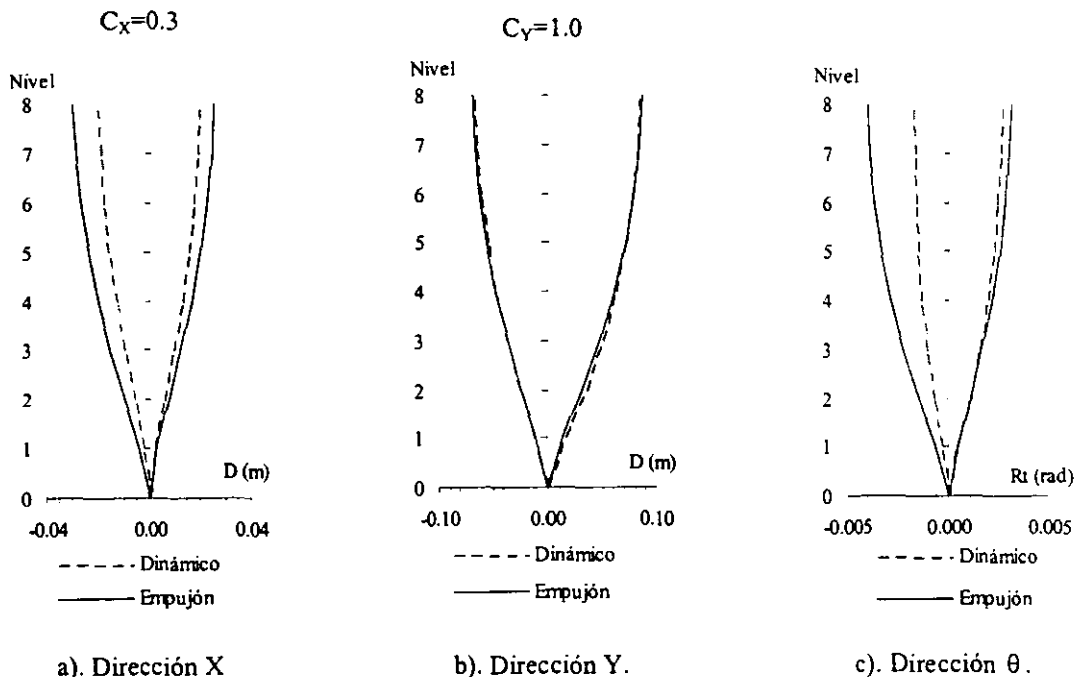


Figura 4.3.1. Desplazamientos laterales y giros en torsión del CM en cada nivel del edificio.

Se observa en la Figura 4.3.1.a que los desplazamientos laterales del análisis de empujón en la dirección X, son mayores que los del análisis dinámico y esta diferencia se incrementa con la altura. En la Figura 4.3.1.b se observa que los desplazamientos en la dirección Y son muy similares con ambos análisis. En relación con los giros en torsión de los centros de masa de los niveles, la Figura 4.3.1.c indica que para el giro en torsión positivo (contrario a las manecillas del reloj) la aproximación del análisis de empujón es adecuada, pero no tanto para el negativo.

4.3.2 Distorsiones máximas de entrepiso.

Al comparar las distorsiones de entrepiso (desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos dividido entre su altura de entrepiso en por ciento, $\% \Delta / h$) y las distorsiones angulares de entrepiso (giros rotacionales relativos entre dos niveles consecutivos dividido entre su altura de entrepiso en por ciento, $\% \Delta_{\theta} / h$, Figura 4.3.2) para el análisis de empujón y el análisis dinámico se observa que para la dirección X, Figura 4.3.3, las distorsiones en todos los entrepisos son mayores para el análisis de empujón, pero esta diferencia disminuye con la altura. La Figura 4.3.4 indica que en la dirección Y, las distorsiones son menores con el análisis de empujón que las obtenidas del análisis dinámico en los entrepisos 1 y 2, y mayores en los demás entrepisos. En los entrepisos 3 y 8 esta diferencia de distorsión es mínima entre los dos análisis. Para las distorsiones angulares, en la Figura 4.3.5 se ilustra que el análisis de empujón da valores mayores para todos los entrepisos y la diferencia es mínima en los entrepisos 1, 2 y 8.

