



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERIA SÍSMICA

NOMBRE DE TESIS
EVALUACIÓN DE LAS DEBILIDADES Y FORTALEZAS DE LOS
PROCEDIEMIENTOS SIMPLIFICADOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
RUBEN EMILIO BARRETO SÁNCHEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. AMADO GUSTAVO AYALA MILIAN, INSTITUTO DE INGENIERIA

COMITÉ TUTOR
DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERIA
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED
M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ, INSTITUTO DE INGENIERIA
DR. DARIO RIVERA VARGAS, FES ACATLAN

MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2015

DEDICATORIA

A Dios por guiarme

A mi padre:

Miguel Barreto Martínez, por sus enseñanzas y regaños

A mi madre:

Praxedis Sánchez Vélez, por su cuidado y cariño

A mis hermanos:

Miguel Roberto y Víctor Francisco, por su apoyo incondicional

A mi abuela:

Emilia Vélez Velásquez †, que fue y será mi ejemplo de lucha y perseverancia

A mis tías y tíos:

Margarita, María de Jesús, Honoria, Cornelia, Eva, por su cariño y su apoyo incondicional y al resto de mis tíos por su ejemplo.

AGRADECIMIENTOS

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, por la oportunidad de formarme y realizar este trabajo de investigación de maestría en sus instalaciones.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, CONACyT, por el apoyo económico recibido durante mis estudios.

Al *Instituto de Ingeniería de la UNAM*, por las facilidades otorgadas durante mis estudios de maestría.

Al *Dr. A. Gustavo Ayala Milián*, director de esta tesis, por su tiempo y dedicación en el desarrollo de esta investigación, además de su paciencia e innumerables consejos para ser, no solo un mejor profesionalista, sino una mejor persona.

Al *M.I Octavio García Domínguez* a los *Drs. Orlando Javier Díaz López, Oscar Alberto López Bátiz, Darío Rivera Vargas* por la minuciosa revisión de esta tesis y comentarios para mejorar la calidad de este trabajo.

Al grupo de trabajo del *Dr. Gustavo Ayala*. Un agradecimiento especial a *M.I. Marco Antonio Escamilla*, por su ayuda incondicional.

RESUMEN

En esta tesis se presentan los resultados de una investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes continuos con claros de gran longitud, poniendo un particular énfasis en conocer la influencia de la regularidad modal, *i.g.* evolución de las formas modales en el transcurso de la respuesta inelástica de una estructura ante una demanda sísmica dada, particularmente cuando se utilizan procedimientos aproximados de evaluación y diseño sísmico. Para entender el desempeño sísmico obtenido de estos métodos se realizó un estudio conceptual de sus debilidades y fortalezas, así como de la validez de sus resultados, especialmente cuando se aplican a estructuras consideradas como irregulares tal como algunos puentes continuos.

Para mostrar que la regularidad modal puede guiarnos por sí sola a obtener errores significativos, tomando como referencia un método “exacto” y validar los resultados obtenidos del método estudiado se compararon los resultados obtenidos entre el método simplificado y los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso, para cinco puentes continuos de concreto reforzado. La demanda sísmica usada en todos los casos fue la componente este-oeste del registro obtenido en la estación SCT para el sismo de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985 y la obtenida del registro obtenido en la estación Takatori para el sismo ocurrido el 17 de enero de 1995 en la ciudad de Kobe, Japón.

CONTENIDO

1	Introducción	1
1.1	Definición del Problema	1
1.2	Objetivo	2
1.3	Alcances	2
2	Métodos de evaluación y diseño sísmico de estructuras	3
2.1	Introducción:	3
2.2	Análisis dinámico no lineal	4
2.2.1	<i>Antecedentes</i>	4
2.2.2	<i>Análisis dinámico incremental</i>	5
2.3	Procedimientos simplificados de empuje lateral	7
2.3.1	<i>Vectores de carga utilizados en los actuales procedimientos</i>	8
2.3.2	<i>Procedimientos adaptables basados en fuerzas</i>	13
2.3.3	<i>Análisis de empuje lateral adaptable basado en desplazamientos</i>	14
2.4	Procedimientos simplificados de diseño sísmico basados en desplazamientos	20
2.4.1	<i>Diseño sísmico con deformación controlada</i>	20
2.4.2	<i>Diseño sísmico basado en deformaciones directas</i>	21
2.4.3	<i>Diseño sísmico directo basado en desplazamientos</i>	24
2.4.4	<i>Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño</i>	27
2.5	Factores que influyen de forma significativa en los resultados obtenidos de los procedimientos simplificados de evaluación y diseño sísmico.	35
2.5.1	<i>Reglas de combinación modal.</i>	35
2.5.2	<i>Regla de iguales desplazamientos</i>	36
2.5.3	<i>Efectos P-Δ</i>	36
2.5.4	<i>Correlación entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales</i>	37
2.5.5	<i>Factor de comportamiento sísmico</i>	38
3	Influencia de la regularidad en el análisis sísmico de estructuras	39
3.1	Introducción	39
3.2	Regularidad de estructuras de acuerdo con los reglamentos actuales de construcción (RCDF-NTC, MDOC-CFE08, UBC, EC8, AASHTO)	40
3.2.1	<i>El Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2004)</i>	40
3.2.2	<i>Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2008)</i>	41
3.2.3	<i>Uniform Building Code, UBC (1997)</i>	45
3.2.4	<i>El Eurocódigo 8 (2004)</i>	48
3.3	Regularidad en puentes	49
3.4	Influencia de la regularidad en la evaluación y diseño sísmico de estructuras en los reglamentos actuales de diseño	51
3.4.1	<i>Edificios</i>	51
3.4.2	<i>Puentes</i>	52
4	Índices de regularidad	53
4.1	Introducción	53
4.2	Influencia de la regularidad modal en los métodos simplificados de evaluación y diseño sísmico	54
4.3	Índices de regularidad	54
4.3.1	<i>Índices de regularidad elásticos</i>	55
4.3.2	<i>Índices de regularidad inelástico</i>	57

