



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS
CON APLICACIÓN A ESTRUCTURAS RETICULARES DE CONCRETO
REFORZADO

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

PRESENTA:

MAURICIO ARTURO AGUILERA REVELES

TUTOR:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

México D.F. Febrero 2011



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

JURADO ASIGNADO:

Presidente : Dr. Orlando Javier Díaz López

Secretario : Dr. Oscar López Bátiz

Vocal : Dr. A. Gustavo Ayala Milián

1er. Suplente : Dr. Darío Rivera Vargas

2do. Suplente : M.I Octavio García Domínguez

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

AGRADECIMIENTOS:

A mis padres con todo cariño por haberme guiado por el camino de la honestidad y el trabajo.
Felipe Aguilera Procuna. Hortensia Reveles Valdez

A mi querida esposa Herlinda Beatriz por su amor, apoyo y comprensión
A mis adorables hijos Paulina, Mauricio, Mariana y Alejandra

Agradezco infinitamente a mi tutor Dr. A. Gustavo Ayala Milián por su invaluable calidad humana, académica y profesional otorgada hacia mi persona y sus becarios.

Agradezco al Dr. Orlando Javier Díaz López al Dr. Oscar López Bátiz al Dr. Darío Rivera Vargas y al M.I Octavio García Domínguez por su gran aportación al revisar y comentar este trabajo de tesis.

Agradezco al M.I Hugo Castellanos Rosado que conjuntamente con mi tutor, apoyo íntegramente el desarrollado de tesis.

Agradezco al equipo de trabajo de nuestro tutor: M.I Mabel Mendoza Pérez. Dr. Mauro Niño Lázaro. M.I José Barradas Hernández. M.I Marco Antonio Escamilla García. y M.I Saúl Esteban López Ríos por sus aportaciones en el desarrollo de tesis.

Finalmente agradezco al Instituto de Ingeniería de la UNAM

ÍNDICE

1.-	Introducción	1
2.-	Diseño sísmico basado en fuerzas	3
2.1.-	Capacidad de ductilidad de desplazamiento y factor de reducción de fuerzas	3
2.2.-	¿Cómo diseñar de acuerdo con los desplazamientos y fuerzas?	6
2.3.-	Condiciones iniciales, rigidez y desplazamiento a la fluencia	7
3.-	Ingeniería sísmica basada en desempeño	9
3.1.-	Ventajas de la ingeniería sísmica basada en desempeño	9
3.2.-	Demanda sísmica y objetivos de desempeño	10
3.3.-	Disposiciones en ingeniería sísmica basada en desempeño	11
3.4.-	Alcances y futuras investigaciones	12
4.-	Diseño sísmico basado en desplazamientos directos	13
4.1.-	Ventajas del diseño directo basado en desplazamientos sobre el diseño basado en fuerzas	13
4.2.-	Diferencias entre los procedimientos existentes basados en desempeño y el diseño directo basado en desplazamientos	14
4.3.-	Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos	15
4.3.1.-	Diseño basado en desplazamientos directos empleando espectros de diseño elástico e Inelástico (Método de Chopra y Goel)	16
4.3.2.-	Diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios (Método de Yu Yuan Lin y otros)	22
4.3.3.-	Diseño sísmico basado en desplazamientos para sistemas de MGD (Método de Medhekar y Kennedy)	28
4.3.4.-	Diseño sísmico basado en desplazamientos directos (Método de Priestley y otros)	32
4.3.4.1.-	Estados límite de comportamiento	33
4.3.4.2.-	Espectro de diseño de desplazamientos	35
4.3.4.3.-	Modelo equivalente de un solo grado de libertad (estructura sustituta)	36

4.3.4.4.-	Análisis de edificios para momentos de diseño	40
4.3.4.5.-	Implicaciones del diseño sísmico basado en el desempeño	42
4.3.4.6.-	Influencia de la intensidad sísmica sobre el cortante basal	44
4.3.4.7.-	Influencia de la altura del edificio	45
4.3.4.8.-	Requerimientos de diseño por capacidad	47
5.-	Ejemplo de diseño de edificios a base de marcos estructurales de concreto reforzado mediante el método de diseño propuesto por Priestley (2007)	48
5.1.-	Descripción del edificio de diseño	48
5.2.-	Aplicación del método de diseño	51
5.3.-	Análisis de la estructura	52
5.4.-	Diseño de la estructura	55
6.-	Conclusiones y recomendaciones	63
7.-	Referencias	65

LISTA DE FIGURAS Y TABLAS

- Figura-1 : Aproximación de iguales desplazamientos, curva fuerza-desplazamiento
- Figura-2 : Influencia del elemento estructural flexible en el desplazamiento de un marco portante
- Figura-3 : Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura
- Figura-4 : Objetivos de diseño sísmico para una estructura de uso estándar
- Figura-5 : Objetivos de desempeño (adaptada de Visión 2000, SEAOC 1995)
- Figura-6 : Representación grafica empleada en el método de Chopra y Goel
- a) Identificación de un sistema de un SGDL
- b) Relación bilineal fuerza-desplazamiento
- Figura-7 : Curvas T_e/T_n vs ductilidad y amortiguamiento hysterético vs Ductilidad
- Figura-8 : Espectros elásticos de desplazamientos
- Figura-9 : Espectros inelásticos de desplazamientos
- Figura-10 : Curva fuerza-desplazamiento planteada en el método por desplazamientos propuesto por Yu Yuan Lin y otros.
- Figura-11 : Diagrama de flujo del diseño basado en desplazamientos propuesto por Yu Yuan Lin y otros
- Figura-12 : Espectro de respuesta elástica de desplazamiento
- Figura-13 : Marco estructural. Determinación de elementos mecánicos estructurales
- Figura-14 : Curva fuerza cortante – desplazamiento : Iteraciones para determinar el punto de fluencia
- Figura-15 : Sistemas de múltiples grados y un simple grado equivalente de libertad
- Figura-16 : Fundamentos de diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto por Priestley-2007
- Figura-17 : Perfil de deformaciones para una sección rectangular de concreto reforzado
- Figura-18 : Rigidez del elemento estructural para análisis de la estructura sustituta
- Figura-19 : Influencia de la rotación de la cimentación en la capacidad de ductilidad de desplazamiento
- Figura-20 : Incorporación de la cimentación flexible en el Diseño Basado en Desplazamientos Directos
- Figura-21 : Influencia de la intensidad sísmica sobre acciones de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos Directos
- Figura-22: El perfil de desplazamiento de diseño difiere solamente con la altura

- Figura-23 : Estructura Reticular a base de columnas y vigas de concreto reforzado
a) Planta Estructural
b) Marco Estructural tipo
- Figura-24 : Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos directos (método de Priestley-2007)
- Figura-25 : Espectros de desplazamientos para diferentes valores de amortiguamiento equivalente obtenidos del registro de SCT-EW 1985
- Figura-26 : Fuerzas laterales y cortante basal aplicadas en marco estructural tipo
- Figura-27 : Diseño de trabes en marco estructural
- Figura-28 : Diseño de columnas en marco Estructural
- Figura-29 : Comparación de resultados entre el método propuesto por Priestley y un análisis dinámico no lineal paso a paso (sin Diseño por Capacidad)
a) Desplazamientos laterales
b) Distorsiones de entrepiso
- Figura-30 : Comparación de resultados entre el método propuesto por Priestley y un análisis dinámico no lineal paso a paso (con diseño por capacidad)
a) Desplazamientos laterales
b) Distorsiones de entrepiso
- Figura-31 : Distribución de daño en marco estructural sin diseño por capacidad (Análisis dinámico no lineal paso a paso)
- Figura-32 : Distribución de daño en marco estructural con diseño por capacidad (Análisis dinámico no lineal paso a paso)
- Tabla-1: Resumen de curvaturas de fluencia para diferentes elementos estructurales
- Tabla-2 : Propiedades dinámicas y resultados obtenidos de la aplicación del método propuesto por Priestley – 2007
- Tabla-3 : Probabilidad de excedencia para diferentes categorías estructurales
- Tabla-4 : Límites de deformación para diferentes intensidades de niveles de diseño
- Tabla-5 : Límites de distorsión para diferentes intensidades de niveles de diseño

RESUMEN

La mayoría de los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño que se emplean en la actualidad, son esencialmente procedimientos basados en fuerzas, con la adición de una revisión de desplazamientos al final del proceso de diseño para asegurar que no se excedan niveles límites de desempeño bajo las demandas de diseño. En particular, los procedimientos de diseño basados en desplazamientos permiten que las estructuras se proyecten, de tal forma, que cuando se someten a las demandas de diseño respondan conforme a los desplazamientos objetivo especificados, los cuales corresponden a estados límite de daño aceptables, al mismo tiempo que se consideran las características especiales de ductilidad y amortiguamiento del sistema estructural.

En esta tesis se revisan los fundamentos de varios procedimientos basados en desplazamientos con atención especial a su aplicación a edificios de concreto reforzado en la ciudad de México. De acuerdo con esta revisión, se encontró que el procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos, propuesto por Priestley y otros. (2007), es el de mayor difusión y reconocimiento en el medio del diseño sísmico, por esta razón en este trabajo este procedimiento se explica con más detalle que los otros métodos estudiados.

Con objeto de valorar el esfuerzo requerido para el diseño de marcos de concreto reforzado mediante el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, en este trabajo se diseña una estructura de 17 niveles y se comparan los resultados del diseño con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso. Se observa que, con relación a los desplazamientos relativos de entrepiso, la estructura diseñada se comporta satisfactoriamente, lo que significa que las distorsiones actuantes, para el nivel de demanda, son menores que las permisibles. Sin embargo la estructura resulta sobre-diseñada, puesto que las distorsiones permisibles son mayores que las alcanzadas; además de que el método no es capaz de predecir en donde se presenta la distorsión máxima.

Como conclusiones de este trabajo se señalan algunas ventajas y desventajas del procedimiento de diseño basado en desplazamientos estudiado, así como los problemas que deberá afrontar un diseñador de la práctica si aplica esta metodología, tal como por ejemplo, la falta de información reglamentaria sobre las distorsiones permisibles asociadas a los diferentes niveles de desempeño, lo cual deja al diseñador la decisión de este parámetro, pudiéndose tener diseños que no garanticen un desempeño adecuado.

ABSTRACT

Most of the currently used procedures for the displacement based seismic design of structures are essentially forced based procedures with an added displacement check at the end of the design process to guarantee that the indexes defining the design performance level are not exceeded under the design demands. Some of the displacement based design procedures, however, allow the structures to be designed in such a way that when they are subjected to the design demands their performances are in accordance with the target design displacements corresponding to the accepted performance levels and that, at the same time, consider the special characteristics of ductility and damping of the structural system.

In this thesis the basis of diverse displacement based design procedures are reviewed with special attention to their application to reinforced concrete buildings located in Mexico City. In accordance with this revision it is found that the displacement based design procedure proposed by Priestley *et al.* (2007), is the most accepted and widely known in the seismic design practice and, it is because of this that the emphasis of the thesis is placed on this method above others.

To evaluate the effort involved in the displacement based seismic design of reinforced concrete buildings, in this thesis a 17 storey plane frame building is designed comparing the results of its design with those obtained from its non linear step by step analysis under the same seismic demand. From this comparison, it is observed that regarding the interstorey drifts the designed structure behaves satisfactorily, which mean that the produced drifts are smaller than the permissible, even though, the structure is over-designed, as the specified drifts are larger than those developed under design conditions and the method is not capable of predicting the location of the maximum storey drift.

As conclusions of this thesis some of the advantages and disadvantages of this displacement based seismic design method are pointed out. Additionally practical problems that the designer has to face in the application of this method such as the lack of code information on the permissible design drifts, leaving the designer with the decision of this parameter are discussed, stressing the fact that a wrong choice of displacements could lead to buildings with non adequate performance.

1. INTRODUCCIÓN

Los ingenieros dedicados al diseño sísmico de las estructuras han comprendido que los desplazamientos, y no las fuerzas, son el resultado principal del daño en los edificios sometidos a sismo. Sin embargo, la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico todavía usan procedimientos basados en fuerzas que en general conducen a desempeños no relacionadas con los observados cuando las estructuras se ven sometidas a las demandas sísmicas de diseño.

El costo económico asociado con el daño estructural causado por eventos sísmicos recientes tales como: México (1985) Northridge (1994), Kobe (1995), entre otros, ha sobrepasado todas las expectativas, lo que ha hecho evidente la necesidad de revisar y validar los procedimientos de diseño sísmico actuales y en su caso modificarlos para hacerlos más racionales y congruentes con el comportamiento sísmico de las estructuras. De esta necesidad es que se ha enfatizado el uso de una filosofía de diseño sísmico basada en desempeño; sin embargo, para que a los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas incorporen adecuadamente los criterios indicados anteriormente, se requiere de un esfuerzo en el proceso de diseño significativamente grande. Muchos de los procedimientos de diseño sísmico basados en el desempeño, que se usan actualmente, solamente presentan cambios pequeños a los vigentes. Es claro que éstos son procedimientos basados en fuerzas, con la adición de una revisión de los desplazamientos al final del proceso de diseño, intentando así evitar que se excedan niveles de desempeño permisibles bajo demandas de diseño, de modo que no se encararan de manera directa los criterios de desempeño en la etapa inicial del diseño.

Es muy deseable que un procedimiento para diseñar una estructura permita garantizar desempeño bajo una intensidad sísmica dada correspondiente al estado límite de diseño. Esto conduciría esencialmente a estructuras de peligro uniforme, lo cual es filosóficamente compatible con la intensidad sísmica de peligro uniforme incorporada en la mayoría de los reglamentos. El diseño basado en fuerzas no intenta producir estructuras de peligro uniforme, sino que intenta mantener el desempeño de una estructura dada por debajo de un umbral aceptable. Por lo tanto, con base en lo anterior parece racional considerar un método de diseño sísmico en el cual los desplazamientos se consideren durante el proceso de diseño con la atención puesta en las deformaciones para de esta manera suministrar una estructura que cumpla los requerimientos de desempeño para los diversos estados límite considerados en su diseño.

Debido a estas consideraciones, se ha desarrollado un procedimiento de diseño sísmico alternativo conocido como el diseño basado en desplazamientos directos (Priestley (1992), Priestley y Calvi (1997), Priestley y Kowalsky (2000)), que intenta reconocer y solucionar las deficiencias en los enfoques actuales basados en fuerzas, en este método la estructura se caracteriza mediante un sistema simple de un solo grado de libertad (SGDL) con rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente asociadas al desplazamiento máximo. Este procedimiento es directamente aplicable al diseño de estructuras nuevas y en él solamente se necesitan análisis lineales estáticos. El proceso de diseño consiste en dos partes: la primera en la cual se obtiene la fuerza cortante basal para cada estado límite de desempeño, y la segunda en la cual esa fuerza se distribuye en la estructura y se calcula el refuerzo requerido.

Con objeto de determinar la facilidad para aplicar el método de diseño basado en desplazamientos directos a edificios de marcos de concreto reforzado, en esta tesis se presenta el detalle del diseño sísmico de un marco de concreto reforzado, parte de una estructura de 17 niveles típica de la práctica seguida en la ciudad de México. Con el fin de evaluar la validez y precisión de este procedimiento de diseño, se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso de la estructura diseñada y se comparan los resultados con los supuestos como de diseño.

En esta tesis se eligió este procedimiento de diseño en virtud de que hasta ahora es uno de los más desarrollados y difundidos en la práctica del diseño sísmico por desplazamientos. Sin embargo, en este trabajo se encontró que éste aún presenta dificultades, requiriéndose seguir investigando los puntos del procedimiento que a juicio del autor requieren revisarse. Sin embargo, a pesar de estas limitaciones se hace evidente que el diseño basado en desplazamientos, con el que se persigue garantizar el desempeño real de una estructura es un enfoque válido de diseño que pronto, una vez mejorado, encontrará un lugar en los reglamentos de construcción más avanzados.

2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

De acuerdo con el procedimiento actual de diseño basado en fuerzas, la práctica en el diseño sísmico es que para un espectro de respuesta de aceleración elástica de diseño y para una estimación del periodo estructural, la aceleración de respuesta elástica es determinada. Entonces esta se reduce mediante un factor de fuerzas para obtener una aceleración de diseño modificada. Usando la aceleración de diseño reducida, se determina la fuerza de diseño basándose en la segunda ley de Newton. Se hace una revisión de desplazamientos después de que los miembros estructurales satisfagan el requerimiento de fuerzas.

2.1. Capacidad de ductilidad de desplazamiento y factor de reducción de fuerzas

El enfoque basado en fuerzas para el diseño de estructuras sismo resistentes esbozado en la mayoría de los reglamentos de construcciones implica la aplicación de un factor que reduce las fuerzas, que ocurrirían si los edificios permanecen elásticos durante el sismo de diseño, a niveles más bajos, basándose en la ductilidad inherente de los elementos estructurales del edificio. Se supone que la ductilidad, o sea la capacidad de los elementos para deformarse después de la fluencia sin rotura, permite a los edificios resistir la diferencia entre las fuerzas reducidas que se usan para el diseño y los efectos reales del sismo a nivel de diseño.

En la década de los 60s y de los 70s se reconoció la importancia de la respuesta estructural inelástica a los sismos grandes. Los investigadores se involucraron cada vez más en los intentos para cuantificar la capacidad de deformación inelástica de los componentes estructurales. Comúnmente, esto se expresaba en términos de la capacidad de ductilidad de desplazamiento, μ_{Δ} , que se escogió como un indicador útil debido a su relación aparente con el factor de reducción de fuerzas, R , que normalmente se usa para reducir el cortante basal elástico, con lo que se reduce la resistencia para que el sistema estructural incurra en el rango inelástico. Como se ve en la figura-1, la aproximación de iguales desplazamientos de la respuesta sísmica implica que:

$$\mu_{\Delta} = R \quad (1)$$

Ha habido problemas múltiples con este enfoque. Ya que desde hace mucho se ha visto que la aproximación de iguales desplazamientos es inapropiada para estructuras con periodos muy cortos, tanto como muy largos, y es de validez dudosa para estructuras de periodos medios cuando el carácter histerético del sistema inelástico se aparta significativamente del sistema elastoplástico. Aun más, ha habido dificultad en alcanzar un consenso acerca de la definición apropiada de fluencia y de los desplazamientos últimos.

El uso del factor de reducción de capacidad supone que los edificios construidos con sistemas resistentes a fuerzas laterales similares poseen la misma ductilidad. Es claro que éste no es el caso, ya que la ductilidad depende de otros factores, tales como: las resistencias de los materiales, la geometría, la carga axial y el porcentaje de refuerzo. Por lo tanto, el uso de un solo factor de reducción de fuerza para una amplia clase de edificios es inapropiado ya que cada edificio posee numerosas características diferentes, cada una de las cuales puede tener un efecto significativo sobre la ductilidad total. Los requerimientos de la cimentación también pueden afectar considerablemente a la capacidad de ductilidad de desplazamientos.

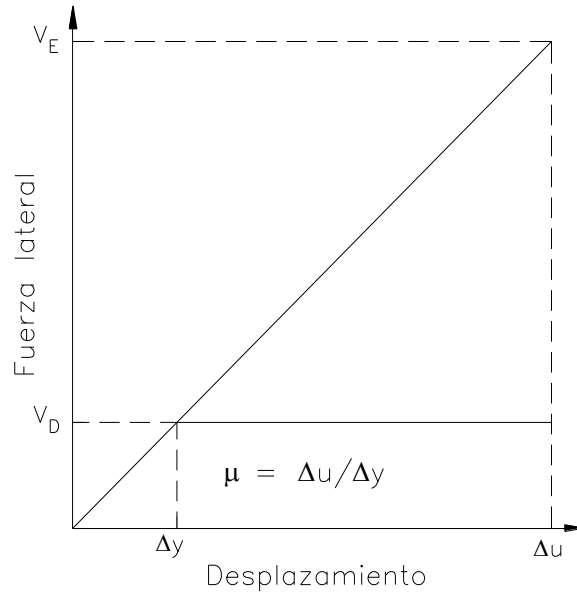


Fig. 1 Aproximación de iguales desplazamientos curva fuerza-desplazamiento

Marcos estructurales con vigas flexibles: La filosofía actual del diseño sísmico requiere la selección de elementos estructurales en los cuales puedan formarse articulaciones plásticas, y sean identificados los elementos que deben protegerse de la acción inelástica (diseño por capacidad). Se mostrará que la flexibilidad elástica de los miembros protegidos por capacidad influye en la ductilidad de desplazamiento de la estructura, y por tanto podría esperarse que influya en la selección del factor de reducción de fuerza en el diseño basado en fuerzas.

Considere el marco de portal simple ilustrado en la figura-2. Por simplicidad, suponemos que las bases de las columnas están conectadas a las zapatas mediante conexiones con pasadores, y entonces no pueden desarrollarse momentos en la base. Si el marco estructural de la figura-2 fuera representativo de una sección de un marco estructural, la filosofía de diseño requeriría que se formaran articulaciones plásticas solamente en la viga, y que la columna permaneciera elástica. Si el marco fuera representativo de un arco de puente que soporta a una superestructura, se desarrollan articulaciones en la parte superior de las columnas, y se requiere que la viga de la superestructura permanezca elástica. En el argumento que sigue, suponemos que es aplicable esta última alternativa (puente), aunque se llega a conclusiones idénticas si se supone que se desarrollan articulaciones en la viga.

Considere primero el caso donde la viga cabecera se supone como rígida. El desplazamiento de fluencia bajo las fuerzas laterales F es entonces $\Delta_y = \Delta_c$, resultando únicamente de la flexibilidad de la columna. Todo desplazamiento plástico se origina en las secciones de la columna con articulaciones plásticas, ya que la filosofía de diseño requiere que la viga cabecera permanezca elástica.

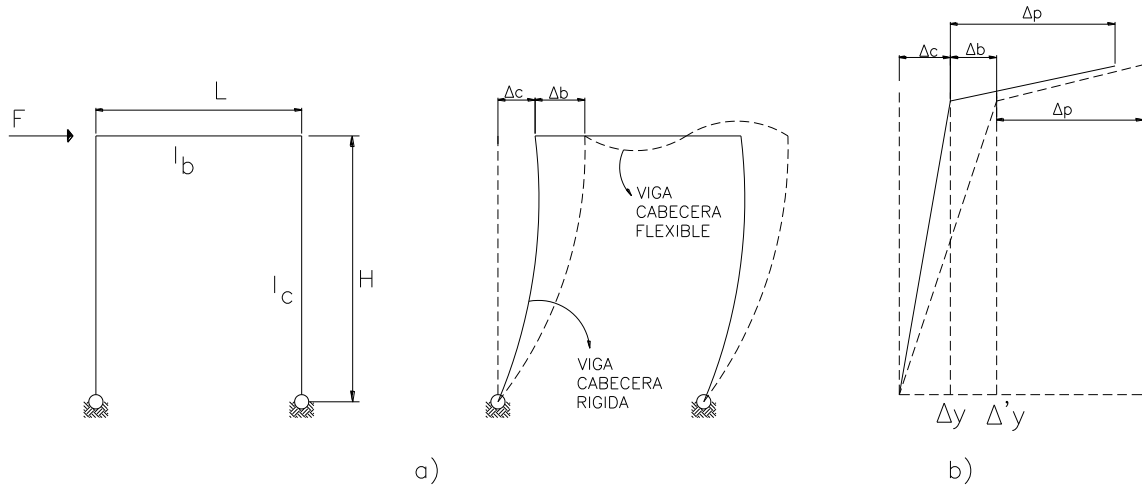


Fig. 2 Influencia de elemento estructural flexible en el desplazamiento de un marco portante

Con un desplazamiento plástico de Δ_p que corresponde a la capacidad de rotación de las articulaciones de la columna, la ductilidad del desplazamiento de la estructura es:

$$\mu_{\Delta r} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c} \quad (2)$$

donde, el subíndice *r* se refiere al caso de una viga cabecera rígida.