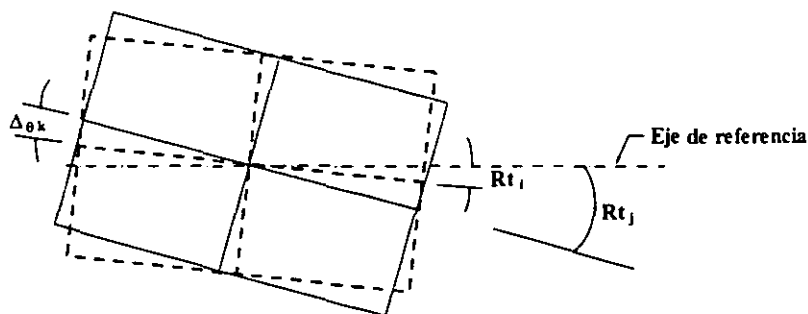


Figura 4.3.2. Distorsión angular del entrepiso k visto en planta.

$$\gamma_{\theta k} = \frac{\Delta_{\theta k}}{h_k} = \frac{(Rt_j - Rt_i)}{h_k} \quad (4.3.1)$$

donde $\gamma_{\theta k}$ es la distorsión angular del entrepiso k; $\Delta_{\theta k}$ es el giro rotacional relativo del entrepiso k; h_k es la altura del entrepiso k; Rt_i y Rt_j son los giros rotacionales de los piso i y j, respectivamente.

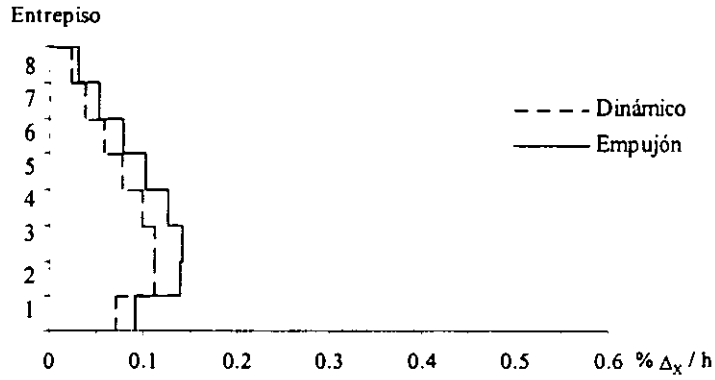


Figura 4.3.3. Distorsiones de entepiso en la dirección X.

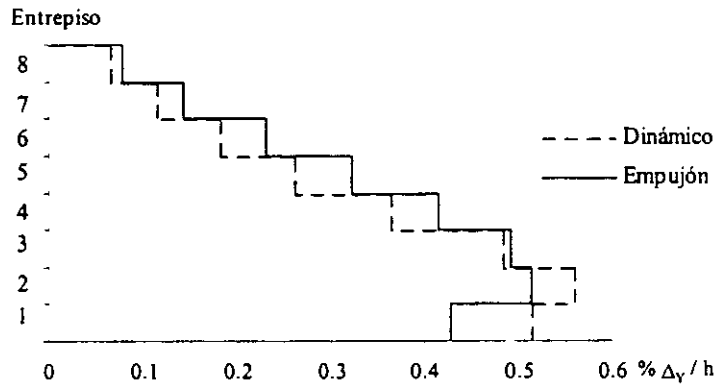


Figura 4.3.4. Distorsiones de entepiso en la dirección Y.

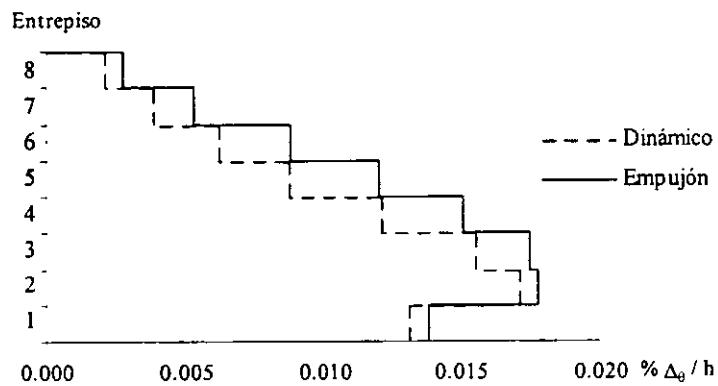


Figura 4.3.5. Distorsiones angulares de entepiso en la dirección θ .