5	Ejemplos de aplicación	60
5.1	Introducción	60
5.2	Descripción de estructuras evaluadas	61
5.3	Análisis de resultados	65
6	Conclusiones	72
7	Referencias	74

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Definición del Problema

Efectos de sismos recientes demuestran que las especificaciones marcadas por los diferentes reglamentos de diseño basadas en fuerzas no garantizan que las estructuras presenten un buen nivel de seguridad. Debido a esto, la ingeniería sísmica ha buscado mediante herramientas de análisis sencillos la generación de resultados aproximados a los obtenidos mediante métodos de análisis dinámico no lineal (“exactos”).

No obstante de que han surgido un gran número de procedimientos simplificados, la mayoría de estos ha sido desarrollada para estructuras gobernadas por el modo fundamental. Recientes estudios han demostrado que estos métodos no siempre ofrecen resultados satisfactorios en estructuras que tenga una participación significativa de los modos superiores o exista irregularidad modal, condición en la que los modos que más contribuyen a la respuesta total de la estructura cambian en su forma y orden de participación al pasar la estructura de un estado de daño a otro (Ayala y Escamilla, 2011), dos factores que influyen de forma significativa en la aproximación de los resultados obtenidos por los métodos simplificados

Un ejemplo claro de esto, es el enfoque que se tiene para el análisis de puentes ya que en general los puentes aparentemente son estructuras simples cuyo comportamiento ante una demanda sísmica intensa debería ser satisfactorio pero que desafortunadamente no siempre es el caso. Esto es debido a que gran parte de los trabajos de investigación sobre el comportamiento sísmico han sido enfocados a estructuras de edificios utilizando muchas de sus hipótesis en los puentes como son: las reglas de combinación modal creadas para su aplicación a edificios, modelos de daño inducidos por sismos excesivamente simplificados los cuales no simulan el comportamiento real del material y principalmente aceptando el hecho de que la mayoría de los métodos establecidos en los códigos aceptan como válida la regla de iguales desplazamientos, Veletsos y Newmark (1960), que establece que la máxima demanda de desplazamiento inelástica en un sistema es, aproximadamente, igual a la demanda elástica del sistema, la cual no necesariamente es aplicable en estructuras con periodos cortos o desplantadas en suelos blandos, lo cual no necesariamente sucede con todos los puentes.

Debido a esto la ingeniería sísmica se ha enfocado a validar el uso de procedimientos simplificados en el análisis y diseño sísmico de puentes, por lo que en esta tesis se presentan diversas propuestas hechas para la detección de la irregularidad modal así como para la validación de metodologías existentes. Adicionalmente a estas, en esta tesis se presenta un nuevo procedimiento para la evaluación sísmica de puentes tipo viaducto considerando la irregularidad modal.

1.2 Objetivo

Evaluar la influencia de la irregularidad modal en una estructura de concreto reforzado tipo puente ante una demanda sísmica dada, buscando ver las diferentes afectaciones que pudieran generarse debido a una condición de irregularidad modal. Para validar la metodología propuesta por Ayala *et al.* (2012), que considera la irregularidad modal de una estructura sometida ante una demanda sísmica y los índices de regularidad propuestos por los mismos autores, se harán análisis paso a paso no lineales.

1.3 Alcances

Discutir las debilidades y fortalezas de los procedimientos simplificados de diseño sísmico, principalmente los basados en la construcción de la curva de capacidad y algunos de los índices de regularidad propuesta por varios autores y reglamentos, finalmente comparar los resultados obtenidos con los obtenidos de un análisis no lineal paso a paso, se validan los índices de regularidad propuestos por Ayala *et al.* (2011) mediante la comparación de análisis paso a paso, se evaluará la influencia de la irregularidad modal en una estructura de concreto reforzado ante una demanda sísmica, con lo que se busca ver las diferentes afectaciones que pudieran generarse debido a una condición de irregularidad modal.

CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

2.1 Introducción:

En la actualidad, es importante conocer el comportamiento inelástico de las estructuras frente a la acción de las cargas sísmicas. El analista debe ser capaz de estimar bajo ciertas circunstancias los efectos que un sismo puede producir en una estructura, que en ocasiones puede llevar a niveles de daño no aceptables aun en estructuras vitales en los que se recomienda que los daños deben ser nulos o imperceptibles.

En aquellos casos donde sea previsible que la estructura entre en el rango inelástico, debe garantizarse una conducta dúctil, en la fig. 2.1 se muestra la comparativa de la respuesta lineal vs la no lineal.