La flexibilidad de la viga cabecera incrementará al desplazamiento de fluencia a $\Delta_y = \Delta_c + \Delta_b$, donde Δ_b es el desplazamiento lateral adicional debido a la flexibilidad de la viga cabecera, figura-2b, pero no redundará en un desplazamiento plástico adicional, ya que éste todavía está suministrado solamente por la rotación de la articulación en la columna. Para dimensiones del arco $H \times L$, como se muestra en la figura-2a, y momentos de inercia de sección agrietada para viga y columnas de I_b e I_c , respectivamente, el desplazamiento de fluencia es ahora:

$$\Delta_p = \Delta_c + \Delta_b = \Delta_c \left(1 + \frac{0.50 I_c L}{I_b H} \right) \quad (3)$$

y la capacidad de ductilidad de desplazamiento estructural se reduce a:

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c + \Delta_b} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c \left(1 + \frac{0.50 I_c L}{I_b H} \right)} \quad (4)$$

donde, el subíndice *f* se refiere al caso con viga cabecera flexible. Entonces:

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\mu_{\Delta r} - 1}{1 + \frac{0.50 I_c L}{I_b H}} \quad (5)$$

Establezcamos el caso en el que $L = 2H$, $I_b = I_c$, y $\mu_{\Delta r} = 5$. De la ecuación 5 se encuentra que la capacidad de ductilidad de desplazamiento se reduce a $\mu_{\Delta f} = 3$. Nuevamente, parecería no apropiado usar la misma reducción de fuerza para los dos casos. Aunque se ha recomendado la consideración de este efecto, no se incluye en ningún código de diseño, y rara vez se adopta en la práctica del diseño basado en fuerzas.

Es obvio que serán aplicables conclusiones similares a los edificios reticulares, donde la flexibilidad elástica de las columnas reducirá la capacidad de ductilidad de desplazamiento del edificio en comparación con aquella basada solamente en la capacidad de ductilidad de la viga.

El uso de factores característicos de reducción de fuerzas o de ductilidad para los resultados de diseño conduce a un peligro no uniforme, ya que la ductilidad es un indicador pobre del potencial de daño. Así, dos edificios diferentes diseñados con el mismo reglamento y con los mismos factores de reducción de fuerzas o de ductilidad pueden experimentar diferentes niveles de daño para un sismo dado. Esto parece filosóficamente incompatible con el uso de espectros de diseño de peligro uniforme.

El factor de modificación de fuerzas, R , intenta ser un medio simple para llegar a un diseño inelástico. Los reglamentos sísmicos especifican valores para el factor, R , que dependen del material de construcción y del tipo de sistema estructural que se use. Sin embargo, estos valores resultan ser arbitrarios, son difíciles de justificar, y no parece que hayan sido establecidos consistentemente por información experimental o analítica.

2.2. ¿Cómo diseñar de acuerdo con los desplazamientos o las fuerzas?

Los avances sobre el conocimiento del comportamiento estructural, y las tendencias de la ingeniería estructural hacia el diseño basado en el desempeño, son los factores más importantes que hacen inadecuado el enfoque de diseño basado en fuerzas. Generalmente, se acepta que el daño está relacionado con la deformación unitaria (para los componentes estructurales), o relacionado con la distorsión de entrepiso (para los componentes no estructurales). No hay una relación clara entre la resistencia y el daño. Con objeto de determinar el desempeño de los edificios y de los componentes estructurales con exactitud, los ingenieros necesitan calcular los parámetros de respuesta basados en la deformación, tales como la distorsión de entrepiso, la rotación y la deformación unitaria para diferentes niveles de intensidad de movimiento del suelo.

En los enfoques de diseño basados en fuerzas, los desplazamientos se tratan de una manera un tanto superficial y se revisan solamente al final del proceso de diseño. Parece ser que no hay preocupación acerca de los desplazamientos inelásticos implicados: tanto los elementos estructurales como los no estructurales pueden considerarse no satisfactorios si se deforman excesivamente bajo sismos asociados con el estado límite de servicio. Para los estados límite último, es posible que las deformaciones contribuyan a la inestabilidad de la estructura implicando que la estructura sea parcialmente o completamente no funcional o que ya no tiene reparación. Estos estados límite están gobernados por las deformaciones. Aun más, puede ser más fácil definir la falla de un elemento estructural como un límite sobre la deformación más bien que un límite sobre la fuerza.

El diseño reglamentario típico calcula las fuerzas modificadas para un espectro de diseño y no puede determinar correctamente los desplazamientos y las deformaciones correspondientes. Es claro por lo tanto que se requieren nuevas metodologías de diseño sísmico para remplazar a los procedimientos actuales del reglamento, que se basan en fuerzas ficticias.

2.3. Condiciones Iniciales, rigidez y desplazamiento a la fluencia

El diseño basado en fuerzas requiere la postulación de la rigidez inicial de los miembros estructurales; algunos códigos obtienen el periodo usando fórmulas simplificadas y obsoletas basadas en la altura del edificio. Esto implica que la rigidez estructural es independiente de la resistencia para una dimensión bruta dada del elemento estructural, y que el desplazamiento de fluencia, o curvatura de fluencia es directamente proporcional a la resistencia, como se muestra en la figura-3a. Análisis detallados y evidencia experimental muestran que esta hipótesis no es válida, ya que la rigidez es en esencia directamente proporcional a la resistencia, y el desplazamiento o curvatura de fluencia es sensiblemente independiente de la resistencia, como se muestra en la figura-3b (Priestley y otros, 2007).

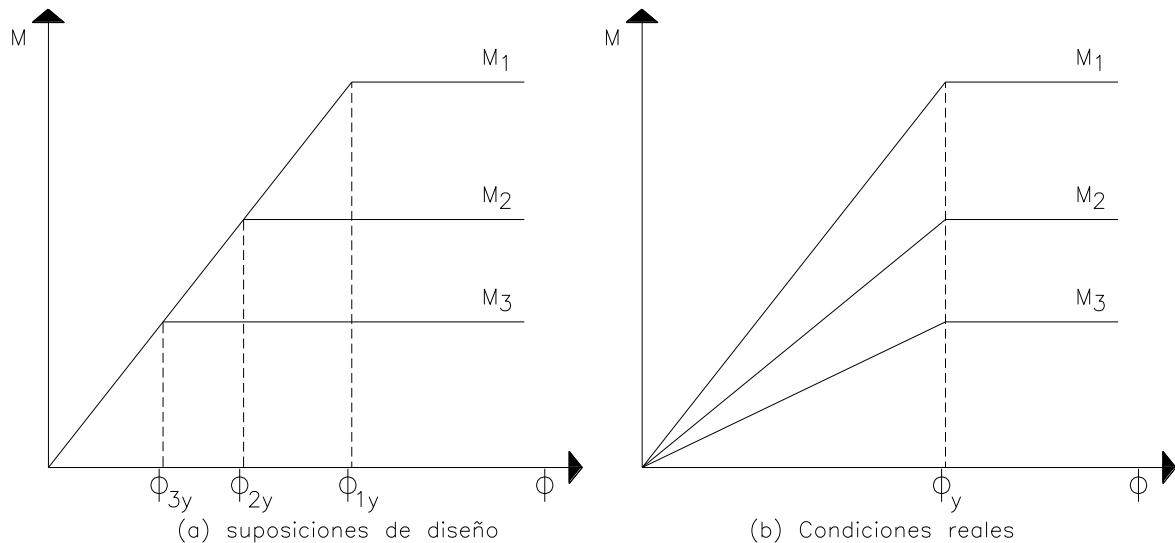


Fig. 3 Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura

Se ha encontrado que es posible expresar a la curvatura de fluencia de diferentes miembros estructurales de concreto reforzado con las siguientes relaciones adimensionales (Priestley y Kowalsky, 1998; Priestley, 1998(b))

Elemento estructural	Curvaturas de fluencia (ϕ_y)
Columna circular	$\phi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D}$ (6a)
Columna rectangular	$\phi_y = \frac{2.10\varepsilon_y}{h_c}$ (6b)
Muros rectangulares de concreto	$\phi_y = \frac{2.00\varepsilon_y}{l_w}$ (6c)
Vigas sección T	$\phi_y = \frac{1.70\varepsilon_y}{h_b}$ (6d)
Muros sección I de concreto	$\phi_y = \frac{1.50\varepsilon_y}{l_w}$ (6e)
Muros rectangulares de mampostería	$\phi_y = \frac{2.10\varepsilon_y}{l_w}$ (6f)

Tabla-1 Resumen de curvaturas de fluencia para diferentes elementos estructurales

donde h_b , D , h_c y l_w son en las secciones de los elementos estructurales, el peralte de la viga, el diámetro de la columna, el peralte de la columna y la longitud del muro, y $\varepsilon_y = f_y/E_s$ es la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal de la sección.

Se ha demostrado (Priestley, 1998(b)) que la distorsión de fluencia del piso θ_y de los marcos de concreto reforzado podría expresarse mediante la siguiente expresión:

$$\theta_y = 0.50\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (7)$$

donde, l_b es la longitud del claro de la viga. La calibración de la ecuación 7 contra resultados experimentales de más de 40 especímenes de vigas–columnas mostró una dispersión pequeña.

Debido a estos hallazgos, no es posible imaginar un análisis exacto ya sea del periodo estructural ni de la distribución elástica de la resistencia requerida en la estructura, hasta que se hayan definido las resistencias de los elementos estructurales. Como estos aspectos son la base fundamental para el diseño basado en fuerzas, la implicación es que debe desarrollarse una iteración sucesiva antes de obtener una caracterización elástica adecuada de la estructura.

Adicionalmente, como no se conoce el periodo de la estructura que va a diseñarse, se requiere una estimación del periodo fundamental, T_c , para iniciar el proceso de diseño. Los reglamentos sísmicos usan expresiones empíricas para el periodo basándose en una descripción general del sistema estructural y su geometría. Estos periodos estimados, particularmente en el Eurocodigo-8, son intencionalmente menores que los reales, obtenidos de mediciones de la estructura, para dar un diseño conservador.

3. INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO

El diseño sísmico se ha modificado radicalmente en los últimos años, al cambiar su filosofía de *resistencia a desempeño*. Hace más de 70 años, se iniciaron los primeros cálculos para obtener la resistencia sísmica de los sistemas estructurales en diferentes reglamentos de construcción. Por mucho tiempo se consideró que el desempeño de las estructuras se satisfacía con los requerimientos de resistencia. Sin embargo, en los últimos 30 años se ha observado que al aumentar la resistencia no necesariamente se mejora la seguridad, ni se reduce el daño.

El desarrollo de los principios del diseño por capacidad, en Nueva Zelanda en la década de los 70s (Park y Paulay, 1976), mostró que la distribución de la resistencia en un edificio es más importante que el valor de la fuerza cortante basal de diseño. Se reconoció que un edificio reticular se comportaría mejor bajo acciones sísmicas si se garantiza que las articulaciones plásticas ocurran en las vigas en lugar de las columnas; y que el comportamiento de los elementos estructurales sea dominado por flexión. Esto puede identificarse como el primer intento de la ingeniería sísmica basada en desempeño (ISBD) en garantizar los resultados, ya que se controla el comportamiento del edificio en el proceso de diseño. Aunque la ISBD es un enfoque relativamente nuevo del diseño sísmico resistente, se ha desarrollado suficientemente hasta el punto donde sus conceptos están bien establecidos.

El objetivo principal de la ISBD es diseñar un sistema estructural para sustentar un nivel predefinido de daño bajo un nivel predefinido de intensidad sísmica. Este enfoque de diseño contrasta con los enfoques de diseño actuales, puesto que en lugar de basarse en formulaciones prescritas de reglamento, es un intento para diseñar edificios con un desempeño sísmico dado un objetivo de desempeño definido. En este caso, la ingeniería es más que un cálculo, incluye el desarrollo real de un sistema desde la concepción, pasando por la proyección y el diseño, el control de calidad en la construcción y el mantenimiento

(Visión 2000, SEAOC 1995).

3.1. Ventajas de la ingeniería sísmica basada en desempeño

Los eventos sísmicos recientes enfatizan la necesidad del diseño sísmico basado en el desempeño. Se ha observado, que incluso sismos de magnitud moderada tales como Northridge (1994), Kobe (1995), entre otros, conducen a grandes pérdidas directas e indirectas (de cientos de billones de dólares). El costo económico asociado con el daño estructural causado por estos sismos, excedió las expectativas de la administración pública. La pérdida de la funcionalidad de los puentes vitales afectó las operaciones de emergencia y causó demoras considerables en el tráfico durante los meses subsecuentes.

La ISBD intenta ajustar el diseño para reducir estas pérdidas y permitir al ingeniero abordar directamente la funcionalidad en el diseño y reducir las pérdidas en eventos futuros. Aun más, los ingenieros pueden fijarse objetivos de comportamiento más altos para cumplir las necesidades de obras más selectivas tales como hospitales, instalaciones de alta tecnología, centrales nucleares, escuelas, etc. Aun cuando el nivel de protección suministrado por los reglamentos de construcción puede ser apropiado para los edificios en general, es claro que algunos edificios deberán proveerse con niveles más altos de protección contra un rango más amplio de riesgos.

Desafortunadamente, la naturaleza prescriptiva del reglamento de construcción provee a los diseñadores poca información acerca de cómo pueden diseñar con efectividad para lograr un comportamiento mejor, o abordar otros riesgos.

El diseño basado en desempeño tiene el potencial de mejorar los costos al usar en forma eficiente los diferentes tipos de materiales. Los procedimientos de diseño que especifican los requisitos prescriptivos, sin una clara relación con las demandas estructurales, deben ser conservadores para asegurar que solo un pequeño número de diseños resultantes conlleven a desempeños no aceptables. Los procedimientos basados en el comportamiento, que relacionan los requisitos de diseño directamente con las demandas y el desempeño objetivo, pueden reducir la dispersión en los desempeños resultantes. Con una dispersión reducida, el diseño no tiene que ser tan conservador.

Estos métodos avanzados de diseño y evaluación sísmica buscan mejorar las herramientas disponibles para obtener información realista que permita tomar las decisiones adecuadas en función al peligro sísmico al que estará sujeta la estructura y los objetivos de desempeño; en las fases de diseño se debe involucrar al propietario de la estructura a fin de valorar los riesgos asumidos con el diseño y sus costos asociados a estos. Dichos métodos deben de ser racionales, transparentes, y de fácil implementación en la práctica del diseño; de tal manera que los diseños resultantes sean comprensibles para los ingenieros, propietarios y funcionarios con capacidad de decisión. Algunos procedimientos basados en el comportamiento proporcionan descripciones de diferentes estados de desempeño para ayudar a los inversionistas a tomar las decisiones apropiadas en relación con los niveles y los objetivos de comportamiento.

3.2. Demanda sísmica y objetivos de desempeño

La mayoría de los reglamentos actuales definen un solo objetivo de desempeño asociado a una sola demanda sísmica (por ejemplo, sismos fuertes con una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años) con un nivel individual de comportamiento (frecuentemente seguridad de vida). Estos reglamentos usan métodos indirectos para obtener la resistencia y el cortante basal de diseño mediante análisis elástico lineal. Los objetivos de comportamiento que no son los de seguridad de vida no se evalúan explícitamente. La ISBD puede especificar el comportamiento para un rango de niveles de riesgo. El comportamiento puede definirse en términos de los parámetros de componentes estructurales (por ejemplo, desprendimiento del recubrimiento), parámetros estructurales (por ejemplo, la estabilidad), o la funcionalidad.

Los estados límite de ingeniería se usan para cuantificar cada aspecto del comportamiento. Un objetivo de desempeño tiene un nivel de riesgo individual con un nivel de desempeño también individual.

Cada diseño requiere la determinación de niveles apropiados de desempeño. Algunos niveles de desempeño considerados en el diseño sísmico de edificios pueden ser la operatividad completa, la ocupación inmediata, el control de daño, la seguridad de vida y la estabilidad estructural. El comportamiento y su relación con el riesgo pueden visualizarse rápidamente, lo que ayuda a tomar decisiones acerca de los niveles apropiados de diseño. En la figura 4, se ilustra el daño estructural, y a medida que la demanda sísmica se incrementa, se pueden definir diferentes condiciones de desempeño.

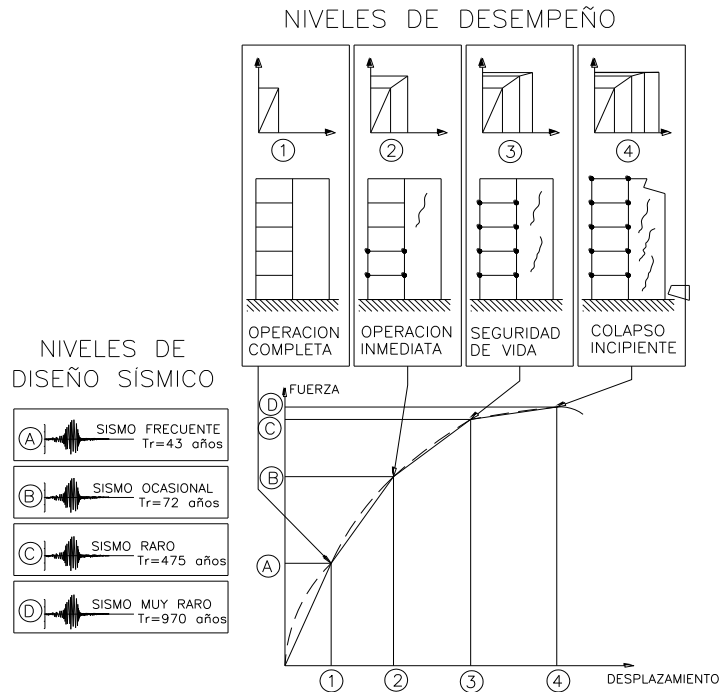


Fig. 4 Objetivos de diseño sísmico para una estructura de uso estándar

3.3. Disposiciones en ingeniería sísmica basada en desempeño

En los Estados Unidos, la comunidad de ingeniería estructural está en el proceso de desarrollar una nueva generación de procedimientos de diseño y rehabilitación que incorporarán conceptos de ingeniería basados en el desempeño. Los ejemplos más prominentes son Visión 2000, ATC-40, FEMA-273/356 y FEMA-440 (englobando este último a los dos anteriores)

En el enfoque FEMA 273/356, los objetivos de rehabilitación se definen en términos de niveles específicos de comportamiento para niveles de movimiento fuerte del terreno que tengan una probabilidad específica de ser excedidos en un periodo de tiempo establecido. Este enfoque establece un objetivo de seguridad básico, que es la seguridad de vida para un 10% en un nivel de excedencia de 50 años (periodo de retorno de 475 años) y el colapso un 2 % en un nivel de 50 años (periodo de retorno de 2500 años).

En la versión Visión 2000 (SEAOC 1995) de la ISBD, se establece una matriz de objetivos de desempeño para varias intensidades sísmicas. En esta matriz se observa que las estructuras de diferente nivel de importancia tienen diferentes objetivos de desempeño (figura-5)

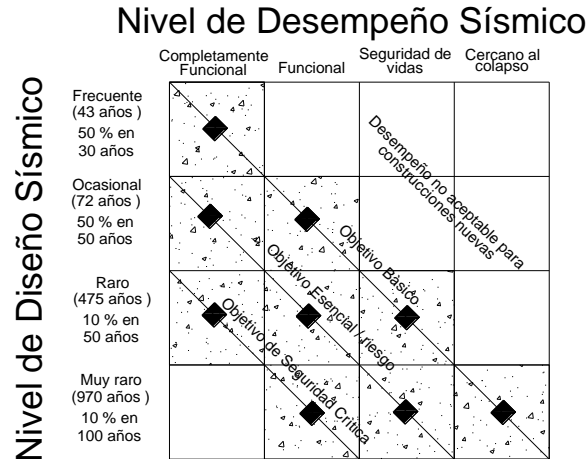


Fig. 5 Objetivos de desempeño (adaptada de Visión 2000, SEAOC 1995)

Los procedimientos de evaluación sísmica y de rehabilitación de edificios de concreto reforzado contenidos en el ATC-40 (1996) son otro ejemplo de la ISBD. Aunque los procedimientos recomendados en ese documento son para edificios de concreto reforzado, son aplicables a otros tipos de edificios. Este documento provee una guía práctica para la evaluación completa y el proceso de rehabilitación usando objetivos basados en el desempeño.

3.4. Alcances y futuras Investigaciones

Las mejoras continuas en el conocimiento científico han hecho posible la ISBD, sin embargo, no se debe perder de vista que aún se tienen procedimientos de diseño simplificados y limitados, que no se tiene un conocimiento completo de las cargas que actuarán sobre la estructura, que no es fácil garantizar el control de calidad durante el proceso de construcción y que el mantenimiento puede ser inadecuado; por lo tanto, se debe tener cuidado con los alcances del diseño por desempeño mientras no sea posible predecir todas las demandas y capacidades sísmicas importantes con suficiente confianza, aun en un formato probabilístico, de modo que el ingeniero no está garantizando un nivel de desempeño particular.

Los enfoques actuales que usan los ingenieros en la práctica del diseño estructural consideran que una vez que una viga o columna individual alcanza algún estado de daño, todo el sistema completo ha alcanzado ese estado de desempeño. Generalmente, este es un enfoque demasiado conservador. La investigación en proceso, en el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, está desarrollando enfoques a nivel de sistema, para redefinir el comportamiento en términos de variables de decisión, no de niveles de desempeño, que sean de importancia para los propietarios y que pueden calcularse agregando (o sumando) los efectos del daño para toda la estructura. La métrica de comportamiento en el nuevo sistema incluye las tasas de decesos, el tiempo muerto y las pérdidas monetarias.

Debido a los avances recientes en la evaluación del riesgo sísmico, las metodologías de ISBD, las metodologías experimentales, y las aplicaciones de cómputo a la ISBD se han hecho cada vez más atractivas para los desarrolladores e ingenieros de edificios en las regiones sísmicas. Es seguro decir que en solo en unos cuantos años se convertirá en el método estándar para el análisis y diseño de estructuras sismo resistentes.

4. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DIRECTOS

Para incorporar el diseño sísmico basado en fuerzas a los criterios basados en desempeño, se requiere un esfuerzo de diseño incremental de las características elásticas iniciales. Aumentar el esfuerzo computacional de diseño y realizar análisis elásticos en tres dimensiones no garantiza una mejor caracterización de la respuesta estructural que las representaciones simplificadas para sistema de SGDL, a menos que la respuesta estructural sea esencialmente elástica.

Debido a estas consideraciones, se ha desarrollado un procedimiento de diseño alternativo conocido como *diseño directo basado en desplazamientos* (Priestley, 1992, Priestley y Calvi, 1997 y Priestley y otros, 2007), que intenta corregir las deficiencias de los enfoques actuales basados en fuerzas, y caracterizar el comportamiento de una estructura mediante un sistema de SGDL para una respuesta de desplazamiento pico.

4.1. Ventajas del diseño directo basado en desplazamientos sobre el diseño basado en Fuerzas.

Es deseable un enfoque de diseño que intente obtener estructuras que alcancen un estado límite, más que estar limitadas por él. Esto resultaría esencialmente en estructuras de peligro uniforme, lo cual es filosóficamente compatible con la demanda sísmica de riesgo uniforme incorporada en la mayoría de los reglamentos.