4.3.3 Demanda de ductilidad en columnas y trabes.

La representación gráfica de las ductilidades de rotación plástica se indica en la Tabla 4.3.1. En las Figuras 4.3.6 y 4.3.7 se dibujan las distribuciones de articulaciones plásticas y la representación gráfica de su magnitud para el marco X1 de la estructura de ocho niveles; y para el marco Y1 en las Figuras 4.3.8 y 4.3.9.

Tabla 4.3.1. Representación gráfica de la magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
•	•	•	•	•	•	•	•	•

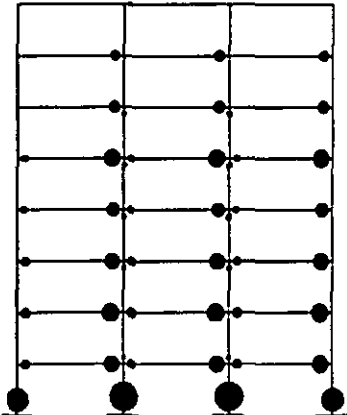
En la Figura 4.3.6.a se indican los resultados del análisis de empujón usando la combinación de signos (-,+,-) para las distribuciones de fuerzas laterales y momentos en la dirección X, Y y θ , respectivamente, como se ilustró en la Figura 4.2.2.a. De la misma manera, los resultados con la combinación de signos ($\tau,-,+$) se ilustran en la Figura 4.3.6.c. Con el propósito de ser comparados de manera independiente los resultados del análisis de empujón en signo y magnitud con los correspondientes resultados del análisis dinámico no-lineal (30% de los efectos en la dirección X y 100% de los efectos en la dirección Y), los resultados del análisis dinámico se ilustran por separado en las Figuras 4.3.6.b y 4.3.6.d. En la Figura 4.3.7 se indican las ductilidades de rotación máximas en las trabes y columnas para los dos tipos de análisis.

En la Figura 4.3.7.a, se observa que la distribución de las articulaciones plásticas en trabes y columnas se predice con muy buena precisión con el análisis de empujón. Con respecto a su magnitud se aprecia que las rotaciones plásticas son mayores que las obtenidas con el análisis dinámico no-lineal. Se observa también que se forman articulaciones plásticas de rotación en la base de todas las columnas del primer entrespacio; a pesar de que es deseable que las articulaciones plásticas se formen en las trabes más que en las columnas, no es posible eliminar las articulaciones plásticas en las columnas por completo, además, el mecanismo de columna fuerte – viga débil permite que se formen articulaciones en la base de las columnas del primer entrespacio..

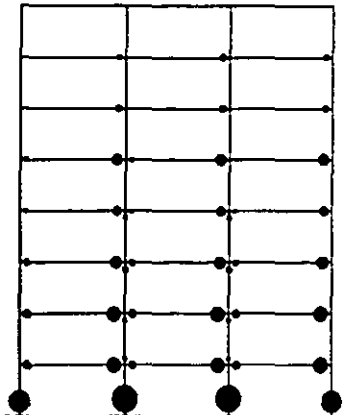
En la Figura 4.3.8.a se indican los resultados con el análisis de empujón para el marco Y1, usando la combinación de signos (-,+,-) para las distribuciones de fuerzas laterales y momentos en la dirección X, Y y θ , respectivamente. De la misma manera, los resultados con la combinación de signos (+,-, τ) se ilustran en la Figura 4.3.8.c. Los resultados del análisis dinámico no-lineal (100% de los efectos en la dirección X y 30% de los efectos en la dirección Y) se ilustran en las Figuras 4.3.8.b y 4.3.8.d.

En la Figura 4.3.9 se indican las ductilidades de rotación máximas en las trabes y columnas para los dos tipos de análisis. En la Figura 4.3.9.a, se observa que en general, la distribución de las articulaciones plásticas en trabes y columnas se predice con muy buena precisión con el análisis de empujón. Con respecto a su magnitud se aprecia que las rotaciones plásticas en trabes son similares comparadas con las obtenidas del

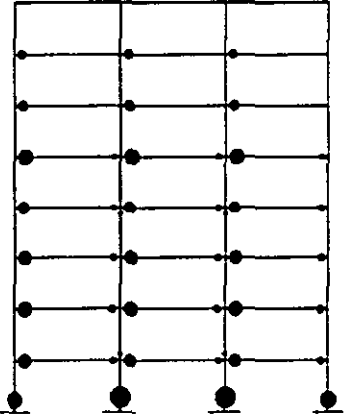
análisis dinámico no-lineal, excepto en los niveles 5, 6 y 7 que son mayores con el análisis de empujón. Las articulaciones plásticas de rotación en la base de todas las columnas del primer entrepiso son ligeramente mayores con el análisis dinámico no-lineal.