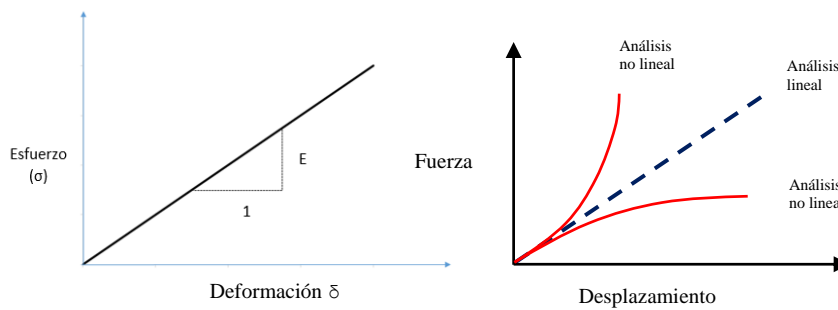


Figura 2.1. Respuesta lineal vs no lineal

Los reglamentos actuales han clasificado los análisis en inelásticos y elásticos y su aplicación depende del grado de complejidad de la estructura, la cual está asociada al número de niveles y el grado de regularidad entre otros.

En los siguientes párrafos se describe brevemente los tipos de análisis más utilizados para el análisis estructural:

Análisis de Primer Orden Lineal Elástico. En este método las ecuaciones son deducidas con la estructura sin deformar, usualmente se representan las condiciones de servicio.

Análisis de Segundo Orden Lineal Elástico. En este método las ecuaciones son deducidas para la estructura deformada, por lo que se incluyen los efectos de las deformaciones y desplazamientos, en éste se logra tener una representación de los efectos P-D sin tomar en cuenta la no linealidad del material.

Análisis inelástico de Primer Orden, en este tipo de análisis ya no se considera la linealidad del material, para lo cual se consideran regiones inelásticas o articulaciones plásticas.

Análisis inelástico de Segundo Orden, el análisis es geoméricamente no lineal, el equilibrio es formulado con la estructura deformada y con un material de comportamiento no lineal, para esto se debe de considerar la geometría, la elasticidad y los factores del material que tienen influencia en la respuesta.

2.2 Análisis dinámico no lineal

2.2.1 Antecedentes

El análisis dinámico es comúnmente utilizado para predecir la respuesta inelástica de una estructura sujeta a una carga sísmica o cualquier otra acción que reciba el sistema. En la actualidad se considera al análisis dinámico no lineal como el procedimiento más preciso en la determinación de los desplazamientos y rotaciones inelásticas de los diferentes elementos. Este método de análisis estima en forma más adecuada la contribución de los modos superiores de vibrar y se logra una mejor aproximación de la configuración deformada del sistema. La realización de este procedimiento requiere del conocimiento apropiado de las acciones sísmicas, del comportamiento histerético de los materiales y de las limitaciones y ventajas de las maneras en las que se pueden modelar los diferentes elementos estructurales que conforman al sistema.

La rigidez de los elementos durante las distintas etapas de deformación, corresponde a la pendiente de los ciclos de carga y descarga para el nivel de deformación. Para modelar el comportamiento inelástico de los elementos es necesario contar con las funciones que describen la relación fuerza-desplazamiento para las etapas de carga, descarga y recarga. Estas relaciones se conocen como reglas de histéresis.

En la actualidad se han establecido a los desplazamientos como las variables que dañan las estructuras. Adicionalmente se ha demostrado que nuestra capacidad de predicción de la demanda de resistencia (representada principalmente por el cortante en la base) es bastante superior a nuestras posibilidades de predecir los desplazamientos de nuestra estructura, siendo muy claro cuando vemos una curva de capacidad, donde se aprecia que pequeñas variaciones en el cortante basal pueden implicar sustanciales variaciones en el desplazamiento.

Los procedimientos dinámicos no lineales son muy sensibles, ya que estos procedimientos incluyen factores asociados al comportamiento histerético del material, por lo que de

acuerdo al modelo que sea utilizado será la respuesta del mismo. En la fig. 2.2 se muestra una representación de la respuesta elástica y la inelástica.