El diseño basado en fuerzas no intenta producir estructuras de peligro uniforme, sino intenta mantener el riesgo para una estructura por debajo de un umbral aceptable, aunque no esté definido. Puede mostrarse que el riesgo, en términos de la probabilidad anual de un nivel dado de daño, para estructuras diseñadas con criterios basados en fuerzas, puede variar de estructura a estructura. Por lo tanto, parece racional examinar un método de diseño sísmico en el cual los desplazamientos se consideren al inicio, con la atención puesta en las deformaciones para suministrar una estructura que cumpla los requerimientos para diferentes estados límite.

Podría aplicarse un estado límite de servicio a las deformaciones bajo sismos moderados que ocurran con relativa frecuencia en la vida de la estructura (al imponer límites de distorsión de manera que el daño no estructural esté limitado o no ocurra). Para evitar el colapso en una estructura se debe controlar la demanda de ductilidad sobre los elementos estructurales y la deformación total de la estructura. Se sugiere que puede lograrse con un método de diseño basado en desplazamientos en vez de uno basado en fuerzas.

Kowalsky y otros (1994) desarrollaron un procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos para pilas de puentes con sistemas SGDL. De este método puede obtenerse la ductilidad, el desplazamiento último, el desplazamiento de fluencia y el momento de fluencia de la estructura diseñada.

En el procedimiento de diseño basado en desplazamientos (DBD), el ingeniero desarrolla el diseño sísmico estableciendo un desplazamiento objetivo; la resistencia y la rigidez no son las variables de diseño sino los resultados finales. Esto es esencialmente diferente de los procedimientos de diseño basados en fuerzas y tiene numerosas ventajas:

- El factor de reducción de fuerza lateral sísmica, R ó Q' ; que se usa en el método de diseño basado en fuerzas, no se necesita.
- Las ecuaciones empíricas para estimar el periodo fundamental de la estructura para el diseño preliminar del sistema resistente de cargas laterales no se requieren.
- La resistencia y la rigidez del sistema se eligen para satisfacer los criterios de deformación deseados.
- Aborda directamente la naturaleza inelástica de una estructura durante un sismo.

El *daño estructural* y *no estructural* experimentado durante un sismo, se debe principalmente a los desplazamientos laterales. Por lo tanto, el procedimiento de diseño basado en desplazamientos suministra un índice confiable del nivel de daño. Los desplazamientos juegan un papel preponderante en el diseño preliminar, lo que conduce a un buen control de los desplazamientos para el proceso de diseño completo. Se seleccionan criterios de desplazamiento objetivo para el nivel de servicio y para los estados límite últimos y así se alcanza directamente el control de daños.

4.2. Diferencias entre los procedimientos existentes basados en desempeño y el diseño directo basado en desplazamientos

Aunque hubo un amplio acuerdo de que el análisis inelástico en la historia del tiempo tenía el mayor potencial para obtener el comportamiento “exacto” de las estructuras, también había un acuerdo en que el método todavía no estaba suficientemente maduro para usarse por la profesión general de diseño. Por tanto, gran parte del énfasis era en enfoques de diseño basados en análisis simplificados.

Estos procedimientos promueven cambios menores a los enfoques de diseño existentes, y no avanzan más allá de procedimientos que han sido incorporados al reglamento de diseño de Nueva Zelanda. Se argumenta que éstos todavía son procedimientos basados en fuerzas, con la adición de una revisión del desplazamiento para asegurar que se alcanzan niveles aceptables de comportamiento. Se enfatiza que es un enfoque de diseño aceptable y conduce a estructuras seguras; sin embargo no aborda en forma directa los criterios de comportamiento en la etapa inicial de diseño. También hay algunos problemas conceptuales y filosóficos asociados al diseño basado en fuerzas/revisión de desplazamientos como se mencionó anteriormente. Los procedimientos existentes basados en desempeño (FEMA, 2000 y ATC, 1976) se basan en análisis no lineales, que se tratan de realizar de una manera sencilla analizando la estructura y determinando si los parámetros seleccionados satisfacen los criterios para los niveles escogidos de comportamiento.

El diseñador que intente desarrollar un nuevo diseño con frecuencia se ve apabullado con la tarea de desarrollar un gran número de diseños preliminares, iterando para definir una estructura eficiente. Hasta cierto punto, esto explica la persistencia de los procedimientos tradicionales de diseño basados en fuerzas en los reglamentos de diseño, aun cuando los procedimientos de diseño basados en desempeño están en boga por el uso de análisis no lineales.

4.3. Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos

En años recientes, se han propuesto numerosos métodos basados en desplazamientos. Algunos de éstos pueden considerarse como “métodos verdaderos basados en desplazamientos” (métodos basados en desplazamientos directos), mientras que los otros son todavía métodos basados en fuerzas/revisión de desplazamientos, aunque se les llama basados en desplazamientos. Los más conocidos son:

- Diseño basado en desplazamientos directos por Priestley M.J.M,
- Diseño basado en desplazamientos de estructuras de concreto reforzado sujetas a sismos por Moehle J.P.
- Un enfoque basado en desplazamientos para el diseño sísmico de puentes continuos de concreto por Kowalsky M.J.
- Diseño basado en desplazamiento directo usando un espectro inelástico de diseño por Goel R.K. y Chopra A.K.
- Diseño basado en desplazamientos de muros estructurales de concreto reforzado, por Wallace J.W.
- Diseño basado en desplazamientos usando espectros de punto de fluencia por Aschheim M.A. y Black E.F. y otros.

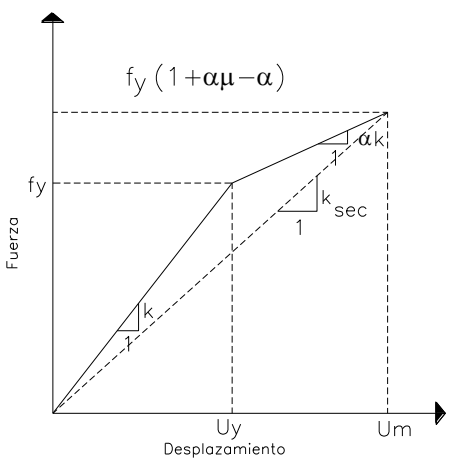
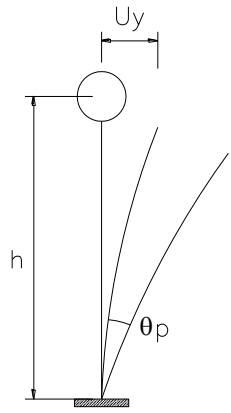
Aún cuando cada uno de éstos y muchos otros merecen atención, sólo aquellos que representan el inicio de la filosofía basada en desplazamientos, y aquellos que pueden aplicarse a estructuras de edificios de concreto reforzado se estudiarán a fondo.

4.3.1 Diseño sísmico basado en desplazamientos directos empleando espectros de diseño elástico e inelástico. Método de Goel y Chopra.

Este procedimiento se basa en el procedimiento de Priestley (2000) y emplea espectros elásticos e inelástico de desplazamientos para el diseño de estructuras. Lo significativo de este método es que la rigidez y el amortiguamiento de la estructura están caracterizados por propiedades secantes y equivalentes a respuesta máxima en lugar de propiedades elásticas iniciales. El método está integrado por varios pasos de cálculo, uno de estos es la estimación de la deformación sísmica de un sistema inelástico de un SGDL con relación bilineal de fuerza-desplazamiento que representa el primer modo de vibrar del sistema de múltiples grados de libertad (figura 6a y 6b).

a) Diseño basado en desplazamiento empleando un espectro de diseño elástico

En un sistema inelástico de un grado de libertad, con relación bilineal fuerza-deformación en carga inicial (figura-6b), la rigidez de la rama elástica es k y de la rama de posfluencia es αk . La resistencia y desplazamiento de fluencia son representados por f_y y u_y respectivamente, si el máximo pico de deformación del sistema inelástico es u_m el factor de ductilidad será $\mu = u_m/u_y$



(a) Idealización de un Sistema de un SGDL (b) Relación Bilineal Fuerza-Desplazamiento

Fig. 6 Representación gráfica empleada en el método de Chopra y Goel

Para el sistema bilineal de la figura 6b el periodo de vibración del sistema lineal equivalente con rigidez igual a k_{sec} (rigidez secante) es:

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \tag{8}$$

donde, T_n es el periodo de vibración del sistema dentro del rango elástico lineal $u \leq u_y$

La forma más común para definir el amortiguamiento viscoso equivalente es el que compara la energía disipada en un ciclo de vibración del sistema inelástico y de un sistema equivalente lineal. Basado en este concepto, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente es:

$$\xi_{his} = \frac{2(\mu-1)(1-\alpha)}{\pi\mu(1+\alpha\mu-\alpha)} \quad (9)$$

$$\xi_{eq} = \xi_o + \xi_{his} \quad (10)$$

donde, ξ_o es el amortiguamiento viscoso.

Las ecuaciones 8 y 9 se grafican en la figura 7 donde la variación de T_{eq}/T_n y ξ_{his} con μ se muestra para 4 valores de α para sistemas fluyendo ($\mu > 1$) $T_{eq} > T_n$ y $\xi_{his} > 0$

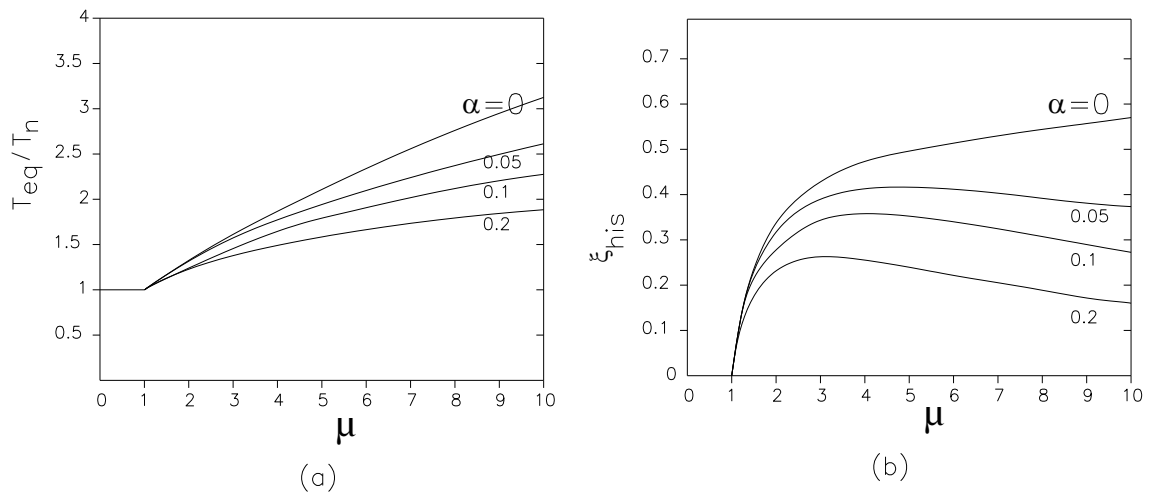


Fig.7 Curvas T_{eq}/T_n vs μ y ξ_{his} vs μ

Este procedimiento de diseño implementa el espectro de desplazamientos obtenido del espectro de diseño elástico propuesto con la metodología de Newmark y Hall (1982), mediante la relación entre la pseudo-aceleración, **A**, y la deformación espectral, **D**:

$$u_m = D = \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \quad (11)$$

La figura- 8 muestra un espectro elástico de desplazamientos en terreno firme para diferentes valores de la relación de amortiguamiento.

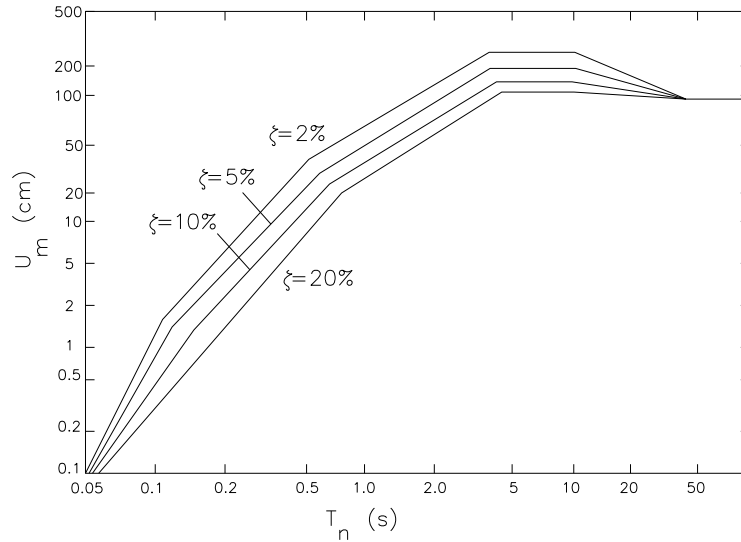


Fig. 8 Espectros elásticos de desplazamientos

El procedimiento consta de los siguientes pasos:

- 1.- Estimar la deformación de fluencia, u_y , para el sistema
- 2.- Determinar la rotación plástica, θ_p , aceptable de la articulación en la base
- 3.- Determinar el desplazamiento de diseño, u_m

$$u_m = u_y + h\theta_p \quad (12)$$

y ductilidad de diseño

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (13)$$

4.- Estimar el amortiguamiento equivalente, ξ_{eq} , para la ductilidad de diseño de las ecs. 8 y 10 (figura-7b)

5.- Entrar al espectro de deformación de diseño para sistemas elásticos. Conocidos u_m y ξ_{eq} y definir T_{eq} (figura-8) además de la rigidez secante.

$$K_{sec} = \frac{4\pi^2 m}{(T_{eq})^2} \quad (14)$$

donde, m es la masa del sistema.

6.- Determinar la resistencia de fluencia, f_y , de la figura 6b

$$f_y = \frac{K_{sec} u_m}{1 + \alpha\mu - \alpha} \quad (15)$$

7.- Estimar secciones y detallar elementos estructurales (reforzamiento en estructuras de concreto reforzado y conexiones en estructuras de acero). Para proveer f_y , calcular la rigidez elástica inicial k y $u_y=f_y/k$

8.- Repetir del paso 3 a 7 hasta obtener una solución satisfactoria

b) Diseño basado en desplazamientos empleando un espectro de diseño inelástico

A continuación se presenta un procedimiento de diseño basado en desplazamientos directos, que emplea un espectro de diseño de ductilidad constante para un sistema histerético elastoplástico. La pseudoaceleración, A_y , se relaciona con la resistencia de fluencia, f_y por:

$$f_y = \frac{A_y}{g} w \quad (16)$$

donde w es el peso del sistema.

El factor de reducción de la resistencia de fluencia está dado por:

$$R_y = \frac{f_a}{f_y} = \frac{A}{A_y} \quad (17)$$

Así,

$$f_a = \frac{A}{g} w \quad (18)$$

donde, f_a es la resistencia de fluencia mínima para que la estructura permanezca elástica durante el sismo; A es la pseudoaceleración ordinaria del espectro de diseño elástico de (T_n, ξ) .

Un espectro de diseño de ductilidad constante se establece al dividir el espectro de diseño elástico por un apropiado factor de ductilidad que depende de T_n . La deformación pico u_m de sistemas inelásticos está dada por:

$$u_m = \mu \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A_y = \mu \frac{1}{R_y} \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \quad (19)$$

El espectro de diseño de deformación inelástica y espectro de diseño de pseudoaceleración se determinan empleando la ecuación 16 (figura-9).

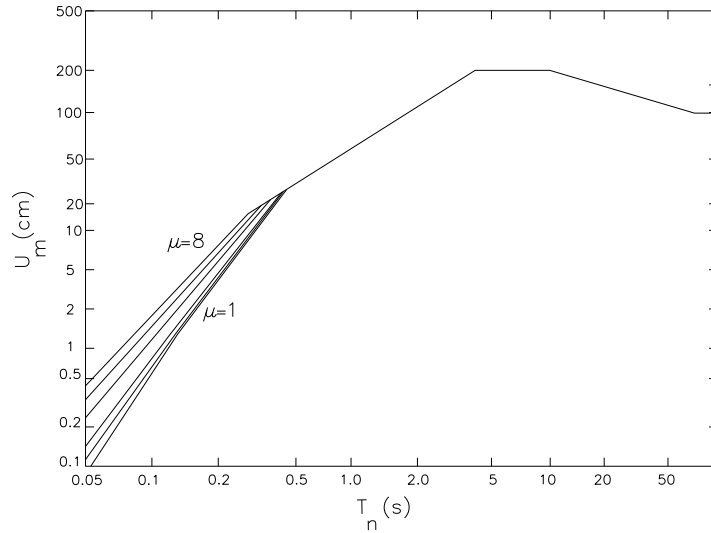


Fig. 9 Espectros inelásticos de desplazamientos

Los primeros 3 pasos de este procedimiento son idénticos que el previamente descrito. Los pasos 4 a 8 se reemplazan por los siguientes:

4.- De la figura 9, conocidos u_m , μ_m y μ leer T_n y determinar la rigidez inicial elástica

$$k = \frac{4\pi^2 m}{T_n^2} \quad (20)$$

5.- Determinar la resistencia de fluencia requerida

$$f_y = k u_y \quad (21)$$

6.- Estimar secciones y detallado de elementos estructurales (reforzamiento de estructuras de concreto reforzado y conexiones en estructuras de acero) para proveer la resistencia determinada por la ecuación 21. Para los resultados de diseño de la estructura calcular la rigidez elástica inicial y la deformación de fluencia:

$$u_y = \frac{f_y}{k} \quad (22)$$

7.- Repetir pasos hasta que se obtenga una solución satisfactoria

La implementación gráfica del paso 4 puede ser atractiva por su similitud con el procedimiento previo, sin embargo la característica gráfica no es esencial en el paso 4, ésta puede ser implementada numéricamente de la ecuación 21, donde R_y y μ se relacionan en la ecuación 23.

$$T_n = 2\pi \sqrt{\left(\frac{u_m R_y}{A \mu} \right)} \quad (23)$$

Para evaluar si el diseño es satisfactorio se calcula la demanda de deformación, demanda de rotación plástica y demanda de ductilidad impuesta por el sismo de diseño. Estas demandas se

determinan para un sistema con propiedades conocidas de rigidez elástica inicial, k , masa, m , y resistencia de fluencia, f_y , con el siguiente procedimiento:

- 1.- Calcular el periodo elástico inicial T_n
- 2.- Determinar la pseudoaceleración, A , del espectro elástico de diseño y la fuerza elástica de diseño

$$f_a = \frac{A}{g} w \quad (24)$$

- 3.- Calcular el factor de reducción de resistencia de fluencia $R_y = f_a/f_y$; donde f_a se calcula en el paso 2 y f_y es la resistencia de fluencia de diseño del sistema.

- 4.- Determinar la demanda de ductilidad empleando las relaciones $R_y - \mu - T_n$ (ecuación 25) (Chopra, 1995).

- 5.- Calcular u_m de la ecuación 19 y θ_p de ecuación 12 donde $u_y = f_y/k$ y f_y es la resistencia de fluencia del sistema

$$\begin{aligned} R_y &= 1 & T_n < T_a \\ R_y &= (2\mu - 1)^{\frac{\beta}{2}} & T_a < T_n < T_b \\ R_y &= \sqrt{2\mu - 1} & T_b < T_n < T_{c'} \\ R_y &= \frac{T_n}{T_c} \mu & T_{c'} < T_n < T_c \\ R_y &= \mu & T_n > T_c \end{aligned} \quad (25)$$

donde, $\beta = \ln(T_n/T_a)/\ln(T_b/T_a)$

T_a , T_b y T_c están definidos en el espectro elástico de diseño propuesto por Newmark-Hall y $T_{c'}$ Es el periodo donde las ramas de las constante- A y constante- V del espectro inelástico de diseño se intersectan (Chopra, 1995).

Queda demostrado que el procedimiento de diseño basado en desplazamientos directos:

- 1.- Provee desplazamiento estimados consistentes con los predichos por los conceptos bien establecidos del espectro de diseño inelástico.
- 2.- Produce un diseño estructural que satisface el criterio de diseño para rotación plástica aceptable.
- 3.- La deformación y factor de ductilidad estimados en el diseño de la estructura por este procedimiento son mucho menores que la deformación y demanda de ductilidad determinados por el análisis no lineal del sistema empleando espectros de diseño inelástico, además de que la demanda de rotación plástica de estructuras diseñadas por este procedimiento puede exceder el valor aceptable de la rotación plástica.

**4.3.2. Diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios.
Método de Yu Yuan Lin y otros.**

Este método se basa en el procedimiento de diseño basado en desplazamientos directos para sistemas de un grado de libertad desarrollado por Kowalsky y otros investigadores en 1994. Aplicable para diseñar estructuras siendo necesario, solo un análisis lineal estático para formularlo. Muestra la ductilidad, el desplazamiento último, desplazamiento y momento de fluencia de edificios diseñados. De acuerdo con las ventajas del procedimiento proponen un procedimiento de diseño sísmico para sistemas de MGD, basados en desplazamientos específicos y adoptando el enfoque de la estructura sustituta (Gulkan y Sozen, 1974 y Shibata y Sozen, 1976).

En este enfoque el sistema inelástico se idealiza como uno visco-elástico equivalente, asumiendo propiedades equivalentes de rigidez, K_{eq} , y amortiguamiento, ξ_{eq} , la figura 10 muestra la respuesta aproximada bilineal de fuerza-desplazamiento del sistema.

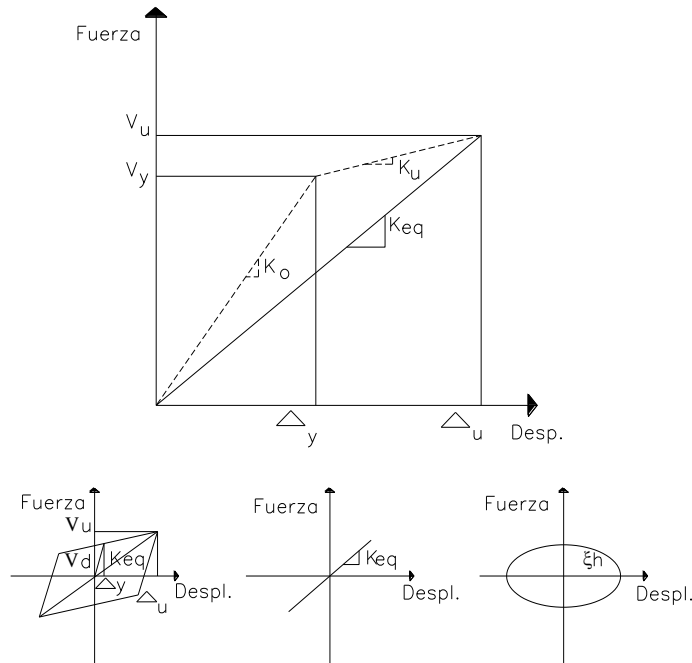


Fig.10 Curva fuerza–desplazamiento planteada en el método por desplazamientos propuesto por Yu Yuan Lin y otros

La estructura sustituta tiene la misma fuerza última, V_u y desplazamiento último, Δ_u , característico de la estructura inelástica. Ya que las propiedades equivalentes de la estructura son elásticas, una serie de respuestas espectrales de desplazamientos elásticos se usan para el diseño. Por lo tanto, el enfoque de la estructura sustituta permite el diseño de un sistema inelástico mediante espectros de respuesta de desplazamiento elásticos.