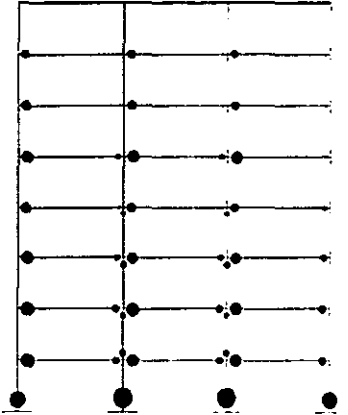
a). Análisis de empujón F_x^+ , F_y^+ , M^+ .



b). Análisis dinámico.

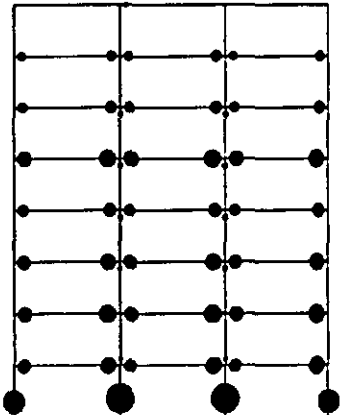


c). Análisis de empujón F_x^- , F_y^- , M^- .

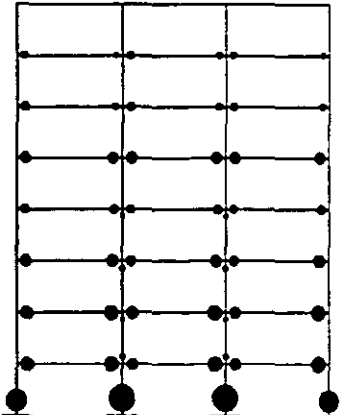


d). Análisis dinámico.

Figura 4.3.6. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas en el marco X1.

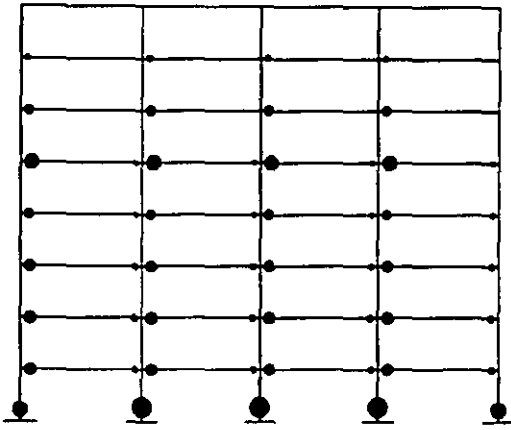


a). Análisis de empujón

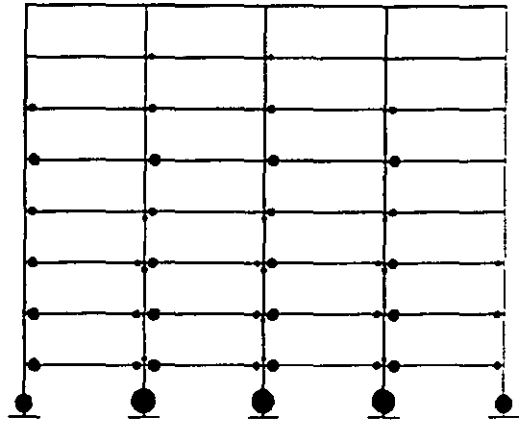


b). Análisis dinámico.

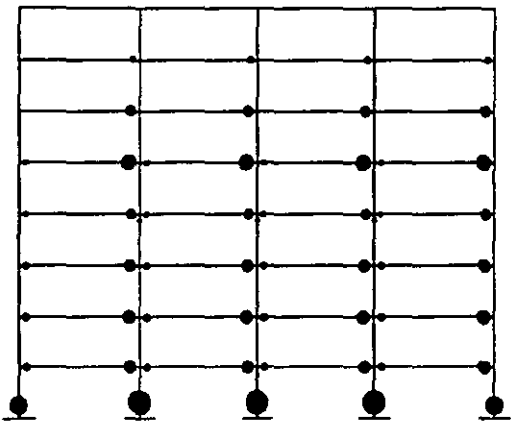
Figura 4.3.7. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas máximas en el marco X1.