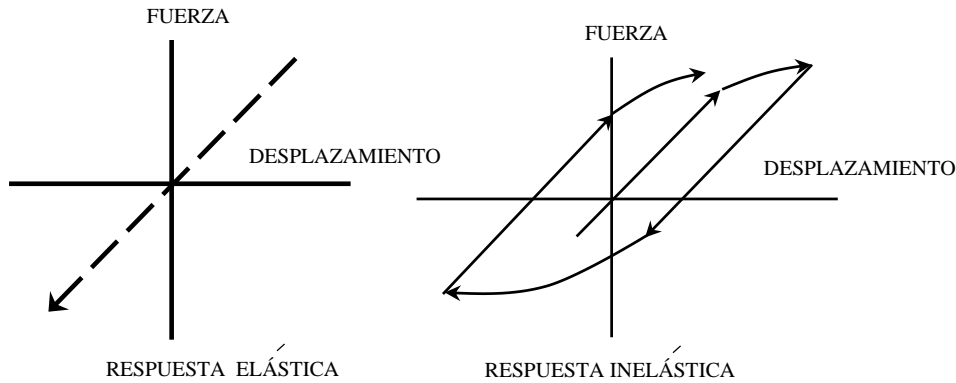


Figura 2.2. Respuesta elástica vs inelástica

En el análisis paso a paso en los reglamentos actuales se recomienda el manejo de los registros de aceleración que reflejen el peligro sísmico referente al sitio en estudio, además la realización de este tipo de análisis exige que se realicen los análisis considerando al menos cuatro movimientos representativos del sitio, con lo que se busca evitar que se realicen diseños inseguros, ya que la respuesta estructural difiere de acuerdo al tipo de temblor que se presente, incluso cuando éstos sean parecidos en la intensidad, duración y contenido de frecuencias. Clough y Penzien (1995) y Chopra, (2007) propusieron un conjunto de métodos tanto de integración directa como de superposición modal, así como los algoritmos correspondientes que pueden ser utilizados para el análisis paso a paso.

Con este método se busca obtener la respuesta inelástica de una estructura ante un sismo determinado, por lo que se necesita resolver la ecuación de movimiento para cada momento en el tiempo. En este procedimiento el amortiguamiento se mantiene constante mientras que las propiedades dinámicas del sistema cambian en cada intervalo de tiempo. En los reglamentos actuales se propone utilizar el Análisis Dinámico no Lineal Paso a Paso, NRHA, para evaluar las estructuras que tienen un comportamiento sísmico complejo.

2.2.2 Análisis dinámico incremental

En el procedimiento de Análisis Dinámico Incremental de Vamvatsikos y Cornell (2002), IDA por sus siglas en inglés, la estructura se sujeta a una serie de análisis no lineales en la historia de tiempo de intensidad creciente. Este procedimiento surgió como un método de análisis paramétrico que permite estimar un comportamiento más afondo que los procedimientos existentes, para una estructura sometida a uno o más registros sísmicos escalados a diferentes intensidades.

El IDA es un procedimiento con una gran robustez y un riguroso sustento matemático y es considerado como un método “exacto”. Este procedimiento estima el desempeño de una

estructura mediante la generación de una curva que relaciona un Parámetro de Demanda en Ingeniería (EDP) y una Medida de Intensidad (MI), alternativamente a esta relación, el IDA presenta sus resultados utilizando las mismas coordenadas que los métodos estáticos no lineales resultando la llamada Curva de Capacidad Dinámica, DCC, la cual es calculada para un registro o un conjunto de registros. Generar una curva de capacidad dinámica en las mismas coordenadas que los análisis estáticos no lineales tiene su origen en la mecánica no lineal y en los procedimientos de evolución al colapso los cuales, convencionalmente, estiman el comportamiento de una estructura mediante la generación de una curva que relaciona una fuerza y una deformación y además que los ingenieros de la práctica están más familiarizados con los resultados representados en coordenadas fuerza *versus* desplazamiento. Actualmente representar los resultados obtenidos del IDA se ha hecho en varias publicaciones e.g. Antoniou y Pinho (2004) y Mwafy y Elnashai (2001)

Como se mencionó en el párrafo anterior el IDA es un procedimiento considerado como “exacto” y puede desarrollarse en dos enfoques, IDA “settings” y IDA “curves”. Ambos enfoques estiman el desempeño de la estructura sin embargo los resultados obtenidos utilizando ambos enfoques, se pueden ver muy diferentes entre sí. La dispersión alrededor de la media de un IDA “settings” es mayor que la dispersión de un IDA “curves”, en donde la dispersión no es tan evidente. Esto ha sido observado utilizando los resultados obtenidos de un oscilador de 1GDL, 1GDL, en donde la dispersión para un IDA “curves” no es tan evidente y las curvas dinámicas siguen la envolvente del oscilador mientras la envolvente tenga una pendiente de posfluencia positiva. El origen de esta dispersión en el IDA “settings” depende en los patrones de daño, los mecanismos de colapso y en las propiedades de la estructura.

La relación entre una curva de capacidad dinámica, DCC, y una curva de capacidad, CC, obtenida de un Método Estático no lineal es que ambas estiman un desempeño de una estructura ante una demanda sísmica sin embargo son dos conceptos totalmente diferentes y siempre tendrán grandes diferencias las cuales pueden ser pequeñas o muy grandes dependiendo de la regularidad de la estructura y del número de registros utilizados. Para ambas curvas, DCC y CC, las pendientes elásticas prácticamente coinciden; sin embargo en el rango inelástico las diferencias se incrementan especialmente cuando se relacionan el desplazamiento máximo *versus* el cortante máximo, ya que rara vez ocurren en un mismo tiempo. Hay una buena aproximación cuando se relaciona el cortante y el desplazamiento en un mismo tiempo.

Aunque la curva de capacidad dinámica y la curva de capacidad sean obtenidas de procedimientos fundamentados en suposiciones completamente diferentes, mientras que el procedimiento de la primera tiene un estricto sustento matemático y su respuesta es considerada como “exacta”, el de la segunda es un procedimiento aproximado fundamentado en las ecuaciones básicas de la dinámica estructural. Ambos procedimientos buscan estimar el desempeño de una estructura, por lo tanto pueden ser comparables entre sí siempre y cuando se esté relacionando los mismos parámetros en ambas curvas de

capacidad. La similitud entre ambas curvas (desempeño y forma) dependerá del número de registros utilizados y de la participación de los modos superiores.