El diseño basado en desplazamientos descrito es un proceso iterativo. El enfoque de la estructura sustituta se emplea para caracterizar la respuesta de la rigidez equivalente a la máxima respuesta de desplazamiento de azotea, Δ_u ; un amortiguamiento equivalente, ξ_{eq} , se emplea como base en las esperadas características histeréticas y nivel de ductilidad.

A continuación se muestra un diagrama de flujo en figura-11 y los pasos que integran este método:

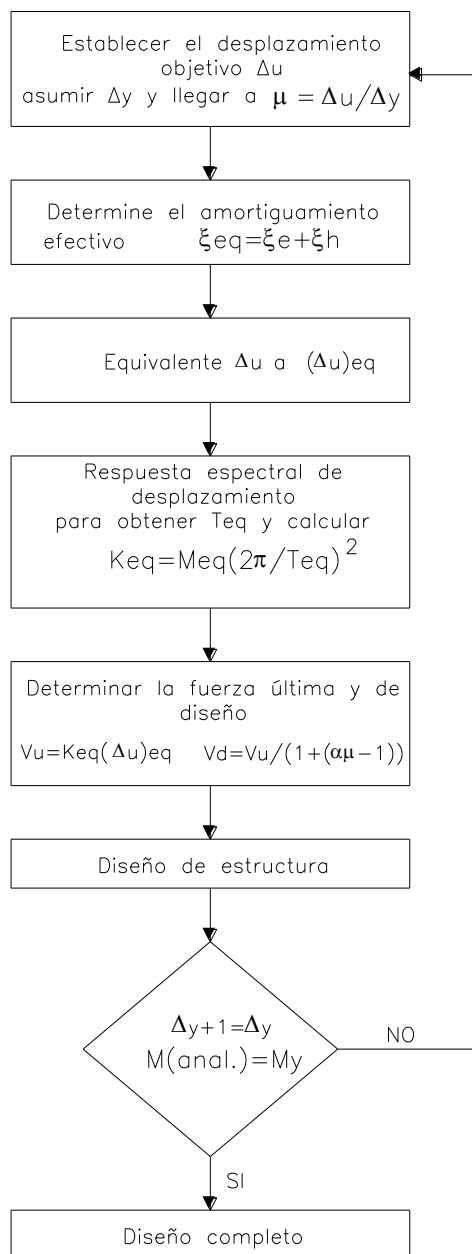


Fig.11 Diagrama de flujo de diseño basado en desplazamientos propuesto por Yu Yuan Lin y otros.

1.- Determinar el desplazamiento objetivo de azotea, Δ_u , y suponer un desplazamiento de fluencia de azotea, Δ_y , para el diseño de edificios. La ductilidad inicial se calcula como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (26)$$

El valor objetivo de desplazamiento de azotea depende de los estados límites de diseño. Por ejemplo, edificios con una distorsión de 1.5% deben ser razonable, para estado limite de servicio una baja distorsión debe ser apropiada, en el primer ciclo de iteración, el desplazamiento de fluencia puede suponerse arbitrariamente. Note que en este estudio el valor de Δ_y corresponde a la formación del primer punto significativo de articulación plástica de la estructura.

2.- Determinar el amortiguamiento equivalente

$$\xi_{eq} = \xi_i + \xi_h \quad (27)$$

donde, ξ_i es la relación de amortiguamiento inherente (éste se asume del 2 % para edificios de acero y 5% para edificios con estructura de concreto reforzado); ξ_h es la relación de amortiguamiento histerético que puede ser derivado basándose en la energía disipada durante la deformación inelástica. (Jennings, 1968 y Iwan y Gates, 1979)

La relación empleada se expresa en la ecuación siguiente:

$$\xi_h = \frac{1}{\pi} \left[1 - \left(\frac{1-\alpha}{\mu} + \alpha \right) \right] \quad (28)$$

donde, α es la relación bilineal de rigidez basada en un modelo histerético de Takeda

3.- Convertir el desplazamiento objetivo de azotea y masa de edificios de MGDL a un desplazamiento objetivo equivalente, $(\Delta_u)_{eq}$, y masa equivalente, M_{eq} , de la estructura sustituta de un sistema de SGDL.

Para emplear el espectro de respuesta de desplazamiento objetivo de azotea y masa de edificios de MGDL puede ser equivalente a un sistema de SGDL considerando solo el modo fundamental y altura uniforme de nivel con distribución uniforme de masa y un perfil triangular de desplazamientos (Miranda, 1999)

$$(\Delta_u)_{eq} = \Delta_u \frac{2N+1}{3N} \quad (29)$$

donde, N es el número de niveles del edificio. De una manera similar, para considerar la participación de masa en el modo fundamental, la masa equivalente para sistemas de SGDL es:

$$M_{eq} = \left[\sum_{i=1}^N \frac{m_i h_i}{h_N} \right] \quad (30)$$

donde m_i es la masa de el iésimo nivel, h_i la altura del iésimo nivel y h_N es la altura total del edificio

4.- Determinar el periodo y la rigidez equivalente del SGDL de la estructura sustituta, con el valor de $(\Delta u)_{eq}$ y ξ_{eq} , el periodo equivalente del sistema SGDL, se determina del espectro de respuesta de desplazamiento, como se indica en figura- 12.

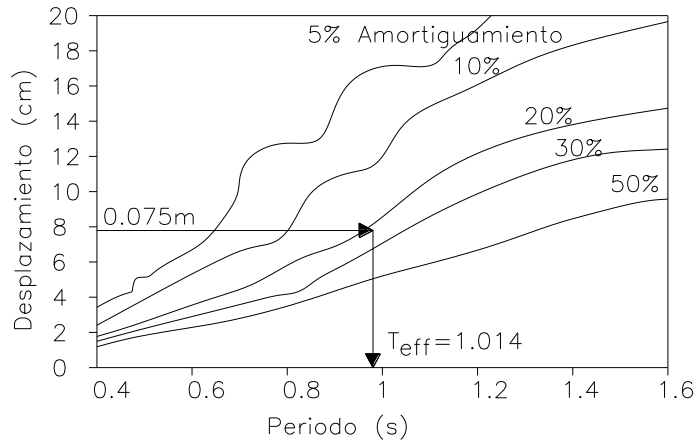


Fig. 12 Espectro de respuesta elástica de desplazamiento

La rigidez equivalente a respuesta máxima de desplazamientos se obtiene de:

$$K_{eq} = M_{eq} \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (31)$$

5.- Obtener la fuerza última, V_u , y la fuerza de diseño, V_d . Como la estructura sustituta de SGDL es elástica, V_u se puede obtener como:

$$V_u = K_{eq} (\Delta u)_{eq} \quad (32)$$

Basado en un modelo bilineal fuerza-desplazamiento (figura-10), la fuerza de diseño puede también obtenerse de:

$$V_d = V_y = \frac{V_u}{1 + \alpha(\mu - 1)} \quad (33)$$

6.- Diseñar basándose en V_d y Δ_y porque la fuerza de diseño (V_d ó V_y) aún está en el rango elástico. El edificio puede ser analizado y diseñado en forma idéntica al enfoque convencional, por ejemplo la fuerza de diseño sería distribuida sobre la altura de la estructura con la ec.- 34

$$F_x = V_d \frac{w_x h_x}{\sum_{x=1}^n (w_x h_x)} \quad (34)$$

donde, w_x es la masa de el i ésimo nivel; entonces los miembros estructurales pueden ser determinados basándose en manuales de diseño (ACI, 1995; UBC 1997).

Se adopta el criterio de diseño columna fuerte-viga débil. Para diseñar los elementos estructurales se obtiene primero la resistencia de las vigas y después la resistencia requerida de las columnas con la cual se satisface dicho criterio (figura-13) y ecuación 35

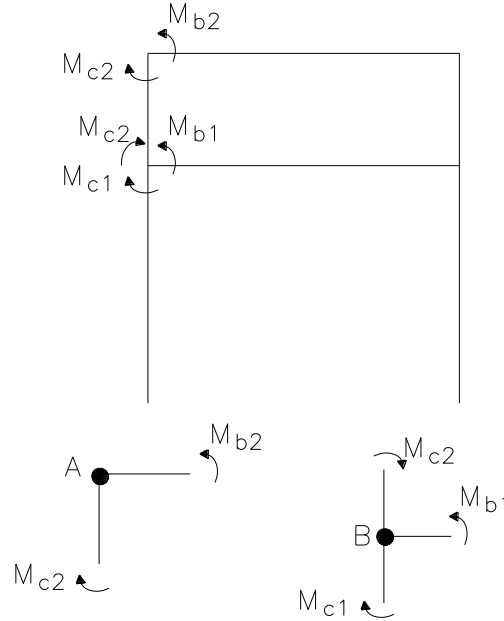


Fig.13 Marco estructural. Determinación de elementos mecánicos estructurales

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b \qquad \sum M_c \geq \gamma \sum M_b \qquad \gamma \geq 1.2$$

nudo A	Nudo B	
$\sum M_c \geq \gamma \sum M_b$	$M_{c1} + M_{c2} = \gamma M_{b1}$	
$M_{c2} = \gamma M_{b2}$	$S_{c1} F_y + S_{c2} F_y = \gamma S_{b1} F_y$	
$S_{c2} F_y = \gamma S_{b2} F_y$	$S_{c1} + S_{c2} = \gamma S_{b1}$	(35)
$S_{c2} = \gamma S_{b2}$	$S_{c1} = \gamma S_{b1} - S_{c2}$	
	$S_{c1} = \gamma (S_{b1} - S_{b2})$	

7.- Revisar los momentos finales y de fluencia de cada miembro después del paso 6, si el desplazamiento de fluencia en la azotea, Δy no corresponde con el asumido en el paso 1 entonces la distribución de fuerzas reales no satisface el desplazamiento de fluencia de la estructura (figura-14).

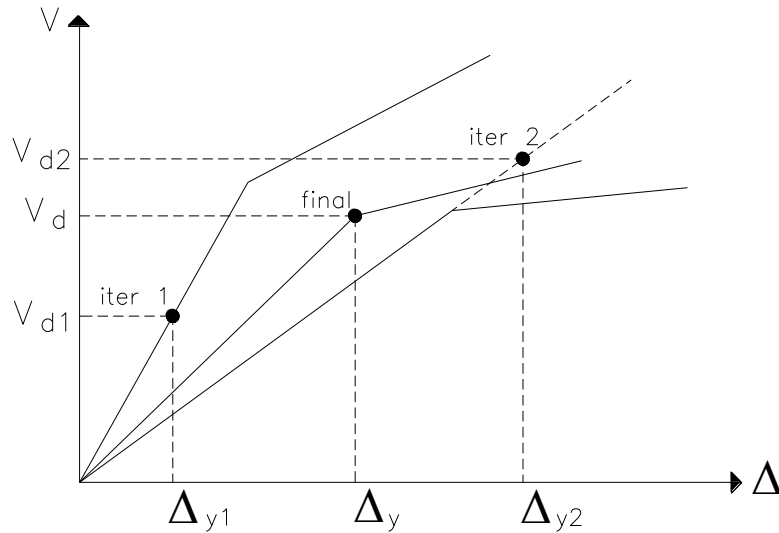


Fig. 14 Curva fuerza cortante–desplazamiento: Iteraciones para determinar el punto de Fluencia

Para hacer que el desplazamiento de azotea obtenido del paso 6 sea el real, los momentos extremos de cada miembro se confrontan con su momento de capacidad de fluencia; la iteración terminará solo si un miembro alcanza el momento de fluencia, de otra forma modifique el desplazamiento de fluencia basado en la ecuación 36 ir al paso 1 hasta que converja; donde M y M_y son el momento extremo y momento de fluencia de el elemento estructural que puede fluir primero en el edificio.

$$\Delta_{y+1} = \Delta_y \frac{M_y}{M} \quad (36)$$

Este procedimiento está provisto de la implementación racional que el diseño sísmico es compatible con la filosofía de que las estructuras son diseñadas para resistir deformaciones plásticas en un sismo grande mientras satisface criterios de servicio en sismos pequeños. Se concluye que del uso del enfoque de la estructura sustituta, el desplazamiento último de los edificios es razonablemente estimado bajo el enfoque de diseño basado en desplazamientos. En el diseño inicial los únicos parámetros del diseño basado en desplazamientos son el desplazamiento objetivo y la altura de entrepiso; la resistencia y rigidez son resultado del procedimiento de diseño y son dependientes del desplazamiento objetivo elegido. El más importante parámetro del diseño basado en desplazamientos es la distorsión (relación de deformaciones); este está influenciado por el desplazamiento de fluencia, la ductilidad, el amortiguamiento equivalente y el periodo fundamental del edificio diseñado.

4.3.3. Diseño sísmico basado en desplazamientos para sistemas de MGDL. Método de Medhekar y Kennedy

El método de diseño basado en desplazamientos es aplicado por estos autores a un sistema de MGDL como se muestra en la figura- 15, transformándolo en un sistema de SGDL equivalente como lo esbozan Calvi y Kingsley (1995). El sistema MGDL es obligado a comportarse como un sistema SGDL permitiendo desplazamientos de una forma individual pre-determinada o supuesta. La transformación se basa en las siguientes hipótesis:

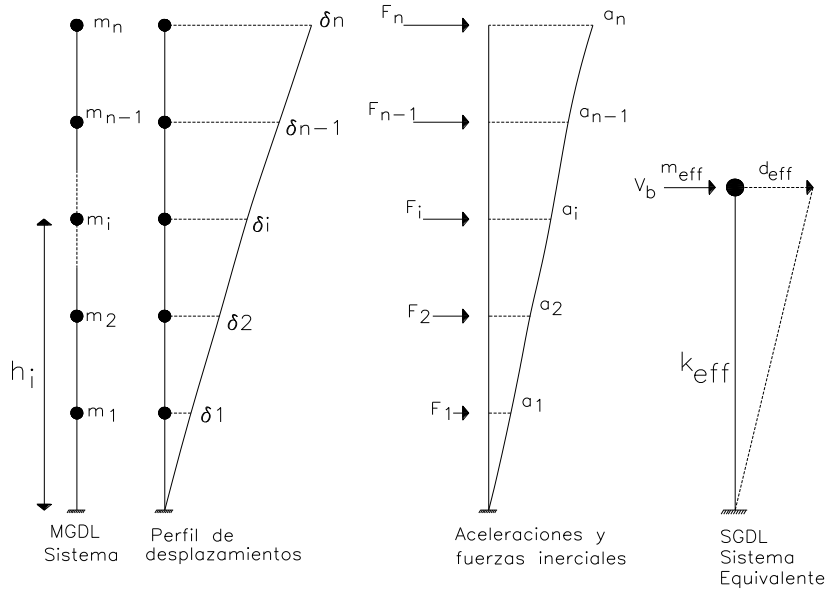


Fig. 15 Sistemas de múltiples grados y un simple grado equivalente de libertad

- 1.El sistema de MGDL responde armónicamente en la forma supuesta
- 2.El cortante basal desarrollado por el sistema MGDL y el del sistema SGDL equivalentes son iguales
3. El trabajo desarrollado por la fuerza lateral del sismo en ambos sistemas es el mismo

Sea el vector desplazamiento supuesto de este sistema MGDL representado como:

$$(\delta) = [\delta(h, t)] = [\delta_1(t), \delta_2(t), \dots, \delta_n(t)]^T \quad (37)$$

Puede expresarse como:

$$[\delta(h, t)] = [\Phi(h)]Z(t) \quad (38)$$

donde, $\phi(h)$ es una función espacial (de forma) y $Z(t)$ es una función temporal. Suponiendo una respuesta armónica, la ecuación 38 se escribe como:

$$[\delta(h, t)] = Z_o \text{sen}(\omega t) [\Phi(h)] \quad (39)$$

Esto expresa la primera hipótesis de que la forma del sistema de MGDL no cambia en el tiempo y solamente la amplitud de movimiento varía armónicamente. Al diferenciar la ecuación 39 dos veces con respecto al tiempo resulta el vector aceleración:

$$[a(h,t)] = -Z_o \omega^2 \text{sen}(\omega t) [\Phi(h)] = -\omega^2 [\delta(h,t)] \quad (40)$$

Así, la aceleración de cada grado de libertad, a_i , es proporcional a su desplazamiento supuesto, δ_i . Sean las propiedades del sistema equivalente de SGDL la masa, m_{ef} , rigidez, K_{ef} , amortiguamiento, ξ_{ef} , el desplazamiento efectivo, δ_{ef} , y el cortante basal, V_b , del sistema equivalente SGDL, donde estas propiedades deben obtenerse del sistema de MGDL, el desplazamiento del sistema MGDL puede normalizarse dividiéndolo por el desplazamiento efectivo del sistema equivalente de SGDL para obtener:

$$[c(h,t)] = \frac{1}{\delta_{eff}} [\delta(h,t)] \quad (41)$$

$$c_i = \frac{\delta_i}{\delta_{eff}} \quad (42)$$

Como las aceleraciones para el movimiento armónico son proporcionales a los desplazamientos:

$$c_i = \frac{a_i}{a_{eff}} \quad (43)$$

$$a_i = c_i a_{eff} \quad (44)$$

donde, a_{ef} es la aceleración del sistema equivalente de un sistema de SGDL. Por lo tanto, la fuerza lateral de inercia para la masa i ésima está dada por:

$$F_i = m_i a_i = m_i c_i a_{eff} \quad (45)$$

Por la hipótesis 2, la suma de las fuerzas laterales sobre el sistema de MGDL es igual al cortante basal V_b , entonces:

$$V_b = \sum_{i=1}^n F_i = \sum_{i=1}^n (m_i a_i) = \left[\sum_{i=1}^n (m_i c_i) \right] a_{eff} = m_{eff} a_{eff} \quad (46)$$

De la ecuación 46, la masa efectiva del sistema de SGDL se define como:

$$m_{eff} = \sum_{i=1}^n (m_i c_i) \quad (47)$$

La fuerza lateral, F_i , para cada masa de la ecuación 45 puede expresarse en términos del cortante basal, V_b , manipulando las ecuaciones 42, 45 y 46 para obtener:

$$F_i = \frac{m_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i)} V_b \quad (48)$$

El desplazamiento efectivo, δ_{ef} , se encuentra a partir de la hipótesis 3 igualando el trabajo desarrollado por la fuerza lateral sobre cada sistema.

$$V_b \delta_{eff} = \sum_{i=1}^n (F_i \delta_i) \quad (49)$$

Si se despeja el valor de δ_{ef} en la ecuación 49 y se substituye el valor de F_i de la ecuación 48 se obtiene:

$$\delta_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i)} \quad (50)$$

El desplazamiento efectivo de la ecuación 50 se usa para ingresar al espectro de desplazamiento, con el nivel apropiado de amortiguamiento efectivo, para encontrar el periodo efectivo. Con este periodo y la masa efectiva de la ecuación 47, la rigidez efectiva se obtienen de la ecuación 51a y el cortante basal está dado por la ecuación 51b

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (51a)$$

$$V_b = K_{eff} \delta_{eff} \quad (51b)$$

Las fuerzas para cada masa, F_b , se obtienen de la ecuación 48 y se realiza el diseño.

El procedimiento de diseño para un sistema generalizado de MGDL es:

- 1.- Seleccionar una forma desplazada deseada inicial para la estructura, δ_i
- 2.- Seleccionar el amortiguamiento efectivo, ξ_{ef} , para la estructura; esto depende de la ductilidad implicada con la forma desplazada deseada, δ_i .
- 3.- Determinar el desplazamiento efectivo, δ_{ef} , de la ecuación 50.
- 4.- Obtener el perfil normalizado, c_i , de la ecuación 41
- 5.- Obtener la masa efectiva, m_{ef} , de la ecuación 47
- 6.- Determinar el periodo efectivo del sistema de SGDL, T_{ef} , a partir de un espectro de desplazamiento de diseño elástico para el desplazamiento, δ_{ef} , y el amortiguamiento, ξ_{ef} .
- 7.- Obtener la rigidez efectiva, K_{ef} , de la ecuación 51a.
- 8.- Obtener el cortante basal, V_b , de la ecuación 51b.
- 9.- Obtener las fuerzas laterales sobre el sistema de MGDL de la ecuación 48.
- 10.- Diseñar el sistema resistente de cargas laterales para estas fuerzas y la carga de gravedad apropiada. Se usan los estándares del diseño de materiales en esta etapa para seleccionar los elementos estructurales y los detalles que tengan una capacidad adecuada de deformación como implica en la forma desplazada deseada en el paso 1.
11. - Con los elementos estructurales seleccionados apropiadamente, ahora se dispone de un diseño para el análisis. Como mínimo, se recomienda un análisis estático no lineal de la estructura

bajo el perfil de fuerzas laterales de sismo. Este análisis considera aproximadamente la redistribución de las fuerzas internas cuando la estructura está cargada en el rango inelástico. Los objetivos de este análisis son revisar la forma desplazada contra la deseada supuesta en el paso 1 y evaluar las demandas de resistencia y deformación sobre los elementos estructurales.

12.- Si las demandas de forma desplazada y la deformación asociada sobre los elementos estructurales a partir de los análisis no lineales son muy diferentes de las supuestas, deberá revisarse la distribución de rigidez y de resistencia para obtener el resultado deseado. Es muy probable que esto ocurra si los modos superiores de vibración tienen un efecto importante.

Este método muestra una afirmación determinante acerca del diseño basado en desplazamiento directo, que es que cada sistema resistente diferente de cargas laterales (marco arriostrado concéntricamente, marco de concreto reforzado, muro de concreto reforzado, etc.) demanda un enfoque y detalles diferentes, mientras que la esencia del método permanece igual. Esto significa que la filosofía del método podría aplicarse, con cambios menores, a cualquier tipo de estructuras.

4.3.4 Diseño sísmico basado en desplazamientos directos Método de Priestley y otros.

Este método es aplicable a edificios, tanto con sistemas de carga a base de marcos como de muros laterales de cortante. Se explicará en detalle, ya que es el método desarrollado más importante en el campo del diseño basado en desplazamiento directo de edificios de concreto reforzado.

Mientras que el diseño basado en fuerzas caracteriza a una estructura en términos de las propiedades elásticas (rigidez, amortiguamiento) apropiadas para la primera fluencia, el diseño basado en desplazamiento directo de Priestley caracteriza a la estructura por la rigidez secante K_e para un desplazamiento máximo Δ_d (figura-16b) y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente apropiado para la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. Así, como se muestra en la figura-16c, el enfoque usado para caracterizar la estructura se basa en el procedimiento de análisis de *estructura substituta* desarrollado por Shibata y Sozen, (1976).