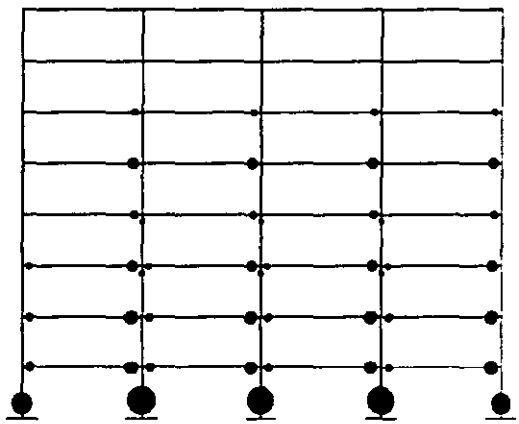
a). Análisis de empujón F_X^-, F_Y^+, M^- .



b). Análisis dinámico.

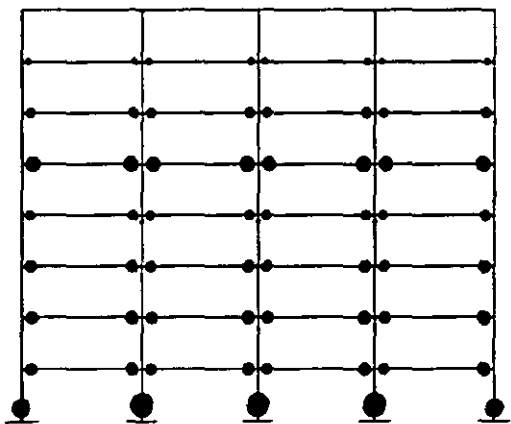


c). Análisis de empujón F_X^+, F_Y^-, M^+ .

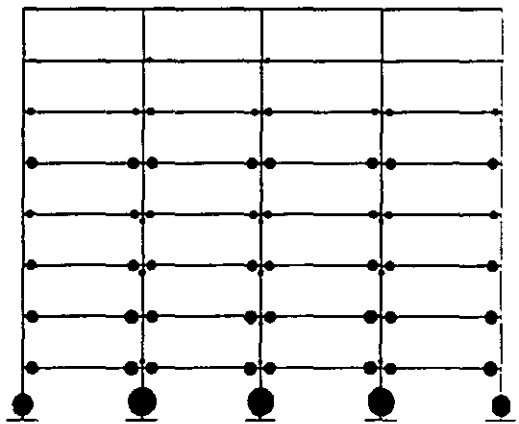


d). Análisis dinámico.

Figura 4.3.8. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas en el marco Y1.



a). Análisis de empujón.



b). Análisis dinámico.

Figura 4.3.9. Distribución y magnitud de la ductilidad de las articulaciones plásticas máximas en el marco Y1.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se propone la aplicación de un método simplificado de análisis no-lineal como una herramienta para evaluar el desempeño sísmico de estructuras asimétricas. Del trabajo realizado se puede concluir lo siguiente:

Este método es una mejor aproximación al original propuesto por Ayala *et al.* (1999) al usar para los análisis de empujón distribuciones de cargas laterales equivalente consistentes con el comportamiento dinámico de la estructura. Las distribuciones de cargas usadas incluyen la contribución de los modos superiores de vibrar del edificio basándose en el criterio de superposición modal CQC (combinación cuadrática completa) por lo que se piensa conducen a evaluaciones conservadoras del desempeño de los edificios.

Con el método propuesto se predice adecuadamente el desempeño en las direcciones X e Y. Las diferencias encontradas se pueden atribuir en gran medida a la recomendación del Reglamento RCDF (DDF, 1993) en la que al evaluar la estructura en una dirección dada se usa la totalidad de la demanda sísmica en esa dirección y solo una fracción de la misma (30%) en la otra.

Este método simplificado es más completo a otros métodos más generales a pesar del aumento en poder de los equipos de cómputo y la disminución de su costo, ya que desarrollar un modelo tridimensional de un edificio para fines de análisis dinámico no-lineal paso a paso puede rebasar las posibilidades de los ingenieros estructuralistas involucrados en el ejercicio de la práctica profesional.