2.3 Procedimientos simplificados de empuje lateral

En la actualidad el procedimiento simplificado de empuje lateral, “pushover”, se ha vuelto en uno de los métodos de análisis con mayor popularidad para estimar el desempeño sísmico de estructuras, anteriormente esta herramienta se utilizaba con el propósito de estimar la redistribución de los elementos mecánicos en estructuras hiperestáticas durante la incursión de la respuesta del sistema en el intervalo inelástico, entonces se denominaba como un análisis evento a evento.

Este procedimiento consiste en empujar una estructura estáticamente mediante el uso de un vector de carga lateral monótona creciente hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo ya definido o en el momento que se genere un mecanismo de colapso en la estructura. En cada evento de análisis se comparan las capacidades de los diferentes elementos estructurales con la demanda que resulta de la aplicación de un vector de fuerzas laterales, dicho vector tendrá una distribución constante que representa la demanda sísmica de intensidad creciente.

El principal objetivo de un análisis de empuje lateral es la estimación del comportamiento no lineal de una estructura que se encuentra sujeta a una fuerza externa. A diferencia de los métodos que están aceptados por la gran mayoría de los reglamentos de construcción, con este procedimiento se puede generar la denominada curva de capacidad, con la cual se puede obtener información del comportamiento de la estructura; los patrones de agrietamiento y de fluencia que sigue el sistema antes de llegar al colapso entre otros. Esto en los demás procedimientos no sería posible.

Este procedimiento se basa en la suposición de que el desempeño de una estructura de múltiples grados de libertad, MGD, está directamente relacionado con el de un sistema de 1GDL correspondiente al modo fundamental, esto implica que el comportamiento de la estructura está gobernada por la forma asociada del modo fundamental, la cual se supone que permanece constante durante toda su respuesta inelástica. Sin embargo, esta consideración no es rigurosamente cierta, lo cual resulta evidente de la inspección de los índices de desempeño estimados para estructuras con irregularidad modal, Ayala y Escamilla (2011).

No obstante, algunas investigaciones han demostrado que para estructuras cuyo comportamiento es gobernado predominantemente por el primer modo y con un comportamiento sísmico regular ante demandas sísmicas de intensidad creciente, este procedimiento puede conducir a una buena aproximación en la definición de curva de capacidad, en la fig. 2.3 se muestra la forma de curva de capacidad de un sistema estructural.

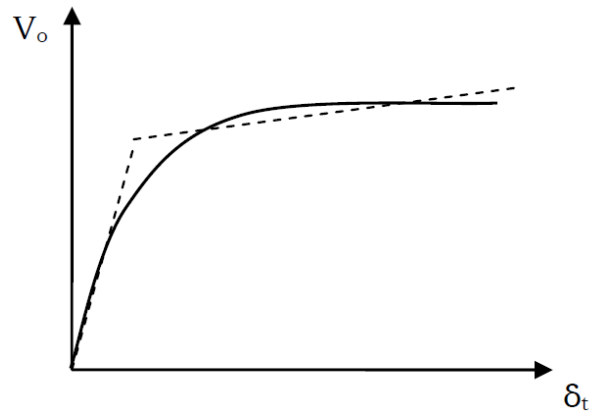


Figura 2.3. Curva de Capacidad

La distribución de cargas laterales que se aplique a un sistema estructural será determinante en la obtención de la curva de capacidad, algunos reglamentos recomiendan la utilización de al menos dos distribuciones de carga diferentes para posteriormente obtener la envolvente de las dos curvas.

2.3.1 Vectores de carga utilizados en los actuales procedimientos

En el análisis estático no lineal se empuja a la estructura mediante un vector de fuerzas laterales, inicialmente el vector no evolucionaba a medida que se incrementaba la demanda en la estructura, posterior a este se implementó la evolución del vector en cada paso del análisis.

Cabe señalar que definir la distribución de fuerzas laterales tiene el mismo grado de complejidad que estimar los índices de desempeño de la estructura, no obstante que se han hecho grandes esfuerzos para entender la influencia de los vectores de carga lateral en la curva de capacidad, actualmente no se tiene una definición y distribución única que se encuentre definida en algún reglamento de construcción, adicionalmente a esto, la distribución de fuerzas que se presenta en una estructura cambia en función del tiempo, las propiedades dinámicas de la estructura, la demanda sísmica y la intensidad, lo que nos hace muy difícil representar correctamente las fuerzas mediante un patrón de cargas lateral.

Por lo anterior, se recomienda en los diferentes reglamentos la utilización de más de un patrón de cargas para la evaluación de la respuesta de la estructura, entre los vectores de fuerzas más comunes tenemos: el vector con forma uniforme (ULF), el vector de distribución lateral equivalente (ELF), el vector asociado al modo fundamental (MF) y el vector multimodal (SRSS).

Triangular: Un vector de forma triangular asume que la aceleración se incrementa desde cero en la base a un máximo en la cima del modelo MDOF.

Vector UF: Un vector de carga uniforme asume que la aceleración en el modelo MDOF es constante sobre su altura. Esta alternativa es a veces denominada “rectangular”. Esta

suposición difícilmente se cumplirá para un tipo de sismo particular, sin embargo el uso de este vector de carga lateral resalta la capacidad de los entresijos inferiores y magnifica la importancia de la fuerza cortante en los entresijos superiores, con respecto a los momentos de volteo. El vector de distribución uniforme, UF se calcula mediante la ec 2.1.