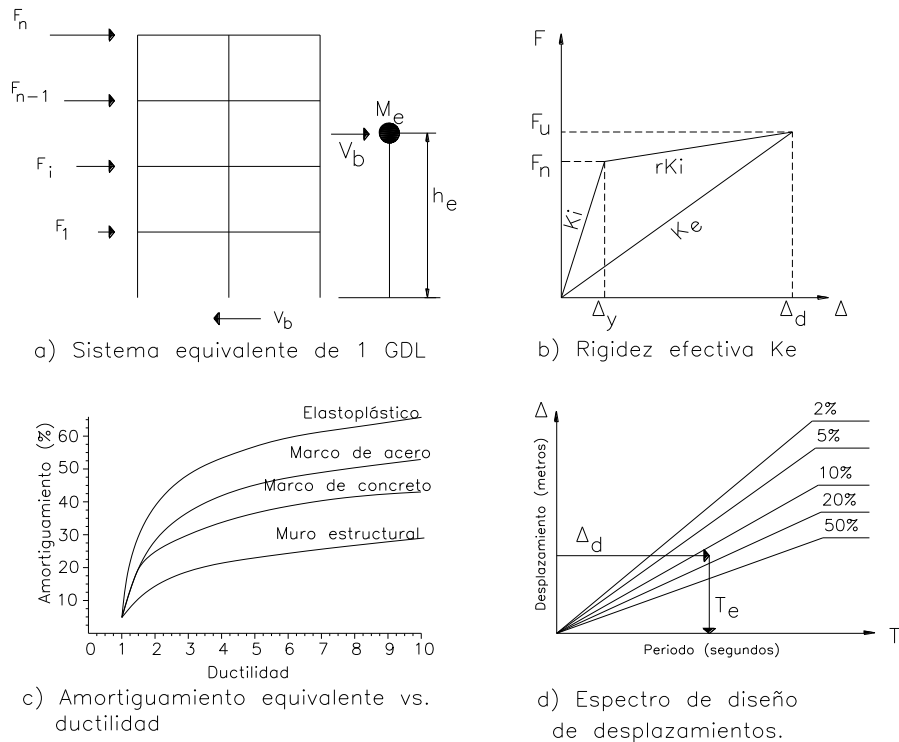


Fig. 16 Fundamentos del diseño sísmico basado en desplazamientos directos propuesto por Priestley-2007.

Con el desplazamiento de diseño Δ_d determinado y el amortiguamiento estimado a partir de la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo, T_e , para una respuesta máxima de desplazamiento, puede leerse de un conjunto de espectros de desplazamiento de diseño, como se muestra en el ejemplo de la figura- 16d. Representando a la estructura (figura-16a) como un oscilador equivalente de un solo grado de libertad, puede encontrarse a la rigidez efectiva, K_e ,

para un desplazamiento de respuesta máximo invirtiendo la ecuación para el periodo natural de un oscilador de un SGDL, a saber:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} \quad (52)$$

para suministrar:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (53)$$

donde, m_e es la masa efectiva.

De la figura 16b, el cortante basal de diseño para la respuesta máxima es:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (54)$$

El concepto de diseño es muy simple, y la complejidad que existe se relaciona con la determinación de las características de la estructura substituta, la determinación del desplazamiento de diseño y el desarrollo de los espectros de desplazamiento de diseño.

4.3.4.1. Estados límite de comportamiento

Se argumenta que deben considerarse dos estados límite de comportamiento. En términos de la discusión anterior del enfoque VISION 2000 (SEAOC, 1995), éstos serían los límites de comportamiento: *completamente operacional* y *de control de daño*. Este último estaría entre los límites de comportamiento operacional y de seguridad de la vida, y dependería de la importancia y de la función de la estructura.

El aplastamiento del concreto y los anchos de grietas residuales inaceptablemente grandes, pueden definir el estado límite completamente operacional para las estructuras de concreto y de mampostería. Observe que es el ancho de la grieta residual la que es de mayor interés más bien que la máxima que ocurra durante la respuesta sísmica. Las deformaciones unitarias de compresión en el límite de 0.004 resultarían ser conservadoras y razonables tanto para el concreto como para la mampostería. Las deformaciones unitarias máximas a tensión del refuerzo de 0.01 para vigas y 0.015 para columnas y muros parecen apropiadas, ya que el análisis de los datos de prueba indica que los anchos de las grietas residuales de los miembros de concreto reforzado sujetos a deformaciones unitarias pico de este nivel estarán en el rango de 0.5 – 1.0 mm. (FEMA-273)

La definición de un límite de distorsión completamente operacional es más obvia, ya que el inicio del daño no estructural es muy dependiente de los detalles de diseño suministrados para separar elementos no estructurales de elementos estructurales. Se requiere más trabajo de investigación en esta área, sin embargo, con un buen detallado el daño no estructural no deberá ser evidente para distorsiones menores que $\theta = 1\%$

El estado límite de control de daños también puede definirse por los límites de la deformación unitaria del material y por los límites de distorsión de diseño destinados a restringir el daño no estructural. Por ejemplo, una deformación unitaria ϵ_{cm} a compresión límite para concreto confinada de:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{suh}}{f'_{cc}} \quad (55)$$

Es notorio que debe ser conservadora; donde el refuerzo de confinamiento tiene una relación volumétrica ρ_s , una resistencia a la fluencia f_{yh} y una deformación unitaria para esfuerzo máximo ε_{suh} , y f'_{cc} es la resistencia a la compresión del concreto confinado (Priestley y otros, 1996).

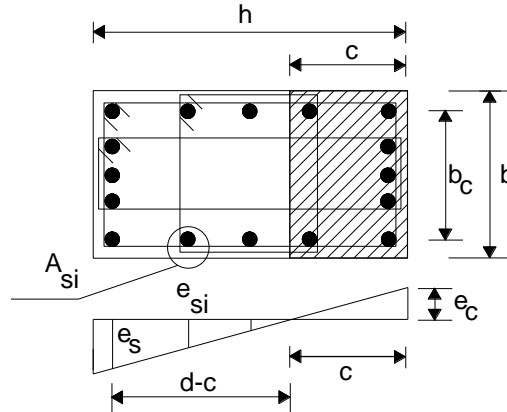


Fig. 17 Perfil de deformaciones para una sección rectangular de concreto reforzado

La deformación unitaria a la tensión máxima del refuerzo longitudinal ε_{sm} , debe limitarse a un valor menor que la deformación unitaria ε_{su} , para el esfuerzo máximo para evitar el pandeo y la fatiga a ciclos bajos. Se sugiere que:

$$\varepsilon_{sm} = 0.60 \varepsilon_{su} \quad (56)$$

Es comparativamente simple calcular los límites de la distorsión de los límites de la deformación unitaria. Por ejemplo, y con referencia a la figura 17, la distorsión máxima correspondiente a los límites de la deformación unitaria del material será el menor de los valores para la compresión del concreto:

$$\theta_{mc} = \theta_y + \left(\frac{\varepsilon_{cm}}{c} - \phi_y \right) l_p \quad (57)$$

y la tensión del refuerzo:

$$\theta_{ms} = \theta_y + \left(\frac{\varepsilon_{cm}}{d-c} - \phi_y \right) l_p \quad (58)$$

donde, θ_y es la distorsión de fluencia, y l_p es la longitud de la articulación plástica.

Los límites de distorsión del material de la ecuación 57 y la ecuación 58 se compararían con los límites de distorsión del reglamento impuestos al daño no estructural límite, y se adopta el más crítico para el diseño. En casi todas las estructuras de concreto reforzado, ya sea que se diseñen con muros o con marcos, es posible que sean los límites de distorsión del reglamento los que controlen a la distorsión de diseño.

4.3.4.2. Espectro de diseño de desplazamientos

Una diferencia con el diseño basado en fuerzas es que el diseño basado en desplazamientos directos utiliza un conjunto de espectros de periodo–desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento viscoso equivalente, en vez de los espectros de aceleración–periodo para un amortiguamiento del 5 % adoptado por la mayoría de los reglamentos basados en fuerzas. Ya que el periodo estructural de la estructura substituta es mayor que el de la estructura elástica, es necesario que los espectros de desplazamiento continúe a periodos mayores que lo que se grafica comúnmente para los espectros de aceleración. También es apropiado poner un límite a los desplazamientos de respuesta pico ya que para periodos grandes los desplazamientos estructurales tienden a reducirse, finalmente siendo iguales al desplazamiento pico del suelo. El reglamento sísmico europeo (EC8, 1994) adopta un límite para $T = 3$ s. arriba del cual los desplazamientos se consideran independientes del período. Las consideraciones geotécnicas indican que el periodo límite debe depender de la condición de la cimentación, con los periodos más bajos aplicables a roca en vez de suelo suave. Los espectros para un amortiguamiento diferente del 5 % han sido determinados usando el factor de modificación EC8 de:

$$\Delta_{(T,\xi)} = \Delta_{(T,5)} \left(\frac{7}{2+\xi} \right)^{0.50} \quad (59)$$

donde ξ es el amortiguamiento, expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico, considerando al estado límite de diseño.

Basándose en esto, resulta razonable, y dentro del nivel de incertidumbre inherente a la formulación de los espectros de diseño, adoptar a los espectros de desplazamiento línea. Es poco probable que la no linealidad pequeña a períodos bajos sea importante para los diseños basados en desplazamientos, ya que el período más grande para la respuesta pico es el que es importante.

Observe que también sería posible y razonable expresar a los espectros de diseño en términos de los espectros de capacidad (figura- 4); un enfoque adoptado por la Sociedad de ingenieros estructurales de California (SEAOC, 1995) que recomienda al diseño basado en el desplazamiento directo combinado con los espectros de capacidad. Sin embargo, hay dificultades para extraer con exactitud el periodo del espectro de capacidad, y la linealidad efectiva del espectro convencional de respuesta al desplazamiento permite que la secuencia de los pasos de diseño descritos arriba se combine en una ecuación simple de diseño para el cortante basal. Sea $\Delta_{p,5}$ el desplazamiento para el periodo límite (por ejemplo, $T_p = 4$ s.) para el desplazamiento que corresponde a un amortiguamiento del 5 %, el desplazamiento correspondiente para T_p para un % de amortiguamiento, ξ , es:

$$\Delta_{(p,\xi)} = \Delta_{(p,5)} \left(\frac{7}{2+\xi} \right)^{0.50} \quad (60)$$

Para un desplazamiento de diseño de Δ_d y un amortiguamiento de diseño de ξ , el periodo efectivo para la respuesta pico es entonces

$$T_e = T_p \frac{\Delta_d}{\Delta_{p,5}} \left(\frac{2+\xi}{7} \right)^{0.50} \quad (61)$$

Y de la ecuación (53), la rigidez efectiva para la respuesta pico es:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e (\Delta_{p,5})^2}{T_p^2 (\Delta_d)^2} \left(\frac{7}{2+\xi} \right) \quad (62)$$

Finalmente, de la ecuación 54:

$$V_b = \frac{4\pi^2 m_e (\Delta_{p,5})^2}{T_p^2 \Delta_d} \left(\frac{7}{2+\xi} \right) \quad (63)$$

4.3.4.3. Modelo equivalente de un solo grado de libertad (estructura substituta)

Desplazamiento efectivo

El procedimiento de diseño requiere la determinación inicial del desplazamiento de diseño, y la masa efectiva y el amortiguamiento de la estructura substituta de un solo grado de libertad equivalente.

En muchos casos, el desplazamiento de diseño será dictado por los límites de distorsión del reglamento. En general, la distorsión de diseño puede expresarse como:

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c \quad (64)$$

donde, la distorsión de diseño θ_d está compuesta de los componentes elástico (θ_y) y plástico (θ_p) y no debe exceder al límite de reglamento θ_c . La posición crítica de θ_d es posible que se localice en los pisos inferiores de un edificio reticular y en el piso superior de un edificio de muros estructurales. En este último caso, esto se refiere solamente a una influencia no estructural. La condición crítica para los límites de comportamiento relacionados con la deformación unitaria será la base del muro. Para las estructuras reticulares, la distorsión de fluencia elástica está dada por la ecuación 7 y la distorsión plástica por:

$$\theta_p = (\phi_m + \phi_y) l_p \left(\frac{l_c}{l_b} \right) \quad (65)$$

donde, ϕ_m es la curvatura crítica de la ecuación 57 ó 58 y l_c y l_b son la longitud libre de la viga entre los paños de la columna y la longitud de viga de centro a centro de columna, respectivamente. En muchos casos será más apropiado seleccionar un límite de ductilidad de diseño de $\mu = (\theta_y + \theta_p)/\theta_y$, basándose en los resultados de ensayos de sub ensamblados viga/columna, se obtiene una aproximación de la longitud de articulación plástica y de la curvatura máxima; con estos datos la ecuación 64 se simplifica:

$$\theta_d = \mu \theta_y \leq \theta_c \quad (66)$$

De acuerdo a los resultados experimentales, los valores en el rango $4 \leq \mu \leq 6$ resultan apropiados para articulaciones plásticas de vigas bien detalladas. Sin embargo, nuevamente se enfatiza que a menos que los marcos tengan miembros de un peralte muy grande y se use un refuerzo de baja resistencia, entonces gobernará el límite de distorsión del reglamento (Priestley, 1998(b)).

Habiendo determinado la de distorsión crítica, pueden estimarse los desplazamientos de diseño Δ_i , para diferentes niveles (i) de los perfiles característicos de desplazamiento para una respuesta máxima basada en el análisis elástico histórico en el tiempo. Las siguientes ecuaciones, aunque aproximadas, han resultado ser adecuadas para los propósitos de diseño. (Loeding y otros, 1998).

Para los marcos de los edificios:

$$\Delta_i = \theta_i h_i \quad n \leq 4 \quad (67a)$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left[1 - \frac{0.50(n-4)h_i}{16h_n} \right] \quad 4 \leq n \leq 20 \quad (67b)$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left[1 - \frac{0.50h_i}{h_n} \right] \quad n \geq 20 \quad (67c)$$

donde, n es el número de niveles.

Para los edificios con muros empotrados, la distorsión crítica ocurre en la parte superior del edificio. Si se supone una distribución lineal de curvatura con la altura del muro, la rotación de fluencia se calcula con la ecuación 68

$$\theta_y = \frac{1.0\varepsilon_y h_n}{l_w} \quad (68)$$

y entonces la ecuación 65 se convierte en:

$$\theta_y = \frac{1.0\varepsilon_y h_n}{l_w} + (\phi_m - \phi_y) l_p \leq \theta_c \quad (69)$$

Los análisis de las ecuaciones típicas de muro (Priestley y Kowalsky, 1998) indicaron que, para deformaciones unitarias límite, la curvatura del estado límite es más bien indiferente a la carga axial y a las relaciones de refuerzo. Por ejemplo, se encontró que la curvatura del estado límite de control de daños basada en las deformaciones unitarias límite de $\varepsilon_{cm} = 0.018$ y $\varepsilon_{sm} = 0.06$ pueden expresarse como:

$$\phi_m = \frac{0.073}{l_w} \quad (70)$$

La rotación plástica, θ_p , puede entonces expresarse como:

$$\theta_p = (\phi_m + \phi_y) l_p \quad (71)$$

donde ϕ_y es la curvatura de fluencia de la sección, y la longitud de articulación plástica l_p , puede tomarse como la mayor de:

$$l_p = 0.20l_w + 0.03h_n \quad (72)$$

$$l_p = 0.054h_n + 0.022f_y d_b \quad (73)$$

donde, h_n es la altura total del muro, y d_b y f_y son el diámetro, y el esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical del muro respectivamente (Paulay y Priestley, 1992).

El perfil de desplazamiento de diseño es entonces:

$$\Delta_i = \Delta_{ci} + \Delta_{pi} = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left(1.5 - \frac{h_i}{2h_n} \right) + \left(\theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} \right) \left(h_i - \frac{l_p}{2} \right) \quad (74)$$

Habiendo encontrado el perfil de desplazamiento de diseño de la ecuación 67 o 74 para marcos y muros, respectivamente, el desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de un solo grado de libertad es:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (75)$$

donde m_i son las masas de los niveles.

Masa efectiva

De la consideración de la participación de la masa en el modo fundamental, la masa efectiva del sistema para el sistema equivalente de un solo grado de libertad es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (76)$$

Observe que esto diferirá ligeramente de la masa que participa en el primer modo elástico, ya que se usa la forma del modelo inelástico. Es típico:

$$m_e = 0.70 \sum m_i \quad (77)$$

Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo depende del sistema estructural y de la ductilidad como se ilustra en la figura 16c. Así, se necesita una estimación de la ductilidad antes de que el diseño prosiga. Esto es directo, ya que el trabajo descrito anteriormente establece que las curvaturas de fluencia adimensionales de los sistemas de concreto estructural son independientes de la resistencia. Observe que la misma conclusión también es obviamente válida para los miembros de acero, la curvatura de fluencia puede expresarse como:

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{h_b} \quad (78)$$

Independientemente del ancho o profundidad de los patines, dentro de los límites normales de las secciones de acero.

El desplazamiento de fluencia a la altura de la fuerza sísmica lateral resultante puede entonces encontrarse, con una exactitud adecuada para los muros:

$$\Delta_y = \frac{2\varepsilon_y}{3l_w} (0.70h_n)^2 \quad (79)$$

y para marcos como:

$$\Delta_y = 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} (0.60h_n) \quad (80)$$

donde la altura de la fuerza lateral resultante es aproximadamente $0.7 h_n$ y $0.6 h_n$ para las estructuras de muro y de marco, respectivamente. Aunque estas alturas son adecuadas para estructuras regulares, deberá hacerse una determinación precisa de la altura efectiva cuando la masa o la altura de los niveles varían significativamente con la altura. En este caso, la altura efectiva h_e debe tomarse como:

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (81)$$

La ductilidad puede ahora determinarse a partir de:

$$\mu_s = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (82)$$

donde, Δ_d está dada por la ecuación 75. El amortiguamiento efectivo puede entonces leerse de la curva apropiada de ductilidad/amortiguamiento (figura-16c).

Si la resistencia lateral de un edificio en una dirección dada está compuesta de varios muros de diferente longitud, la demanda de ductilidad de cada muro será diferente, ya que los desplazamientos de fluencia de los muros son inversamente proporcionales a la longitud del muro (ecuación 79). Por otro lado, los desplazamientos máximos serán esencialmente iguales, sujetos solamente a pequeñas variaciones resultantes de la respuesta torsional. Así, el amortiguamiento del sistema deberá considerar el amortiguamiento efectivo diferente en cada muro (Priestley y otros, 2007). Un promedio ponderado apropiado está dado por:

$$\xi_c = \frac{\sum_{j=1}^n (V_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^n V_j} \quad (83)$$

donde, V_j y ξ_j son el cortante basal y el amortiguamiento de los m muros en una dirección dada, respectivamente. Una decisión de diseño racional será dividir el cortante basal entre los muros proporcionalmente a la longitud al cuadrado del muro. Esto resultará en relaciones de refuerzo esencialmente constantes entre los muros. Por tanto, la ecuación 49 puede reescribirse:

$$\xi_c = \frac{\sum_{j=1}^n (l_{wj}^2 \xi_j)}{\sum_{j=1}^n (l_{wj}^2)} \quad (84)$$

Observe que el diseño convencional basado en fuerzas distribuiría el cortante basal entre muros proporcionalmente al cubo de la longitud de muro, basándose en la hipótesis inválida de que podría hacerse que los muros alcancen la fluencia simultáneamente. La consecuencia es que los muros más largos siempre terminan con un mayor refuerzo que los muros más cortos, lo cual es irracional, y resulta en un mayor desbalance en la rigidez elástica. Habiendo determinado el desplazamiento de diseño, la masa efectiva y el amortiguamiento efectivo, y por tanto el periodo efectivo (figura-16d) se encuentra el cortante basal de diseño requerido usando las ecuaciones 53 y 54.

Distribución del cortante basal

El cortante basal calculado de acuerdo con el procedimiento anterior debe distribuirse verticalmente en proporción a los perfiles de masa vertical y de desplazamiento. Así:

$$F_i = V_b \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (85)$$

La similitud resulta ser inmediatamente aparente con el diseño basado en fuerzas, la diferencia es que se adopta el perfil real de desplazamientos en lugar del desplazamiento proporcional a la altura. No se recomienda ninguna fuerza adicional al nivel del techo. Cuando se adoptan los principios de diseño de capacidad y se imponen requerimientos normales de carga gravitacional para los niveles superiores, es raro encontrar el desarrollo de una demanda excesiva de ductilidad para los niveles de pisos superiores bajo el análisis inelástico de historia de tiempo (Loeding y otros, 1998).

4.3.4.4. Análisis de edificios para momentos de diseño

Con objeto de determinar los momentos de diseño para la posición de articulaciones plásticas potenciales, el análisis de fuerzas laterales de la estructura bajo el vector de fuerza representado por la ecuación 85 debe basarse en la rigidez de los miembros representativa de las condiciones para la respuesta de desplazamiento máximo. Este es un componente esencial del enfoque de la estructura substituta (Shibata y Sozen, 1976). Para los edificios con muro empotrado, esto puede simplificarse a la distribución de las fuerzas entre muros en proporción a l_w^2 , como se sugiere arriba, analizando los muros entonces por separado.

Sin embargo, para edificios reticulares y de sistema dual, se necesita más cuidado. Con los edificios reticulares, la rigidez de los miembros debe reflejar la rigidez efectiva para la respuesta máxima, en vez de la rigidez elástica de la sección agrietada que generalmente se adopta para los análisis basados en fuerzas. Con un diseño de viga débil/columna fuerte, los miembros de las vigas estarán sujetos a acciones inelásticas, y la rigidez apropiada será:

$$I_b = \frac{I_{cr}}{\mu_b} \quad (86)$$

donde, μ_b es la demanda esperada de la ductilidad de desplazamiento de la viga. Los análisis han demostrado que las fuerzas de los miembros no son especialmente sensibles al nivel de rigidez supuesto, y así es aceptable suponer $\mu_b = \mu_s$, la ductilidad de diseño de los marcos.

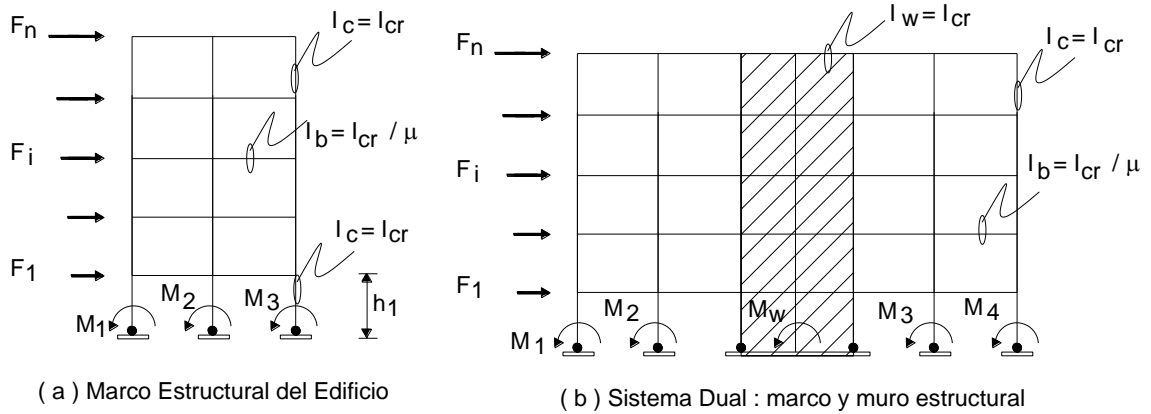


Fig. 18 Rigidez del elemento estructural para análisis de la estructura sustituta

Como las columnas estarán protegidas contra la acción inelástica por procedimientos de diseño de capacidad, su rigidez debe ser I_m sin reducción por ductilidad. Existe una excepción para la columna al nivel del suelo, donde normalmente se esperan articulaciones plásticas al nivel basal, pero no al nivel del primer piso. Se ha encontrado (Loeding y otros, 1998) que la forma más efectiva para modelar esto es colocar una articulación al nivel basal y aplicar un momento resistente en la base M_b a la articulación, al tiempo que se representa la columna por la rigidez elástica de la sección agrietada (figura-18a). Los valores de M_b colocados en las articulaciones basales son, hasta cierto punto, la elección del proyectista, ya que el análisis de las estructuras bajo el vector de fuerzas laterales junto con los momentos seleccionados para la base de las columnas asegurará una solución de equilibrio estáticamente admisible para los momentos de diseño. De hecho, esta libertad, implicando alguna redistribución de momentos entre las articulaciones de las vigas y las articulaciones en la base de las columnas, permite al proyectista mejorar la eficiencia estructural. Una selección común será escoger momentos en la base tales, que el punto de inflexión en las columnas de nivel inferior ocurra entre 55 % y 65 % de la altura del nivel arriba de la base, asegurando así, la protección de la capacidad contra la formación de articulaciones en la parte superior de los columnas en el piso de planta baja y una distribución conveniente de los momentos arriba y debajo de las vigas del primer nivel.