Del análisis de los resultados presentados en este trabajo se derivan las siguientes recomendaciones:

Es necesario llevar a cabo más estudios que permitan definir criterios para la selección adecuada de los signos para las fuerzas equivalentes, principalmente para los momentos en los pisos al ejecutar el análisis de empujón. Ampliar la aplicación del método propuesto a estructuras con asimetría en rigidez y resistencia.

Otro aspecto importante a considerar en investigaciones futuras es evaluar con mayor detalle el efecto de cambios en la distribución de las cargas laterales y de torsión debida a la degradación de rigidez en la estructura al incursionar en el intervalo no-lineal.

Este método podría ser adaptado para usarse de manera inversa como un procedimiento de diseño sísmico por desempeño, ya que hasta donde se desarrolló es únicamente para evaluación.

REFERENCIAS

- Ayala, A.G. (1999), "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras -un nuevo enfoque-", *Trabajo de Ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería como Académico de Número y Conferencia Magistral presentada en el VI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*.
- Ayala M., Ayala A.G. y Tavera E.A. (1999), "Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de edificios asimétricos en 3D", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Morelia Michoacán, México, pp 319-328.
- Charney F.A. (1998), "NONLIN, nonlinear dynamic time history analysis of single degree of freedom systems", *Advanced Structural Concepts, Inc.*, Golden, Colorado.
- Chipol A. (2001), "Estudio de la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados", *Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras)*, DEPFI, UNAM, México.
- Chopra A.K. (1995), "Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering", *Prentice Hall*, Englewood Cliffs, Nueva Jersey.
- Chopra A.K. (1996), "Emilio Rosenblueth's selected results in structural dynamics", *Memorias de la 11^{ta} World Conference on Earthquake Engineering (memorias en disco compacto)*, Acapulco, México.
- CSI (2000), "SAP2000, Integrated finite element analysis and design of structures", *Computer and Structures, Inc.*, Version 7.40, Berkeley, CA.
- DDF (1993), "RCDF-93, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Departamento del Distrito Federal*, México, DF.
- De la Colina J. (2000), "Torsión inelástica en edificios de varios pisos", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (memorias en disco compacto)*, SMIE, León Guanajuato, México.
- De la Llera J.C. y Chopra A.K. (1994), "Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings", *Report No. UBC/EERC-94-07, Earthquake Engineering Research Center*, Universidad de California, Berkeley, CA.

- De la Llera J.C.** (1998), "Una revisión de algunos aspectos fundamentales de estructuras torsionalmente acopladas", *Conferencia Magistral, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, SMIE, Monterrey Nuevo León, México.
- De la Llera J.C., Vásquez J., Chopra A.K. y Almazán J.L.** (2000), "A macro-element model for inelastic building analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, pp 1725-1757.
- Faella G. y Kilar V.** (1998), "Asymmetric multistorey R/C frame structures: push-over versus nonlinear dynamic analysis", *Memorias de la 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam.
- Fajfar P. y Gaspersic P.** (1996), "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp 31-46.
- Fajfar P.** (1998), "Towards a non-linear method for the future seismic codes", en *Seismic Design Practice into the Next Century*, P. Fajfar y H. Krawinkler, Eds., Balkema, Rotterdam, pp 493-500.
- FEMA** (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; y NEHRP commentary on the guidelines for seismic rehabilitation of buildings, FEMA-274", *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- Freeman S.A., Nicoletti J.P. y Tyrell J.V.** (1975), "Evaluation of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", *Memorias de la 1st U.S. National Conference of Earthquake Engineering*, EERI, Ann Arbor, Michigan, pp 113-122.
- García O.** (1992), "Comportamiento sísmico de modelos de edificios en torsión", *Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras)*, DEPEI, UNAM, México.
- Gillies A.G.** (1979), "DYNDIR, Post-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures", *University of Auckland, Report No. 218*, Auckland, Nueva Zelanda.
- Hachem M.M.** (2000), "BiSpec", *University de California*, Berkeley, CA.
- Kilar V. y Fajfar P.** (1997), "Simple push-over analysis of asymmetric buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vo. 26, pp 233-249.
- Krawinkler H. y Seneviratna G.D.** (1998), "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, Vol. 20, pp 452-464.