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (2.1)$$

Vector ELF: El vector de carga lateral equivalente estima la distribución de fuerzas laterales en función de la flexibilidad la estructura. Se requiere de un factor k, constante para los periodos que están en los extremos (cortos y largos) y será variable para los periodos que sean intermedios (fig. 2.4). Los periodos cortos estarán en un periodo ($T_1 < 0.5s$), en este caso la forma geométrica del patrón de fuerzas laterales se parece a la forma de una parábola, en el caso de periodos largos donde el periodo ($T_1 > 2.5s$), en este caso la distribución de las fuerzas laterales será muy parecida a la forma geométrica de un tímpano parabólico y para el caso restante que se encuentra en el intervalo $0.5s < T_1 < 2.5s$, el patrón de fuerzas laterales tendrá la forma geométrica similar a un triángulo invertido. El vector de fuerzas laterales ELF se define con la ec 2.2.

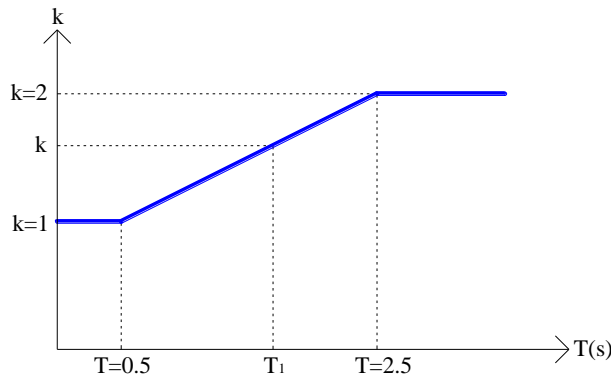


Figura 2.4. Factor k, FEMA-273 (FEMA, 1997)

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (2.2)$$

Vector MF: La distribución del vector de cargas asociado al modo fundamental queda definida en la ec 2.3.

$$F_i = \frac{W_i \Phi_i^{k1}}{\sum_{i=1}^n W_i \Phi_i^1} \quad (2.3)$$

Vector multimodal SRSS: El vector multimodal SRSS toma en cuenta la participación de los modos superiores, además define la distribución de cargas con la obtención de valores característicos y la aplicación de una regla de combinación modal. La magnitud del patrón de carga está definida por aceleración de la gravedad, obtenida mediante un espectro elástico. Un número suficiente de modos para representar al menos un 90% de la masa son generalmente incluidos. Para su cálculo se usa la ec 2.4.

$$F_i = \Gamma^j m_i \Phi_i^j S_a^j \quad (2.4)$$

donde:

F_i : vector de fuerzas laterales del entrepiso i

W_i : peso del entrepiso i

Φ_i : Forma modal

m : matriz de masas

S_a : aceleración espectral asociada al periodo i

G : Factor de participación modal

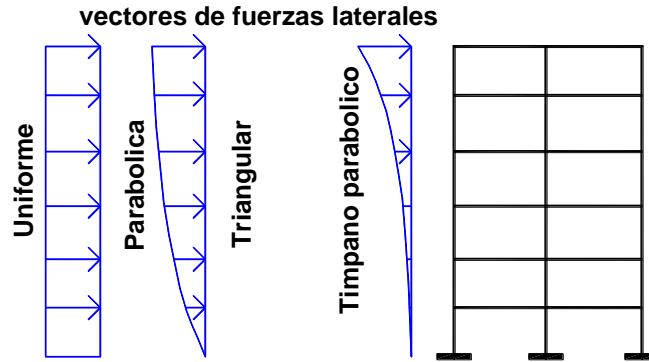


Figura 2.5. Distribución de los vectores de carga propuestos en el FEMA, 273

Vector de cargas adaptable: El vector de cargas reconoce todos los modos y modifica la matriz de rigidez para cada estado de daño. De este modo se tendrá un vector de cargas para cada estado de daño, mediante la obtención de los valores característicos.

Análisis de empuje lateral tradicional

El análisis de empuje lateral se puede efectuar, de acuerdo con los siguientes pasos:

1. Se aplican fuerzas laterales hasta que la capacidad disponible se exceda en algún miembro (modo de falla).
2. Se reemplaza la conexión rígida por una articulación plástica y una acción aplicada correspondiente a la capacidad que se haya excedido en el miembro. El reemplazo se puede hacer:
 - a. Usando la opción de liberación de momentos en algunos programas,
 - b. Reduciendo la rigidez del miembro en el extremo correspondiente a la junta que fluyó.
3. Se aplican nuevamente fuerzas laterales hasta que la capacidad se exceda en otro miembro y se asignan nuevas rigideces de acuerdo al paso 2. Se actualizan las fuerzas internas y desplazamientos.
4. Se repite el paso 3 hasta que se alcance el estado límite seleccionado.