Con un punto de inflexión escogido al 60 % de la altura de columna h_1 (al eje central de la viga) y con referencia a la figura -18a, el equilibrio requiere que:

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} + M_{b3} = V_b (0.60h_1) \quad (87)$$

Suponiendo que el peralte de las vigas del primer nivel es $h_b = 0.15h_1$, los momentos de las columnas en la base de las vigas del primer piso serán 54 % de aquellos en la base de la columna, suministrando una protección adecuada para el momento de columna incrementado que resulta del endurecimiento por deformación y los efectos de modos superiores, estrictamente, la

distribución de $\sum M_b$ entre las tres columnas en la figura 18a deberá reflejar la variación de la rigidez de la columna causado por las carga axial inducida por el sismo. Así, menor momento deberá resistirse en la columna 1 que la columna 3. Sin embargo, los análisis han mostrado que resulta un diseño satisfactorio cuando la rigidez de la columna se basa solamente en las cargas gravitacionales, con $\sum M_b$ resistido por momentos iguales M_1 y M_2 (Loeding y otros, 1998).

Con los sistemas duales que consisten de muros y marcos (figura-18b), se encuentra que el diseño basado en fuerzas basado en los análisis elásticos tiene al comportamiento dominante de muro en los niveles inferiores, y el comportamiento dominante de marco en los niveles superiores (Paulay y Priestley, 1992). Posiblemente un análisis de estructura substituta que represente condiciones para la respuesta de desplazamiento máximo resulte en una distribución significativamente diferente de acciones entre muros y marcos. En el análisis de estructura substituta, la rigidez del muro se reducirá para los niveles inferiores en proporción a la demanda de ductilidad esperada, implicando mayor transferencia de fuerzas a los muros. En los niveles superiores se esperará que el muro permanezca elástico, mientras que las articulaciones de las vigas reducirán la rigidez efectiva de los marcos, transfiriendo fuerzas al muro. Aunque todavía no está confirmado por el análisis estático y dinámico parecería que un procedimiento basado en desplazamientos directos conduciría a una distribución más racional de las acciones de diseño en comparación con los enfoques basados en fuerzas. Se necesita más investigación en esta área.

4.3.4.5. Implicaciones del diseño sísmico basado en el desempeño

Incorporación de los efectos de flexibilidad en la cimentación

La incorporación de los criterios de diseño de la cimentación al diseño basado en fuerzas generalmente se desarrolla en forma no adecuada, si se lleva a cabo. Considere el edificio de muros estructurales empotrados de la figura -19. La flexibilidad de la cimentación incrementa al desplazamiento para un resistencia nominal V_n de Δ_y a $(\Delta_y + \Delta_f)$ donde, Δ_y es el desplazamiento estructural para una base rígida, y Δ_f es el desplazamiento debido a la flexibilidad de la cimentación. Esto aumentará el período elástico para la base rígida mediante la relación:

$$\mu_{\Delta_r} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (88)$$

y para base flexible:

$$\mu_{\Delta_f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y + \Delta_f} \quad (89)$$

Sin embargo, si el desplazamiento máximo Δ_m , está limitado por la distorsión máxima del reglamento, la ductilidad de diseño para el caso de base rígida será:

$$\mu_{\Delta_r} = 1 + \frac{\Delta_m - \Delta_y}{\Delta_y} \quad (90)$$

y para el caso de base flexible:

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_m - \Delta_y - \Delta_f}{\Delta_y - \Delta_f} \quad (90)$$

En ambos casos, la flexibilidad de la cimentación implica una ductilidad reducida de desplazamiento disponible, y por tanto factores reducidos de reducción de fuerzas (figura-19)

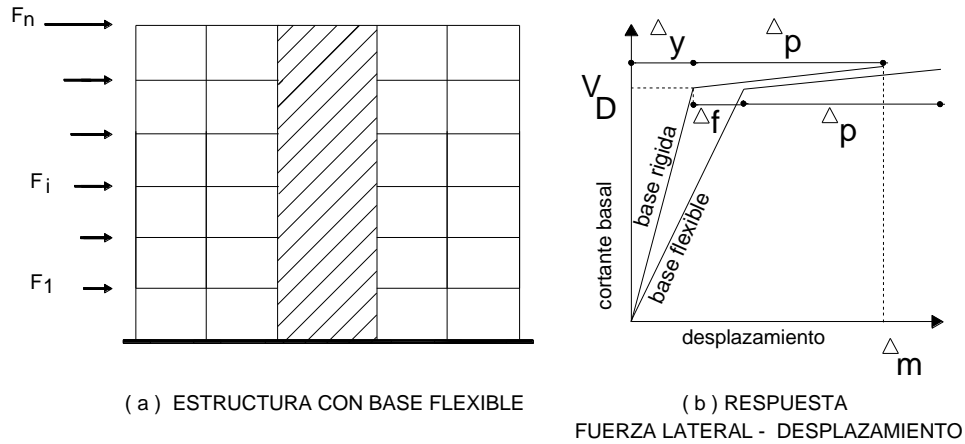


Fig. 19 Influencia de la rotación de la cimentación en la capacidad de ductilidad de desplazamiento

Aunque ambas influencias (incremento del periodo; decremento de la ductilidad) pueden incorporarse al diseño basado en fuerzas, raramente se realiza. Sin embargo, también es claro que debe considerarse una influencia adicional del amortiguamiento del terreno. No es obvio como esto debe incluirse en el diseño basado en fuerzas, pero es comparativamente simple para el diseño basado en desplazamientos directos.

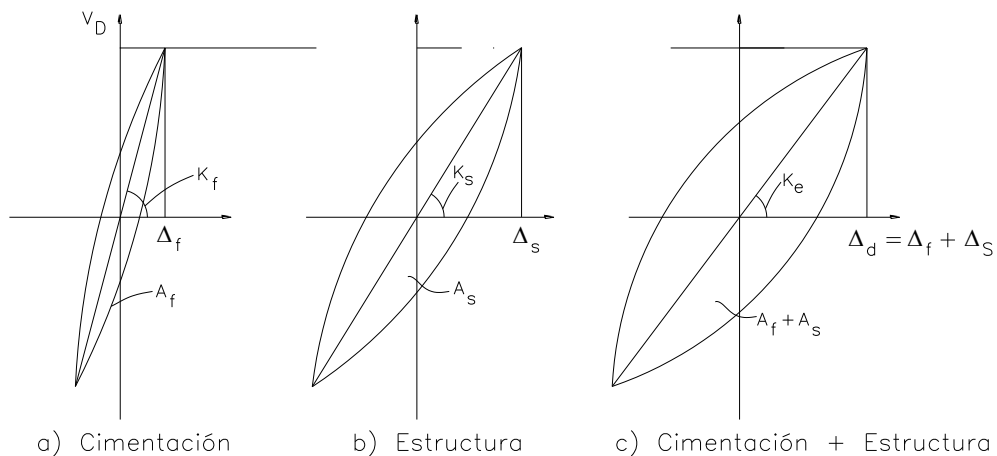


Fig. 20 Incorporación de cimentación flexible dentro del diseño basado en desplazamientos directos

Considere los lazos histeréticos de desplazamiento de fuerza lateral de la figura-20, donde se han separado los componentes de la estructura y de la cimentación para una respuesta pico de desplazamiento de diseño Δ_d .

El desplazamiento de diseño podría acotarse por los límites de distorsión del reglamento o por un desplazamiento límite basado en la deformación estructural $\Delta_s = \Delta_m$.

El amortiguamiento viscoso equivalente para la cimentación puede expresarse como:

$$\xi_f = \frac{A_f}{2\pi V_D \Delta_f} 100\% \quad (92)$$

y para la estructura:

$$\xi_s = \frac{A_s}{2\pi V_D \Delta_d} 100\% \quad (93)$$

donde, A_f y A_s son las áreas histeréticas (es decir, la energía absorbida) para la cimentación y para la estructura respectivamente. Como se muestra en la figura 20c, las áreas histeréticas del sistema combinado estructura/cimentación serán aditivas, y por tanto, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema será:

$$\xi_c = \frac{\xi_f \Delta_f + \xi_s \Delta_s}{\Delta_f + \Delta_s} \quad (94)$$

Entonces el diseño prosigue en la forma normal determinando el período a partir del conjunto de espectros de desplazamiento, ó más directamente de la ecuación 63, y por tanto la rigidez efectiva K , de la ecuación 53 y el cortante de diseño $V_c = V_b$ de la ecuación 54.

4.3.4.6. Influencia de la intensidad sísmica sobre el cortante basal

Los procedimientos de diseño basado en las fuerzas y basado en el desplazamiento directo implican una sensibilidad estructural muy diferente a la intensidad sísmica. Esto puede ilustrarse con referencia a la figura- 21, donde se muestran los espectros de aceleración (figura-21a) y los espectros de desplazamiento (figura-21b) para dos zonas sísmicas. Se suponen que las formas espectrales para las dos zonas son idénticas y cada una se encuentra multiplicando un espectro a nivel de base por el factor de zona Z_1 o Z_2 .

Suponga que la geometría estructural del edificio diseñado es la misma para las zonas Z_1 y Z_2 . Entonces, para el diseño basado en fuerzas, haciendo hipótesis normales de diseño de que el periodo elástico es el mismo para dos edificios, es claro que las fuerzas cortantes basales requeridas V_{b1} y V_{b2} para los dos edificios están relacionadas por:

$$V_{b2} = V_{b1} \frac{Z_2}{Z_1} \quad (95)$$

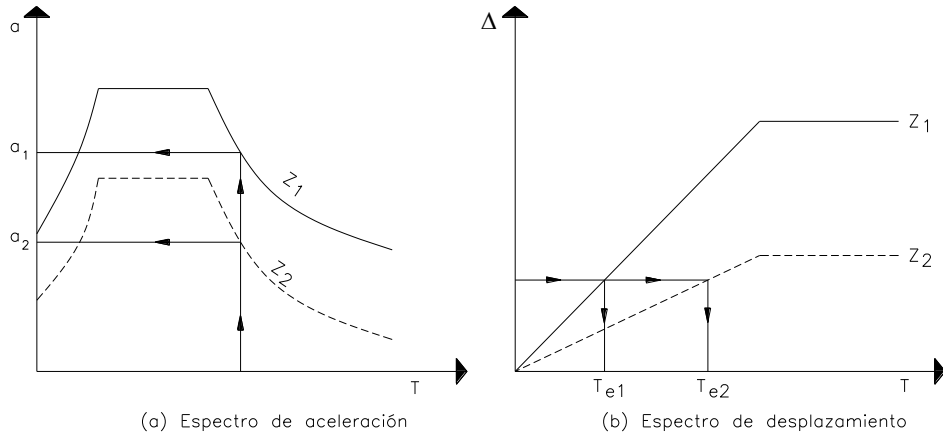


Fig. 21 Influencia de la intensidad sísmica sobre las acciones de diseño sísmico basado en Desplazamientos directos

Bajo el diseño basado en desplazamientos directos, la hipótesis de geometría igual asegura que los desplazamientos de fluencia y los desplazamientos de diseño de estado límite para los dos edificios son idénticos. Así, la ductilidad y el amortiguamiento son también iguales para los dos edificios. Como puede verse de la figura 21b, con el desplazamiento y el amortiguamiento de diseño iguales los períodos efectivos T_{e1} y T_{e2} se relacionan con la intensidad de zona mediante:

$$T_{e2} = T_{e1} \frac{Z_1}{Z_2} \quad (96)$$

De la ecuación 53, las rigideces efectivas requeridas son inversamente proporcionales al período al cuadrado, así:

$$K_{e2} = K_{e1} \left(\frac{Z_2}{Z_1} \right)^2 \quad (97)$$

Además, como los desplazamientos de diseño son iguales, la ecuación 54 da la relación de cortante basal como:

$$V_{b2} = V_{b1} \left(\frac{Z_2}{Z_1} \right)^2 \quad (98)$$

Así, la resistencia requerida es proporcional al cuadrado de la intensidad sísmica. Esta es una diferencia fundamentalmente importante entre los dos enfoques, especialmente para las regiones de baja sismicidad.

4.3.4.7 Influencia de la altura del edificio

Un hallazgo adicional de interés puede obtenerse examinando la sensibilidad del cortante basal a la altura del edificio. Suponga por simplicidad que las dimensiones de sección de los miembros estructurales y que la forma de diseño es independiente de la altura del edificio. Es claro que esta última hipótesis será cada vez más cruda a medida que aumenta la altura. ver figura-22.

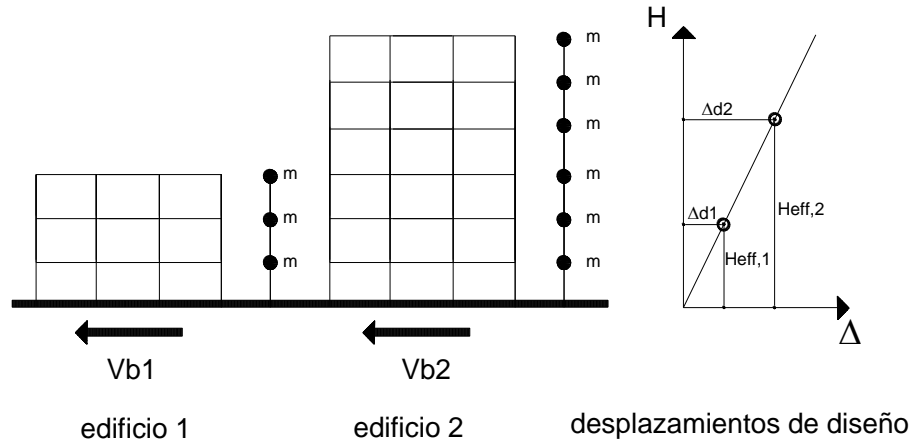


Fig.22 El perfil de desplazamiento de diseño para edificios difiere solamente con la altura

Sea n el número de niveles con masa constante m por nivel y k_1 a k_6 constantes. La masa efectiva puede expresarse como:

$$m_e = k_1 n(m) \tag{99}$$

y el desplazamiento efectivo como:

$$\Delta_d = k_2 n \tag{100}$$

El amortiguamiento efectivo será independiente de n , ya que la distorsión de fluencia y el límite de distorsión del reglamento (y por tanto la ductilidad de desplazamiento) son independientes de la resistencia.

Como el desplazamiento de diseño Δ_d , dado por la ecuación 100 es menor que el desplazamiento para el periodo pico (por ejemplo $T_e = 4$ s), el período efectivo será entonces:

$$T_e = k_3 \Delta_d = k_2 k_3 n \tag{101}$$

De la ecuación 51a, la rigidez efectiva:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{k_4 k_1 n(m)}{(k_2 k_3)^2 n^2} = \frac{k_5 m}{n} \tag{102}$$

de las ecuaciones 54, 100 y 101 el cortante basal de diseño será:

$$V_b = K_e \Delta_d = \frac{k_5 m}{n} k_2 n = k_6 m \tag{103}$$

Así, la ecuación 103 implica que el cortante basal de diseño es independiente del número de niveles. Esto podría aparecer que apunta a la manera hacia una posible simplificación de diseño.

4.3.4.8. Requerimientos de diseño por capacidad

La distribución y localización de las articulaciones plásticas permite definir los niveles de resistencia que deben tener los elementos, así los momentos de diseño y cortantes se amplifican para los elementos que no acepta se dañen, con la intención de que a pesar de los posibles incrementos de resistencia de los materiales y la amplificación dinámica de modos superiores, las articulaciones se formen en los elementos que se acepta experimenten daño.

Superposición modal efectiva para determinar los niveles de fuerza por diseño por capacidad.

Los momentos de diseño por capacidad y cortantes pueden ser determinados por combinación modal de momentos o cortantes con las reglas de combinación SSRS o CQC, de un análisis modal con la rigidez efectiva de miembros a respuesta de desplazamiento máximo. Para la regla de combinación SSRS la acción se aumenta por el factor, $S_{CD,i}$, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S_{CD,i} = \sqrt{(\phi^o S_{1D,i})^2 + (S^2)_{2,i} + (S^2)_{3,i} + \dots + (S^2)_{n,i}} \quad (104)$$

El valor del factor de sobre resistencia ϕ^o puede ser determinado del análisis momento curvatura de las articulaciones plásticas. Alternativamente un valor conservador del factor de sobre resistencia es 1.25.

Métodos aproximados para determinar los niveles de fuerza por diseño por capacidad

La siguiente ecuación conservadora puede ser empleada para diferentes tipos de estructuras y acciones.

$$\phi_s S_D = S_R = \phi^o \omega S_E \quad (105)$$

donde, S_R es la resistencia requerida para satisfacer las acciones de diseño S , y ϕ_s es el correspondiente factor de reducción de resistencia, que debe ser adoptado para diseño por flexión de las articulaciones plásticas.

ω es un factor de amplificación dinámica que representa el posible incremento de las acciones de diseño debido a efectos de modos superiores.

S_D es la resistencia de diseño y S_E es la resistencia demandada.

5. EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIOS A BASE DE MARCOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO POR PRIESTLEY (2007)

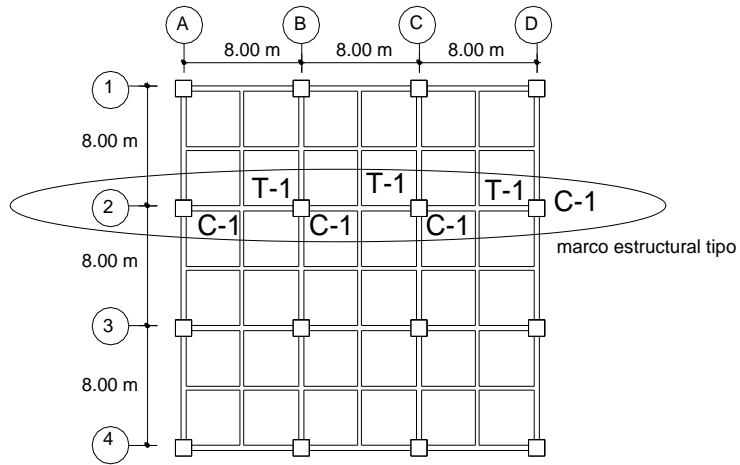
Con objeto de determinar el esfuerzo necesario para la aplicación del método de diseño basado en desplazamientos directos a edificios de marcos de concreto reforzado, se diseña una estructura de 17 niveles para uso de oficinas.

Para evaluar la efectividad del método de diseño propuesto se realizaron dos análisis dinámicos no lineales paso a paso del marco diseñado. Estos análisis fueron desarrollados mediante el programa de análisis DRAIN 2DX (Prakash y otros, 1993). Para los análisis se tomaron las siguientes consideraciones:

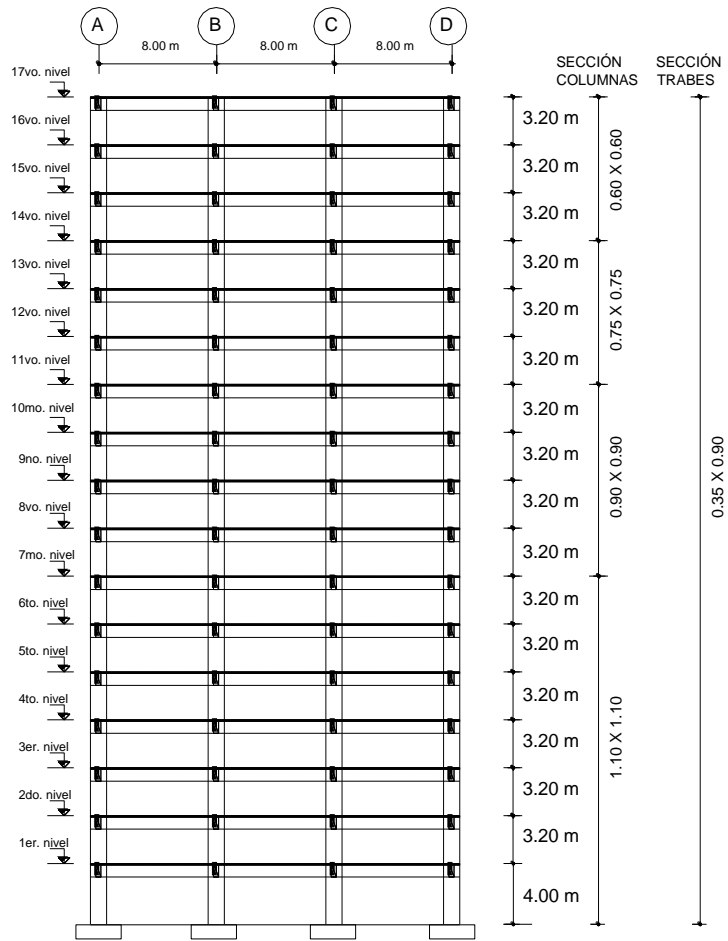
- Se utilizó un modelo histerético bilineal estable para el modelado de los elementos estructurales.
- Los momentos de fluencia de los elementos estructurales se determinaron con el programa de diagramas momento-curvatura BIAX.
- Se consideró la interacción de carga axial y momento en el modelado de las columnas.
- Se empleó el registro de SCT-EW 1985, correspondiente a los espectros de respuesta de desplazamientos.
- Tanto en los análisis lineales como en los no lineales el amortiguamiento se definió proporcional a la masa y la rigidez (amortiguamiento de Rayleigh).
- Las resistencias de los elementos utilizados en los análisis no lineales paso a paso corresponden a las demandas de diseño obtenidas del método con y sin considerar el criterio de diseño por capacidad

5.1. Descripción del edificio de diseño

La estructura principal es un edificio a base de marcos estructurales de concreto reforzado de 17 niveles, con simetría en ambas direcciones. La disposición de la estructura en planta, y elevación, y las dimensiones de los elementos se indican en la figura-23. El edificio es cuadrado de 24 m X 24 m, con 3 crujeas de 8 m. Todos los niveles tienen la misma altura de 3.2 m, excepto la planta baja que es de 4.00 m. Las columnas se dimensionaron como columnas cuadradas, de 110 cm X 110 cm para los 7 primeros niveles, de 90 cm X 90 cm para los siguientes 4 niveles, de 75 cm x 75 cm para los siguientes 3 niveles y de 60 cm x 60 cm para los 3 últimos niveles. Las trabes principales de 35 cm x 90 cm y las trabes secundarias de 20 cm x 90 cm.



a) Planta estructural



b) marco estructural tipo

Fig. 23 Estructura reticular a base de vigas y columnas de concreto reforzado.