- Lawson, R.S., Vance V. y Krawinkler H. (1994)**, "Nonlinear static push-over analysis – why, when and how?", *Memorias de la 5th U.S. Conf. Earthquake Engineering*, Chicago, Vol. 1, pp 283-292.
- Li K.N. (1996)**, "CANNY-E, Three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package", *Canny Consultants PTE. LTD.*, Singapur.
- Luaces F. (1995)**, "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras)*, DEPFI, UNAM, México.
- Moghadam A.S. y Tso W.K. (1996)**, "Damage assessment of eccentric multi-storey buildings using 3-D pushover analysis", *Memorias de la 11th World Conference on Earthquake Engineering (memorias en disco compacto)*, Acapulco, México.
- Moghadam A.S. (1998)**, "Seismic torsional response of asymmetrical multi-storey frame buildings", *Ph.D. Thesis*, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.
- Moghadam A.S. y Tso W.K. (2000a)**, "3-D pushover analysis for damage assessment of buildings", *JSEE*, Vol. 2, No. 3, pp. 23-31.
- Moghadam A.S. y Tso W.K. (2000b)**, "Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-story buildings", *Memorias de la 12th World Conference on Earthquake Engineering (memorias en disco compacto)*, Nueva Zelanda.
- Otani S. (2000)**, "Seismic vulnerability assessment methods for buildings in Japan", *International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake at National Center for Research on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan.
- Otani S., Hiraishi H., Midorikawa M. y Teshigawara M. (2000)**, "New seismic design provisions in Japan", *Uzumeri Symposium durante la 2000 Fall ACI Annual Convention*, Toronto, Canada.
- Ortiz A. (2001)**, "Respuesta sísmica inelástica de edificios asimétricos de varios niveles considerando diferentes relaciones de aspecto de la planta", *Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras)*, DEPFI, UNAM, México.
- Paulay T. (1996)**, "Seismic design for torsional response of ductile buildings", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 29, No. 3, pp 178–198.

- Paulay T.** (2000), "A Simple Displacement Compatibility-Based Seismic Design Strategy for Reinforced Concrete Buildings", *Memorias de la 12th World Conference on Earthquake Engineering (memorias en disco compacto)*, Nueva Zelanda.
- Requena M.** (1999), "Método aproximado para la evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos", *Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras)*, DEPFI, UNAM, México.
- Rutenberg A.** (1992), "Nonlinear response of asymmetric building structures and seismic codes: a state of the art review", *European Earthquake Engineering*, Vol. 2, pp 3-19.
- Rutenberg A. y De Stefano M.** (1997), "On the seismic performance of yielding asymmetric multistorey buildings: a review and a case study", *en Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, P. Fajfar y H. Krawinkler, Eds., Balkema, Rotterdam..
- Sandoval P.C.** (2000), "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, basado en un método simplificado de análisis no lineal", *Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras)*, DEPFI, UNAM, México.
- Tso W.K. y Moghadam A.S.** (1997), "Seismic response of asymmetrical building using pushover analysis", *en Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, P. Fajfar y H. Krawinkler, Eds., Balkema, Rotterdam..

APÉNDICE A. Regla de combinación modal CQC.

Para calcular una aproximación a la respuesta modal espectral R de un sistema de varios grados de libertad con modos cercanamente acoplados como es el caso de los edificios asimétricos, se usa la regla de combinación modal CQC, donde se relacionan las respuestas de cada uno de los modos que contribuyen en la respuesta desde el modo i (R_i) hasta el modo n (R_n) definida como, $R = \sqrt{\rho_{in} R_i R_n}$. Los coeficientes de correlación ρ_{in} , Der Kiureghian los define como, (Chopra, 1995; 1996).

$$\rho_{in} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_n} (\xi_i + \beta_{in} \xi_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4 \xi_i \xi_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_n^2) \beta_{in}^2} \quad (A.1)$$

Donde, ρ_{in} es el coeficiente de correlación entre el modo i y el modo n , ξ_i y ξ_n son la fracción de amortiguamiento crítico del modo i y el modo n , y β_{in} es la relación de frecuencias entre el modo i (ω_i) y el modo n (ω_n).

Cuando los modos tienen la misma fracción de amortiguamiento crítico, la ec. (A.1) se reduce a la siguiente expresión (Chopra, 1995).

$$\rho_{in} = \frac{8 \xi^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4 \xi^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2} \quad (A.2)$$

$$\text{Donde, } \beta_{in} = \frac{\omega_i}{\omega_n} \quad (A.3)$$