El método de análisis estático no lineal es utilizado para conocer la evolución del comportamiento de una estructura ante una demanda externa, sin embargo se debe de tener en cuenta que este método no hace algunas consideraciones como son:

- Con este análisis se asume que el daño de un sistema estructural dependerá de la deformación lateral de la estructura sin considerar la disipación de energía, por lo que se considera simplista dicha metodología.
- Del mismo modo al centrarnos solo en la energía de deformación de la estructura no se considera la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, que son; la energía cinética y la energía derivada del amortiguamiento viscoso.
- No se consideran los efectos torsionantes que provienen de la variación de resistencia y rigidez.
- La demanda sísmica vertical.
- No se consideran los cambios progresivos que ocurren en las propiedades modales, cuando se experimenta la fluencia en el intervalo no lineal.

Debido a estas limitaciones del análisis de empuje lateral tradicional basados en fuerzas se han desarrollado procedimientos alternativos de este método en los cuales se hace la consideración de la participación de los modos superiores para la definición del vector de cargas que se aplicará a la estructura, para esto se requiere de un análisis de valores característicos y una regla de combinación modal.

Paret *et al.* (1995) propusieron un procedimiento en el que se consideran diferentes patrones de carga lateral, en donde cada uno de ellos deberá ser proporcional a su forma modal. Chopra y Goel (2001) proponen otro procedimiento, Análisis de Empuje Modal, MPA por sus siglas en Inglés, que también considera la participación de los modos superiores. En este procedimiento el desempeño de una estructura se estima mediante una serie análisis de empuje lateral. En estos análisis se utiliza una serie de vectores de carga lateral invariantes en forma durante toda la respuesta del sistema estructural. Dicha distribución de los vectores de carga lateral (S) depende del tipo de las formas modales, factores de participación y de la matriz de masas; este vector se define en la ec 2.5.

Con este procedimiento se puede calcular la curva de capacidad para cada uno de los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta del sistema estructural, fig. 2.6; de esta forma se obtiene un desplazamiento objetivo asociado para cada modo. El punto de desempeño de la estructura se tendrá que estimar mediante la aplicación de una regla de combinación modal, considerando cada uno de los desplazamientos modales objetivo.

$$S^n = \Gamma^n m^n \Phi^n \quad (2.5)$$

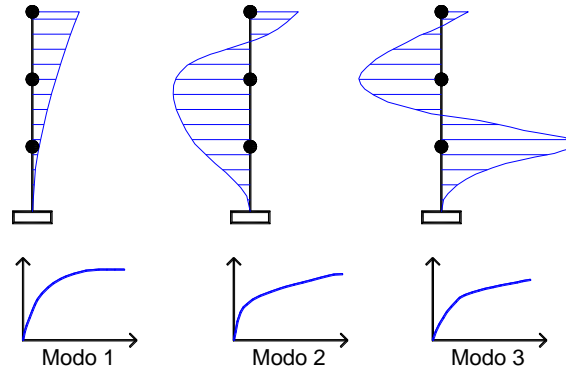


Figura 2.6. Curvas modales de capacidad asociadas a su vector de fuerza lateral, Chopra y Goel (2001)

Los métodos de empuje lateral multimodales logran eliminar algunas limitaciones que se tenían en la aplicación del análisis “pushover” tradicional, sin embargo investigaciones recientes han demostrado que no se tienen las mejoras suficientes de modo que se garantice una buena aproximación para el cálculo de los índices de desempeño en estructuras en las que el modo fundamental no es dominante y además sus formas modales se modifican de manera significativa al pasar de un estado de daño a otro.

Es por esto que se han creado procedimientos de empuje lateral adaptables en los que se acepta que las diferentes propiedades del sistema se modifican desde el momento en el que aparece el primer daño, por lo que el vector de cargas y las propiedades dinámicas del sistema se tendrán que actualizar para cada evento.

Análisis “pushover” Modal (MPA). Esta metodología fue desarrollada por Chopra y Goel (2001). El procedimiento consiste en efectuar una serie de análisis elásticos sucesivos, con los que se determina la respuesta de la estructura, para esto se utiliza un sistema de cargas estáticas equivalentes a la demanda sísmica, las cuales se incrementan monótonicamente hasta alcanzar un estado límite predeterminado. Para esto se toma en cuenta la contribución de los modos de vibrar. Para la determinación de la respuesta se emplea la teoría clásica de la dinámica estructural.

Con el análisis “pushover” que se realiza a un sistema de varios grados de libertad (MDOF), se obtiene la curva de capacidad en la que se representa el desplazamiento máximo de azotea vs. el cortante basal hasta que se haya alcanzado un desplazamiento lateral máximo, para lo cual se utiliza una distribución de fuerzas laterales que son proporcionales a las formas modales, haciendo la suposición de que éstas no se modifican aun cuando la estructura se encuentre en el intervalo de comportamiento inelástico, para una determinada cantidad de modos.

Cada una de las curvas que se obtiene por modo será idealizada como una relación bilineal de fuerza vs deformación y se transformará para un sistema inelástico equivalente de 1GDL, y con cada uno de ellos se logra obtener un desplazamiento máximo utilizando el análisis no lineal tiempo historia, con la consideración de un espectro de respuesta

inelástico. Finalmente mediante la utilización de alguna regla de combinación modal se obtendrá la totalidad de la demanda sísmica aplicada al sistema.