Las propiedades de los materiales utilizadas en el diseño de la estructura, para trabes y columnas, fueron las siguientes:

Características de los Materiales

a).- Concreto

Resistencia a la compresión	$f'_c = 250$ kg/cm ²
Módulo de elasticidad	$E_c = 221,360$ kg/cm ²
Peso volumétrico	$\gamma_c = 2,400$ kg/m ³

b).- Acero de refuerzo

Esfuerzo nominal de fluencia	$f_y = 4,200$ kg/cm ²
Módulo de elasticidad	$E_s = 2,100,000$ kg/cm ²

Las cargas reglamentarias correspondientes al uso de oficinas utilizadas para el análisis y diseño son las que se indican a continuación:

a).- Cargas muertas:

Losa de 12 cm. de espesor	290 kg/m ²
Acabado en piso	100 kg/m ²
Muros divisorios	150 kg/m ²
Sobrecarga por reglamento D.F. - 2004	60 kg/m ²

b).- Cargas vivas:

Entrepiso:	
Gravitacional	250 kg/m ²
Sismo	180 kg/m ²
Azotea:	
Gravitacional	100 kg/m ²
Sismo	70 kg/m ²

5.2. Aplicación del método de diseño

Debido a que el método de diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto por Priestley es uno de los más difundidos y además cuenta con una de las formulaciones más racionales (teórico-experimental) se decidió evaluarlo; para este fin, en este trabajo de tesis se diseñó una estructura siguiendo los requerimientos de dicho procedimiento.

En la figura-24 se presenta el diagrama de flujo del procedimiento de diseño propuesto por Priestley-2007, en la cual se muestra la secuencia de los pasos de cálculo que deben seguirse.

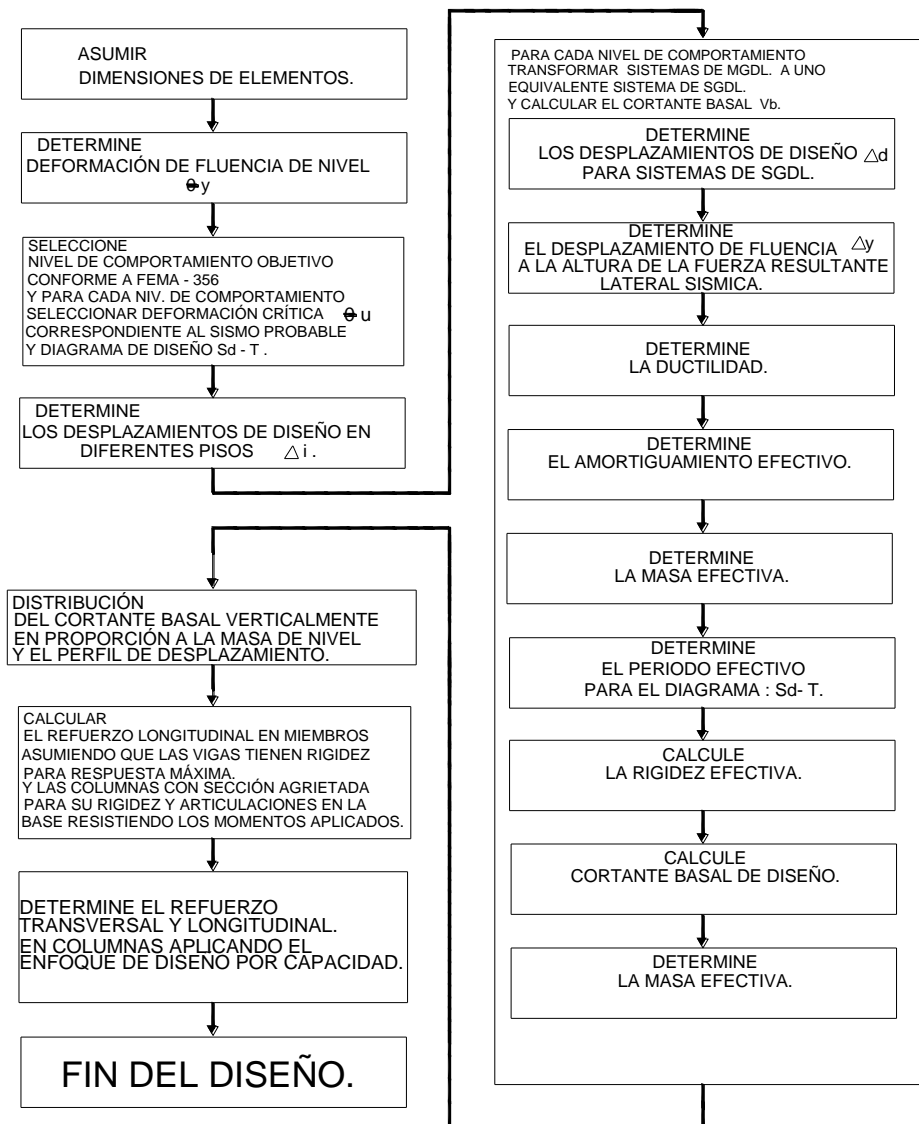


Fig.24 Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos directos. (Método de Priestley, 2007)

5.3. Análisis de la estructura

Para la aplicación del método se partió de una estructura preliminar diseñada por Varela (1997) la cual se hizo conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1993).

Se seleccionó un marco plano interior dadas las características de geometría y simetría estructural, para el cual se construyó un modelo elástico y se le aplicó el vector de fuerzas laterales obtenidas con el método de diseño sísmico basado en desplazamientos directos propuesto por Priestley, figura-26. En esta figura se indica también el vector de fuerzas, obtenido con el método tradicional de diseño, para un coeficiente sísmico $c = 0.45$ correspondiente a la zona III b (zona de lago) y un coeficiente de comportamiento sísmico de $Q = 2$, establecido en las Normas Técnicas complementarias por sismo (RCDF-2004).

La estructura principal se diseñó para una distorsión angular objetivo ($\theta_p = 0.0218$) correspondiente al nivel de desempeño de seguridad de vidas (FEMA-450), los detalles de la aplicación del método de Priestley y otros. 2007 se muestran en la tabla 2. Se incluyó en el modelo las cargas gravitacionales actuantes y los análisis lineales se llevaron a efecto con el programa de análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado (*Eng. Solutions Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings for Earthquake and Wind forces*). Los análisis y el diseño se desarrollo con apego a las normatividad vigente en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal -2004 y las Normas Técnicas Complementarias para el análisis y diseño de estructuras de Concreto Reforzado. El periodo fundamental de la estructura fue $T_e=1.73$ s, los porcentajes de acero resultantes están contenidos dentro de los límites establecido por dicho reglamento. En la figura-25 se muestran los espectros de desplazamientos para diferentes amortiguamientos equivalentes, obtenidos del registro de SCT-EW 1985 y empleados en el método de diseño.

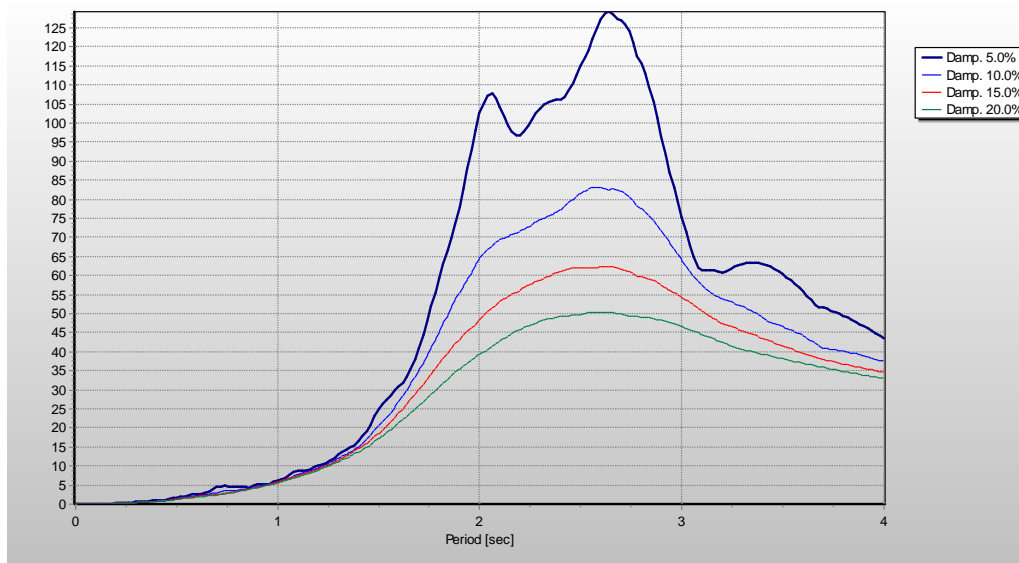


Fig. 25 Espectros de desplazamientos para diferentes valores de amortiguamiento equivalente obtenidos del registro de SCT-EW 1985

APLICACIÓN DEL MÉTODO DIRECTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

ESTRUCTURA: 17 NIVELES PLANTA : 24 X 24 (3 CRUJÍAS DE 8.00 m CADA UNA) MARCO PRINCIPAL.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN AZOTEA : $\Delta_d = 0.637$ m $\theta_d = 0.0218$ $\mu = 2.00$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
NIVEL i	ALTURA H_i (m)	MASA m_i (ton x s ² /m)	δ_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i H_i$	F_i (ton)	V_i (ton)
17	55.20	10.24	1.00	0.887	9.08	8.05	501	94	94
16	52.00	11.90	0.96	0.851	10.13	8.62	527	46	140
15	48.80	11.90	0.92	0.814	9.69	7.89	473	44	184
14	45.60	11.90	0.87	0.775	9.22	7.14	420	42	225
13	42.40	11.90	0.83	0.734	8.73	6.40	370	40	265
12	39.20	11.90	0.78	0.690	8.22	5.67	322	37	302
11	36.00	11.90	0.73	0.645	7.68	4.95	276	35	337
10	32.80	11.90	0.67	0.598	7.12	4.26	233	32	369
9	29.60	11.90	0.62	0.549	6.53	3.59	193	30	399
8	26.40	11.90	0.56	0.498	5.92	2.95	156	27	426
7	23.20	11.90	0.50	0.445	5.29	2.35	123	24	450
6	20.00	11.90	0.44	0.389	4.64	1.81	93	21	471
5	16.80	11.90	0.37	0.332	3.96	1.31	66	18	489
4	13.60	11.90	0.31	0.273	3.25	0.89	44	15	503
3	10.40	11.90	0.24	0.212	2.53	0.54	26	11	515
2	7.20	11.90	0.17	0.149	1.77	0.26	13	8	523
1	4.00	11.90	0.09	0.084	1.00	0.08	4	5	527
Σ		200.64			104.75	66.77	3842		

CONCEPTO	EXPRESIÓN MATEMÁTICA	RESULTADO
FORMA DEL 1er.MODO INELÁSTICO	$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right)$	RESULTADOS EN TABLA COLUMNA - 4
PERFIL DEL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO	$\omega_b = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0$ $\Delta_i = \omega_b \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right)$	RESULTADOS EN TABLA COLUMNA - 5
DISTORSIÓN ANGULAR DE FLUENCIA	$\theta_y = 0.50 \varepsilon_y \left(\frac{L_b}{h_b} \right)$	0.0089
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO	$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	0.637
ALTURA EQUIVALENTE	$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	36.68
MASA EQUIVALENTE	$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$	164

CONCEPTO	EXPRESIÓN MATEMÁTICA	RESULTADO
DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA	$\Delta_y = \frac{2M_1 \theta_{y1} + M_2 \theta_{y2}}{2M_1 + M_2} H_e$	0.3260
DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO	$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$	2.0
AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE	$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$	0.14
PERIODO EFECTIVO (s)	$T_e =$ CON LOS VALORES DE: Δ_d , ξ_{eq} Y EL ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS REGISTRO: SCT-EW-1985 SE OBTIENE : T_e	2.8
RIGIDEZ EQUIVALENTE (ton/m)	$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$	827
CORTANTE BASAL	$V_b = K_e \Delta_d$	527
FUERZA EN NIVEL i	$F_i = V_b \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	RESULTADOS EN TABLA COLUMNA - 9

Tabla-2 Propiedades dinámicas obtenidas producto de la aplicación del Método de Diseño propuesto por Priestley-2007

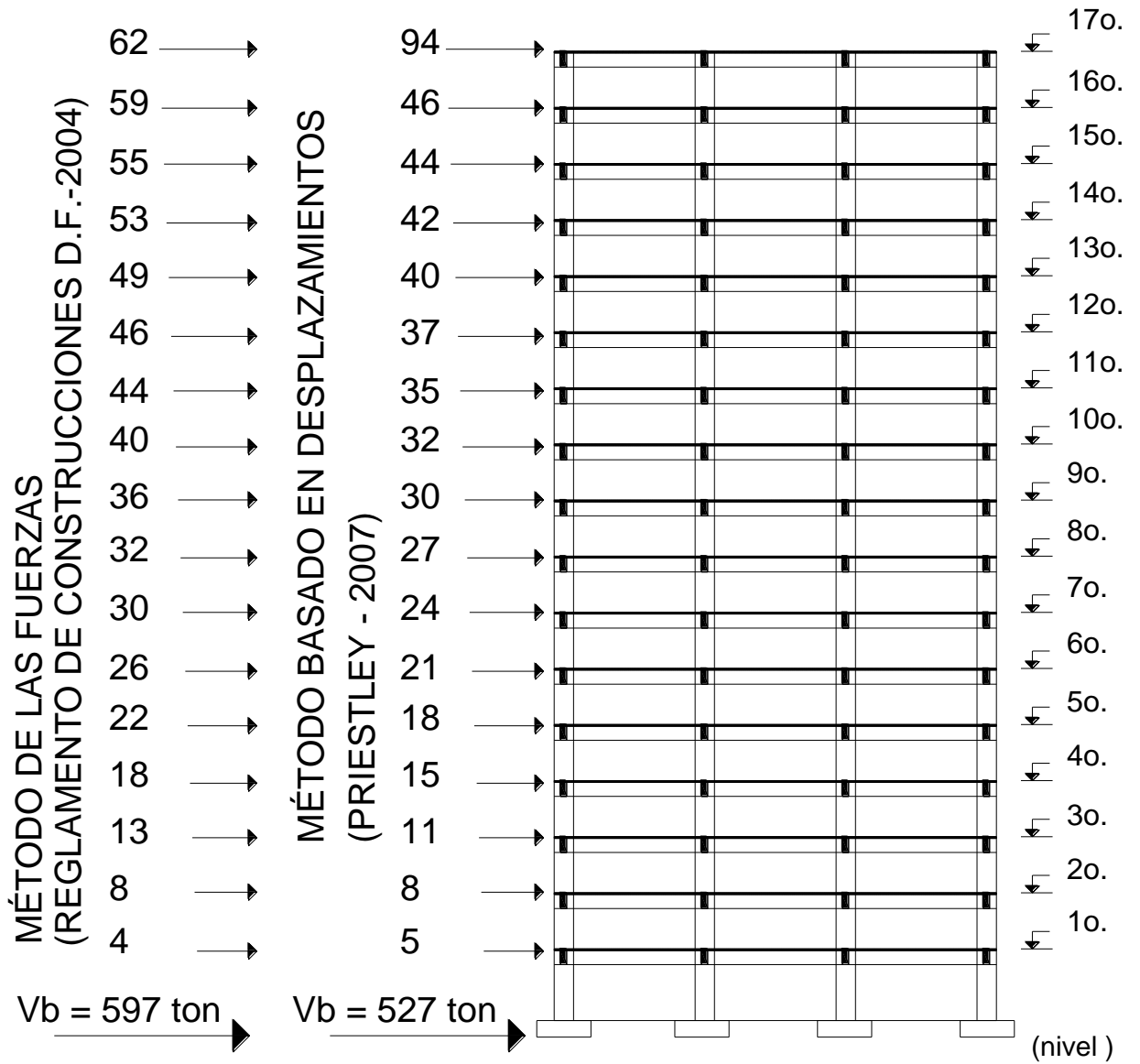


Fig. 26 Fuerzas laterales y cortante basal aplicadas en marco estructural tipo

5.4. Diseño de la estructura

Para el diseño de la estructura se siguieron los lineamientos de diseño establecidos en la metodología de Priestley. Las demandas sísmicas y los objetivos de desempeño utilizados se indican a continuación:

Sismicidad de diseño

Las estructuras de los edificios deben diseñarse de modo que se cumplan los criterios de desempeño definidos, para los niveles de intensidad sísmica especificados para la zona sísmica designada para el edificio.

Para los edificios en la zona A (sismicidad moderada a alta) se cumplirán los criterios de desempeño para las intensidades de nivel 1 y nivel 2.

Para los edificios en la zona B (sismicidad baja) se cumplirán los criterios de desempeño para la intensidad de nivel 3

La probabilidad de excedencia definida para un nivel de intensidad dado depende del uso del edificio y de las consecuencias por el daño, como se define en la tabla 3.

Intensidad	Estructuras	Hospitales Policia HQ`s,CD HQ`s,etc	Estructuras con contenido peligroso de materiales
Nivel-1	50% en 50 años	20% en 50 años	20% en 50 años
Nivel-2	10% en 50 años	4% en 50 años	2% en 50 años
Nivel-3	2% en 50 años	1% en 50 años	1% en 50 años

Tabla-3 Probabilidad de excedencia para diferentes categorías estructurales

Criterios de Desempeño

El comportamiento estructural bajo las intensidades especificadas de diseño se define mediante límites de deformación unitaria y de distorsiones, como sigue:

La deformación unitaria de los materiales asociada con la acción por flexión no debe exceder los valores listados en la tabla 4 para diferentes niveles de intensidad. La deformación unitaria a compresión límite en el concreto se define con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + \frac{1.4\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (106)$$

Los ángulos de la distorsión de entrepiso no deben exceder a los límites listados en la tabla 5 para diferentes niveles de intensidad.

Material	Nivel-1	Nivel-2	Nivel-3
Deformación en el concreto a compresión	0.004	ec.(106) <0.02	1.5 ec.(106)
Deformación en el acero de refuerzo	0.015	0.06 ϵ_{su} <0.05	0.09 ϵ_{su} <0.08
deformación en el acero estructural	0.010	0.025	0.040
deformación en la mampostería a compresión	0.003	ec.(106) <0.01	1.5 ec.(106)
Deformación en la madera a tensión	0.75 ϵ_y	0.75 ϵ_y	0.75 ϵ_y

Tabla-4 Límites de deformación para diferentes intensidades de niveles de diseño

Límites de distorsión	Nivel-1	Nivel-2	Nivel-3
Estructuras sin URM o URM confinados	0.010	0.025	sin Límite
Estructuras con URM o URM confinados	0.005	0.025	sin Límite

URM=mampostería no reforzada

Tabla-5 Límites de distorsión para diferentes intensidades de niveles de diseño

Resistencias de diseño de los materiales

Resistencias de diseño de los materiales para las zonas de articulación plástica:

Compresión del concreto:	$f'_{ce} = 1.3 f'_c$
Compresión en la mampostería:	$f'_{me} = 1.2 f'_m$
Refuerzo de acero:	$F_{ye} = 1.1 f_y$
Acero estructural:	$F_{ye} = 1.1 f_y$

Resistencias de diseño de los materiales .para miembros o zonas de miembros protegidos por capacidad:

Las resistencias características de los materiales se usan sin amplificación.

Factores de reducción de resistencia del material:

En la determinación de la resistencia a la flexión de las articulaciones plásticas no se aplican factores de reducción de resistencia del material.

En la determinación de la resistencia de las acciones protegidas por capacidad se aplican los factores normales de reducción de resistencia del material.

Consideraciones estructurales generales:

En el diseño sísmico se incluye las siguientes consideraciones:

Se localizaron las articulaciones plásticas en vigas para asegurar un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica.

Se realizó una combinación apropiada de los efectos gravitacionales y sísmicos

Se protegieron los elementos de acuerdo con los principios de diseño por capacidad para que permanecieran dentro del rango elástico de respuesta.

En las figuras 27 y 28 se muestran la distribución y los armados del acero de refuerzo en las secciones estructurales de trabes y columnas, resultantes del diseño del marco estructural tipo.

En las figuras 29 y 30 se muestran las configuraciones de desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso del marco estructural tipo, obtenidas sin ajuste de diseño por capacidad y con ajuste de diseño por capacidad respectivamente.

Y en las figuras 31 y 32 se muestran las configuraciones de distribución de daño en el marco estructural tipo obtenidas sin ajuste de diseño por capacidad y con ajuste de diseño por capacidad respectivamente.

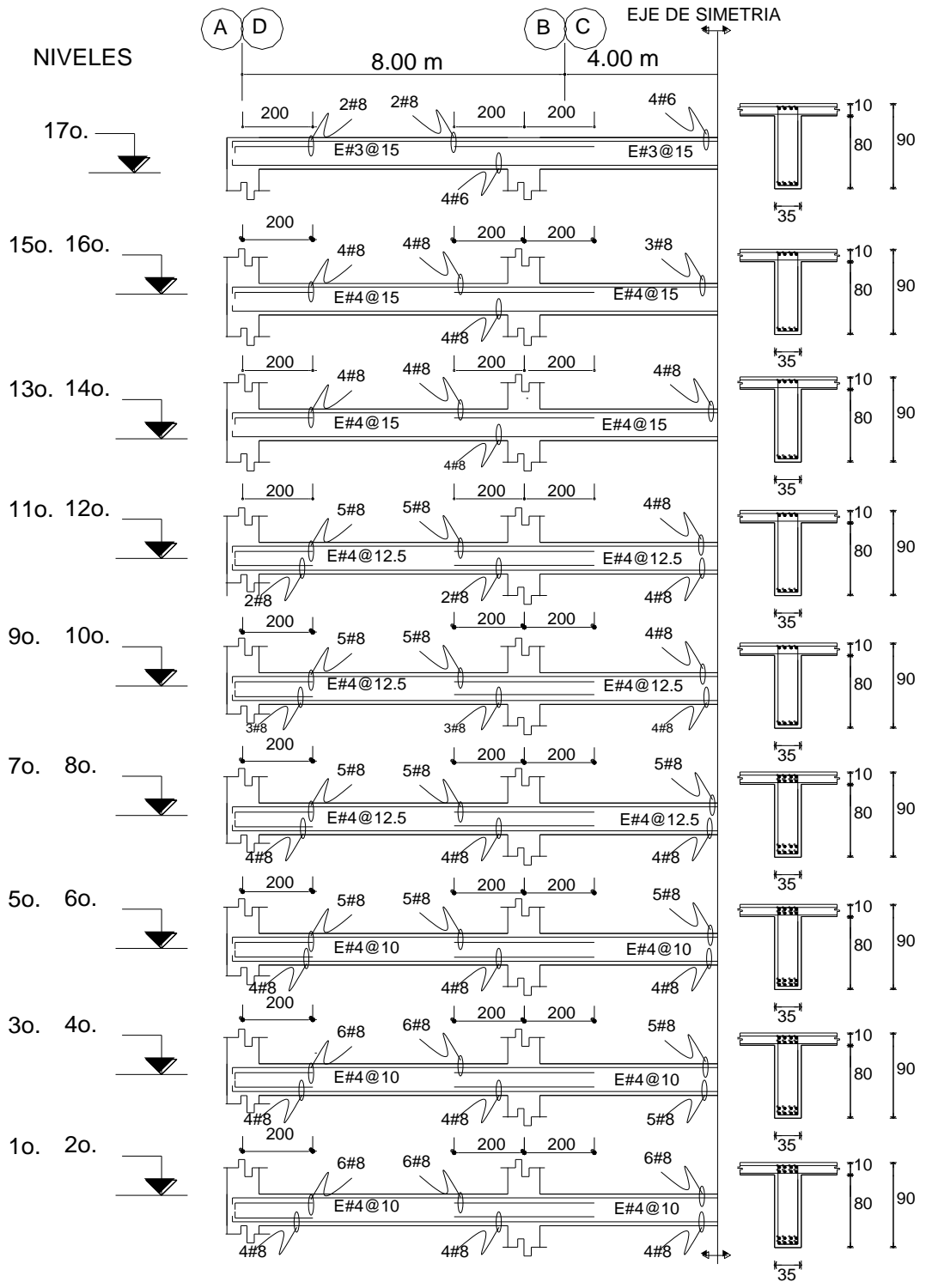


Fig.27 Diseño de las traves del marco principal

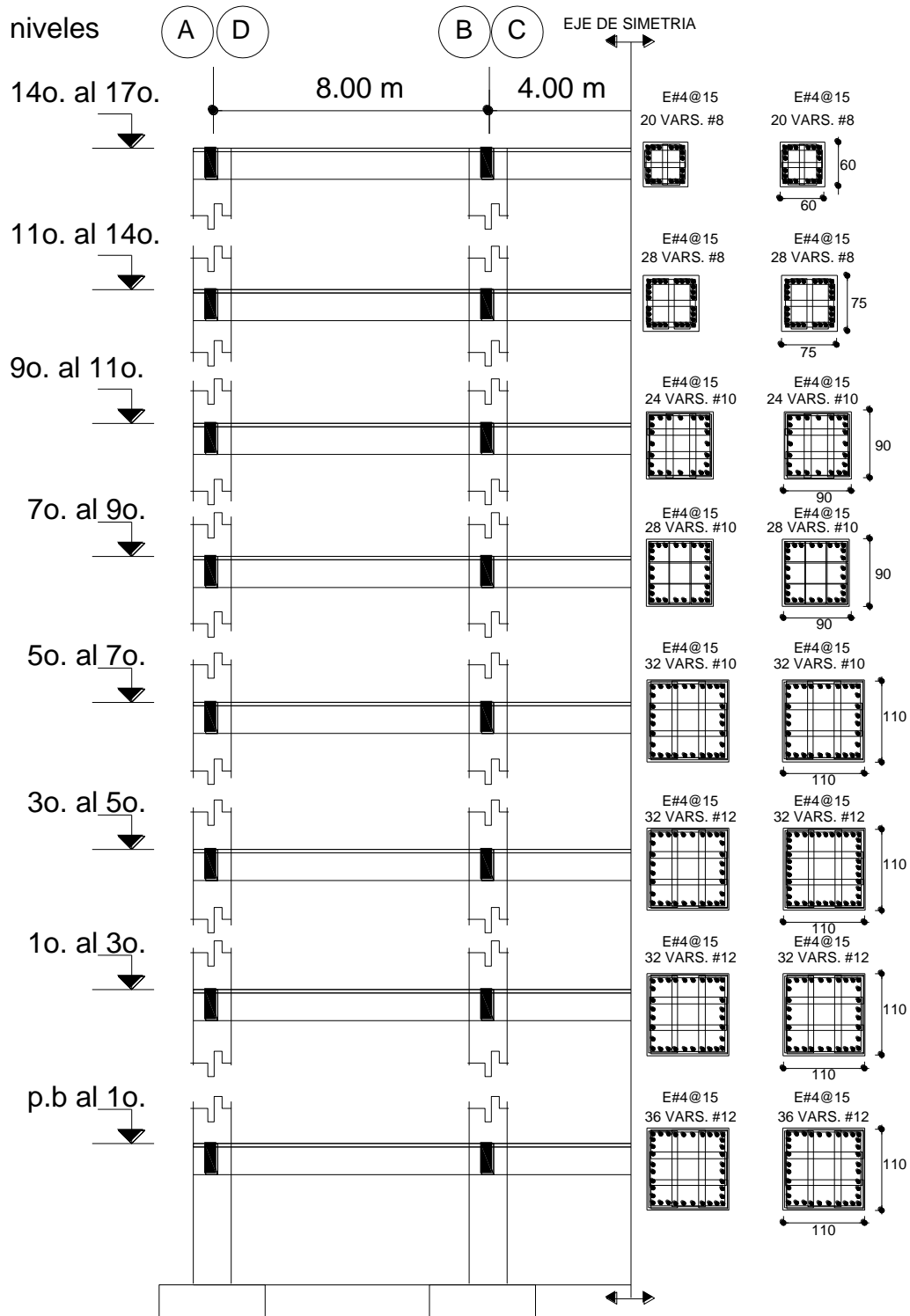
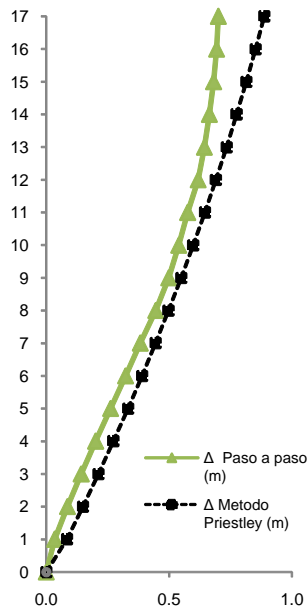
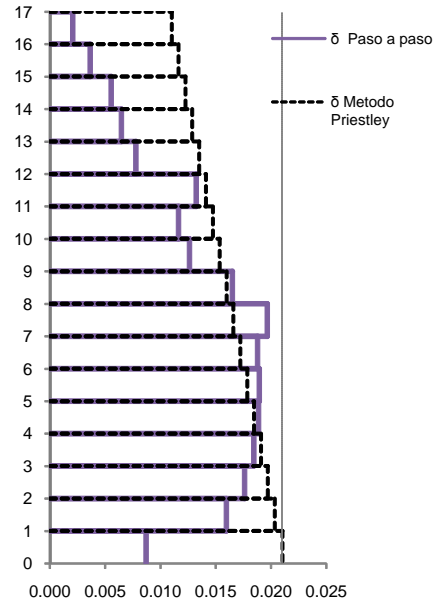


Fig. 28 Diseño de las columnas del marco principal

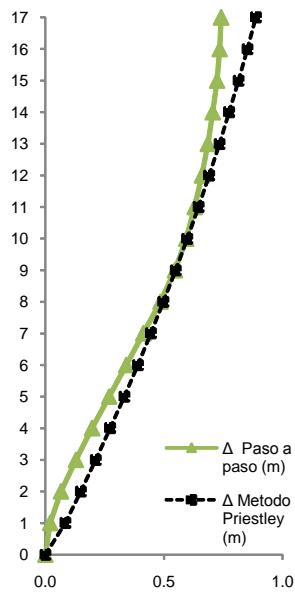


a) Desplazamientos laterales.

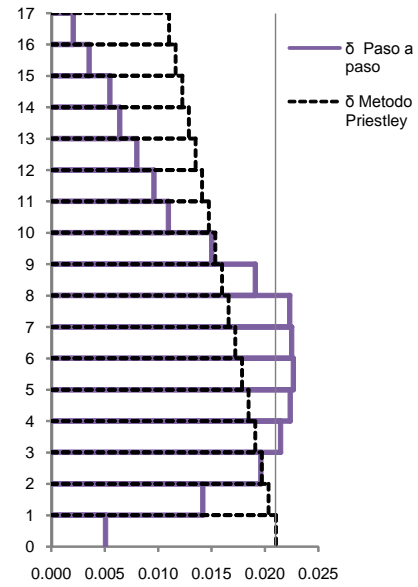


b) Distorsiones de entrepiso.

Fig. 29 Comparación de resultados entre el método propuesto por Priestley y un análisis no lineal paso a paso (sin diseño por capacidad)



a) Desplazamientos laterales



b) Distorsiones de entrepiso

Fig. 30 Comparación de resultados entre el Método propuesto por Priestley y un análisis no lineal paso a paso (con diseño por capacidad)

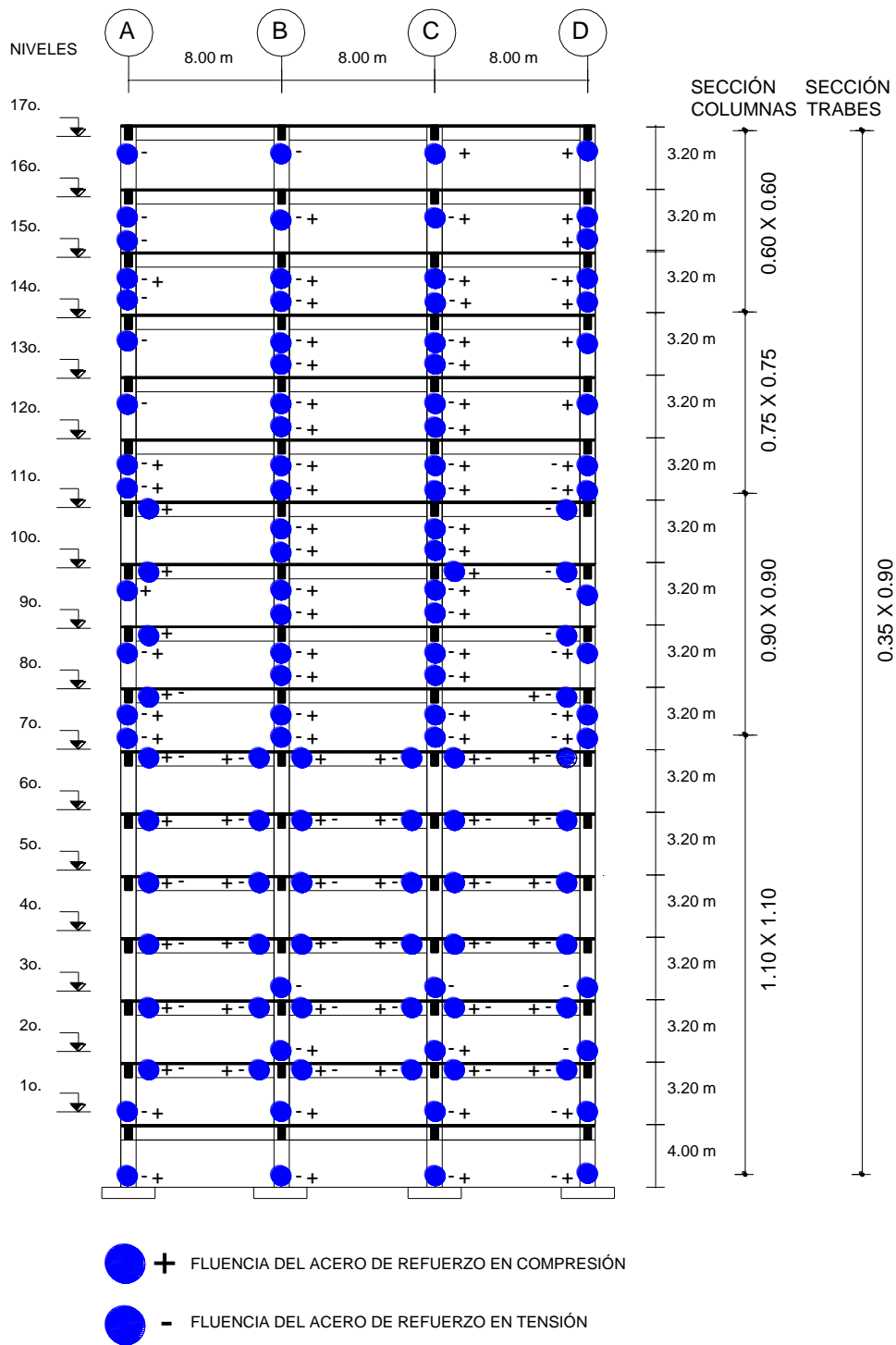


Fig. 31 Distribución de daño en marco estructural sin diseño por capacidad (Análisis dinámico no lineal paso a paso)

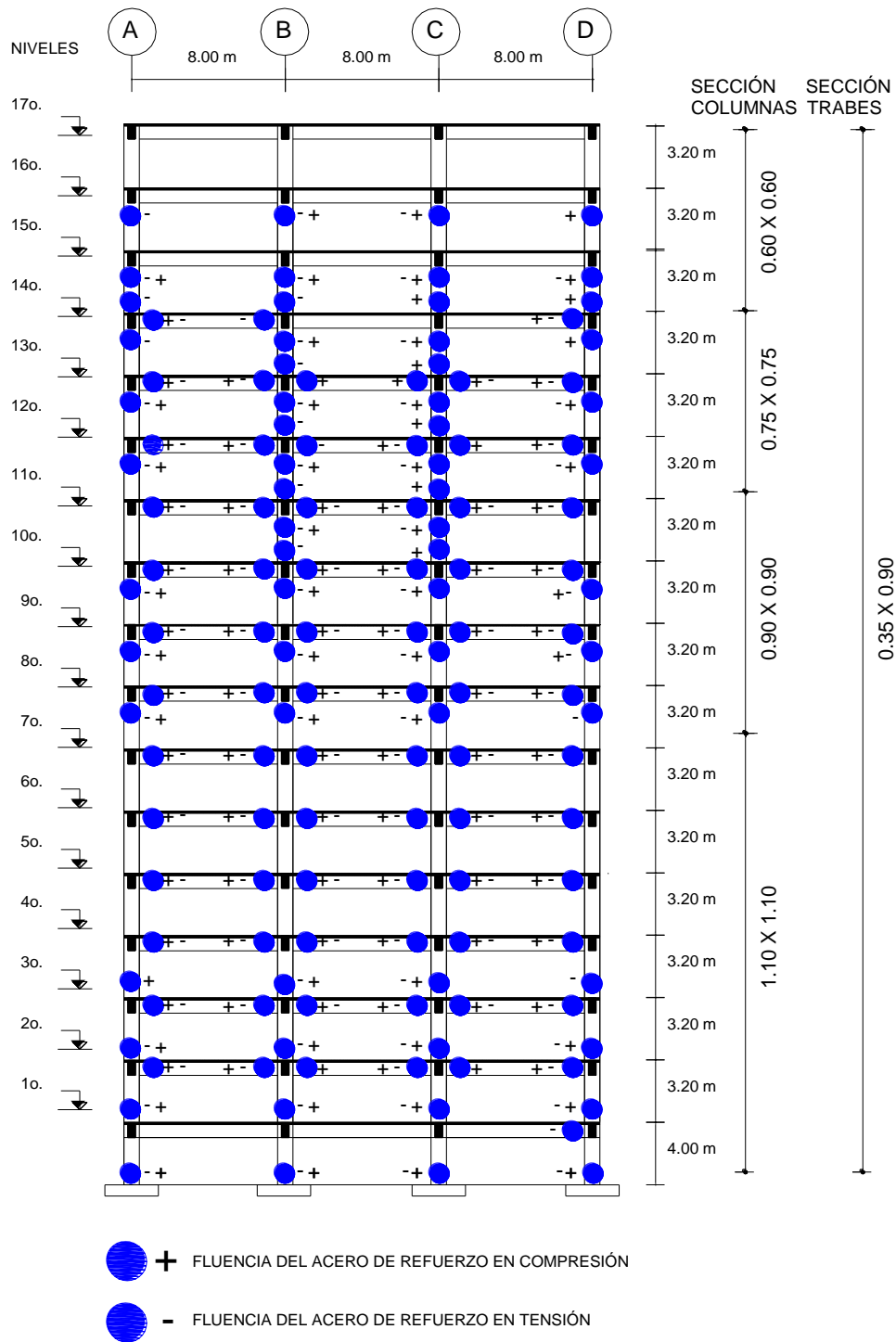


Fig. 32 Distribución de daño en marco estructural con diseño por capacidad (Análisis dinámico no lineal paso a paso)

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De manera general de los resultados obtenidos en esta tesis se concluye que con el uso del método de diseño sísmico basado en desplazamientos directos, desarrollado por Priestley y colaboradores, se logran conceptualmente diseños más consistentes que los obtenidos con criterios de diseño basados en fuerzas, en virtud de que este procedimiento toma en cuenta la mayoría de las deficiencias observadas en el enfoque basado en fuerzas. Con este procedimiento se elimina la necesidad de usar un factor de reducción de fuerzas y una estimación inicial del periodo fundamental de la estructura, usando como único parámetro de diseño el desplazamiento objetivo, siendo la resistencia y la rigidez un resultado del proceso de diseño.

Como resultado de la aplicación y evaluación del método de diseño sísmico basado en desplazamientos directos propuestos por Priestley y dos análisis dinámicos no lineales paso a paso de la estructura resultante, se derivan las siguientes conclusiones:

- La configuración de desplazamientos laterales obtenida en la estructura al aplicar la metodología de Priestley y colaboradores, sin ajustar el diseño por capacidad, resulta ligeramente mayor que la obtenida con el análisis dinámico no lineal paso a paso, observándose las mayores diferencias en los desplazamientos de los niveles superiores, lo que nos indica que el método no tiene la capacidad de predecir con exactitud las configuraciones de desplazamientos.
- La configuración de desplazamientos laterales determinada al aplicar la metodología de Priestley y colaboradores, en la que el diseño se ajusta por capacidad, se aproxima mejor a la obtenida con el análisis dinámico no lineal paso a paso desarrollado, ya que las diferencias en los desplazamientos laterales de los niveles superiores se reducen, lo cual indica que con el ajuste por capacidad que propone Priestley y colaboradores se tiene la capacidad de predecir con más exactitud las configuraciones de desplazamientos.
- La configuración de distorsiones de entrepiso propuesta por Priestley, cuando no se ajusta el diseño por capacidad difiere de la configuración obtenida con el análisis dinámico no lineal. A pesar de que ambas configuraciones guardan cierta similitud, existen diferencias importantes en la localización de las distorsiones máximas, lo cual implica que no se tiene un control adecuado del daño que experimenta la estructura.
- La configuración de distorsiones de entrepiso obtenida con el método de Priestley, ajustando el diseño por capacidad, difiere considerablemente de la obtenida con el análisis dinámico no lineal, observándose las mayores diferencias en los niveles intermedios, lo cual indica que con este procedimiento de diseño no se controlan satisfactoriamente las distorsiones y en consecuencia el daño.

- De los resultados obtenidos con el análisis dinámico no lineal del marco estructural sin el ajuste del diseño por capacidad, se observa que se presenta más daño en las columnas que en las trabes en la mayoría de los niveles, presentándose un daño menor en los niveles superiores, tanto de columnas como de trabes. Concluyéndose que sin el ajuste del diseño por capacidad no se garantiza el mecanismo de columna fuerte – viga débil requerido.
- En el análisis dinámico no lineal del marco estructural con ajuste del diseño por capacidad, se muestra que el daño se manifiesta principalmente en trabes, excepto en los tres niveles superiores, siendo el daño en columnas significativamente menor; presentándose el mecanismo de columna fuerte – viga débil (marco dúctil).
- La distribución de daño asumida en el procedimiento de diseño no corresponde con la distribución de daño observada en el análisis dinámico no lineal, lo que indica que la hipótesis de que todas las vigas tienen articulaciones plásticas con la misma demanda de ductilidad de desplazamiento es incorrecta.

Se recomienda que al aplicar este procedimiento de diseño se utilicen propiedades realistas de los materiales y del comportamiento estructural, puesto que a pesar de que el diseño basado en desplazamientos directo, pudiese coincidir con el comportamiento real de la estructura, si se utilizan propiedades incorrectas los resultados serán inapropiados y no podrá garantizar el desempeño estructural

Finalmente se concluye del desarrollo de este trabajo de tesis, que el método de diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto por Priestley y colaboradores, es de fácil aplicación y puede ser incorporado en los códigos actuales de diseño sísmico. Sin embargo, su aplicación demanda de conocimientos que actualmente no son manejados por los ingenieros de la práctica. En particular, se requiere de un entendimiento conceptual de la respuesta esperada de la estructura, lo que a su vez demanda un manejo racional de conceptos de dinámica estructural, diseño por capacidad y de diseño basado en el control de la respuesta sísmica. Además de lo anterior, es necesario reconocer que todavía se requiere recopilar información experimental, de campo y analítica para hacer posible el uso confiable y extensivo de la metodología propuesta.

7.- REFERENCIAS

- Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings for Earthquake and Wind forces.
EngSolutions RCB version 6.4.2 Licencia No. B1916-A24411
- Chopra K. y Goel K. "Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra vs. Elastic Design Spectra", Earthquake Spectra, Vo. 17, No. 1, Febrero 2001 pp. 47 – 64
- Chopra K. "Dynamics of Structures" Theory and aplicaciones to Earthquake engineering, section 7.10
Second edition, Prentice Hall.
- DRAIN 2DX Dynamic Response Analysis of Inelastic Building Structures. Department of civil engineering University of California Berkeley, California. November 1993
- Ekwueme C. G. y Kubischta M. A. "Deformation-Based Design of Shear wall Buildings", Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7th NCEE), 2002.
- Fargier-Gabaldon L. B. "Proportioning Reinforced Concrete Buildings for Displacement-Based Design", Universidad de Michigan, Ann Arbor, 2004.
- Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)", Part 1: Provisions", Prepared by the Building Seismic Safety Council, 2003.
- Federal Emergency Management Agency "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)", Part 1: Commentary", Prepared by the Building Seismic Safety Council, 2003.
- Federal Emergency Management Agency "Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)", Prepared by the American Society of Civil Engineers, 2000.
- Goel K. y Chopra K. "Improved Direct Displacement-based Design Procedure for Performance-Based Seismic Design of Structures ", Structural Congress and Exposition 2001, Mayo 2001, Washington, D.C.
- Hamburger R. O., Hanson R. D., Mahoney M. y Rojahn C. "Performance-based Design- A Practical Approach to Protecting Infrastructure", Modern Steel Construction, Junio 2002.
- Hamburger R. O., Moehle J. P. "State of Performance Based-Engineering in the United States" Second US-Japan Workshop on Performance-Based Design Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan ,Septiembre 2000.
- Kowalsky J. "A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges", Earthquake Engineering Structures Dynamics 2002; 31: pp. 729-747.
- Kowalsky J. "Direct Displacement-Based Design: A Seismic Design Methodology and its Application to Concrete Bridges", A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for degree Doctor of Philosophy in Engineering Science (Structural Engineering), Universidad de California, San Diego, 1997.
- Medhekar M. S., Kennedy D. J. L. "Displacement-based seismic design of buildings application", Engineering Structures 22, pp. 210-221, 2000.

- Medhekar M. S. y Kennedy D. J. L. "Displacement-based seismic design of buildings-theory" *Engineering Structures* 22, pp. 210-209, 2000.
- Moehle J. P. "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes" *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 8, No. 3, agosto 1992, pp 403-428.
- Naeim F., Bhatia H. Y Lobo R. M., "Performance Based Seismic Engineering", *The Seismic Design Handbook*, 2nd Edition, Farzad Naeim (ed.), 2001.
- Necevaska-Cvetanovska S. y Petrusevska P., "Methodology for Seismic Design of R/C Building Structures", 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras de concreto reforzado. Diario Oficial de la federación, México D.F. 2004
- Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, Diario Oficial de la federación México D.F. 2004
- Priestley , M. J. N. , "Performance Based Seismic Design ", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 33, No. 3, Septiembre 2000, pp. 325-346.
- Priestley M.J.N, Calvi y Kowalsky M.J. "Displacement-Based Seismic Design of Structures" IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- RCDF (2004). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diario Oficial de la federación México D.F.
- Partial Fulfilment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, November 2002.
- Tjhin T. N., Aschheim M. A. y Wallace J. W., "Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Structural Wall Buildings", *Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7th NCEE)*, Boston, Massachusetts, 2002.
- Wallace W., "A Designers Guide to Displacements-Based Design of RC Structural Walls" Handout, CE243A, Behaviour and Design of RC Structural Elements, Fall 1998, Department of Engineering, University of California Los Angeles.
- Yu-Yuan Lin, Kuo-Chun Chang, Meng-Hao Tsai y Ting-Fu Wang, "Displacement-Based Seismic Design for Building", *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 25, No. 1, pp. 89-98, 2002.