2.3.2 Procedimientos adaptables basados en fuerzas

Los actuales procedimientos adaptables basados en fuerzas siguen las mismas suposiciones y es por eso que no se tiene una diferencia sustancial entre ellos, sin embargo cada una de estas propuestas se realizó con la finalidad de obtener una solución alternativa que incluyera la influencia de los modos superiores. Bracci *et al.* (1997), propusieron el primer procedimiento de empuje lateral basado en fuerzas adaptable, dicho procedimiento consiste en empujar una estructura mediante el uso de un patrón de cargas laterales adaptables y evolutivas, cuya distribución de fuerzas laterales estará asociada a las fuerzas cortantes de entrepiso del paso anterior.

Requena y Ayala (2000) propusieron una metodología con el fin de evaluar estructuras de concreto reforzado ante una demanda sísmica, dicho método asume que el comportamiento de un sistema estructural será gobernado por el modo fundamental aun cuando la respuesta de la estructura se encuentre en la etapa inelástica, con esto se puede obtener el punto de desempeño asociado a un sistema de referencia de un solo grado de libertad equivalente. Con este método se obtiene la curva de capacidad utilizando como patrón de cargas laterales adaptables monótonas crecientes, utilizadas para representar la demanda sísmica, hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo se calcula tomando como referencia un sistema de 1GDL equivalente, el cual deberá de estar asociado a una curva de capacidad que será generada con un análisis de empuje lateral tradicional. Además en este procedimiento se deben actualizar las propiedades dinámicas de la estructura así como el vector de cargas en cada paso del análisis, para esto se proponen de forma alternativa dos formas de obtener el vector de fuerzas laterales, los cuales quedan definidos con las ecs 2.6 y 2.7. Dichas ecuaciones se utilizan en los métodos estáticos equivalentes, con la ec 2.6 se considera únicamente la participación del modo fundamental y con la ec 2.7 se toma en cuenta la participación de los modos superiores utilizando un análisis de valores característicos así como también una regla de superposición modal.

$$F^i = \frac{m^i \Phi_1^i}{\sum_i m^i \Phi_1^i} \quad (2.6)$$

$$F^i = \sum_{j=1}^n \frac{\sum_{k=1}^N m^k \Phi_j^k}{\sum_{k=1}^N m^k \Phi_1^k} \quad (2.7)$$

Antoniou y Pinho (2003) propusieron un procedimiento en el cual se aplica a una estructura una serie de vectores de cargas laterales adaptables hasta que el sistema estructural alcance un desplazamiento objetivo, el cual queda definido por el analista, para esto se debe calcular un vector de cargas laterales en cada inicio de cada paso de análisis, mediante la ec 2.8. Mediante un análisis de valores característicos y una regla de

superposición modal se definen los incrementos de cargas que se tienen en cada evento. Dicha actualización del vector de cargas consiste en sumar el vector de carga del paso anterior y el incremento de carga necesario para que la estructura llegue a su capacidad máxima. En la fig. 2.7 se muestra de forma esquemática la actualización de los vectores de carga para un evento n.

$$F_i = F_{t-1} + \Delta\lambda_t F_t P_0 \quad (2.8)$$

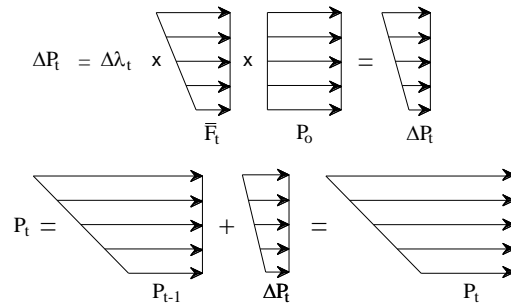


Figura 2.7. Actualización del vector de fuerzas laterales en cada paso de análisis. (Antoniou y Pinho, 2004)

Los procedimientos de empuje lateral adaptables basados en fuerzas solucionaron algunas de las limitantes de los métodos tradicionales. Sin embargo, el comportamiento no lineal de una estructura sujeta a una excitación sísmica puede describirse de manera más adecuada utilizando un enfoque de desplazamientos. A continuación se desarrollan las metodologías basadas en el análisis de empuje lateral adaptable.

2.3.3 Análisis de empuje lateral adaptable basado en desplazamientos

En el caso de los análisis de empuje lateral adaptables, estos están basados en la hipótesis de que no existe una forma modal única una vez que la estructura haya incursionado en el intervalo inelástico, esto se debe a que una estructura una vez que ha pasado de un estado de daño a otro, los modos superiores empiezan a tener una participación más significativa, incluso podría haber una inversión en los diferentes modos, razón por la que se tendría una estimación más acertada sobre la curva de capacidad que se obtendría de este tipo de análisis y a su vez también se tendría una estimación más acertada de los índices de desempeño que presente la estructura. Para este tipo de análisis se manejan patrones de carga laterales que se modifican de acuerdo a las propiedades dinámicas que presente la estructura en cada evento durante la etapa de su comportamiento inelástico.

Procedimientos adaptables basados en desplazamientos. Actualmente se ha comprobado que el comportamiento sísmico de un sistema estructural está asociado a los desplazamientos más que a la aplicación de fuerzas, es por esto que los procedimientos adaptables de empuje lateral surgieron con el fin de evitar que en las curvas de capacidad no se tuviera convergencia cuando la pendiente de fluencia fuera negativa. En los últimos 15 años se han desarrollado un gran número de procedimientos de empuje lateral que requieren de la aplicación de los desplazamientos en vez de fuerzas, para poder estimar el

comportamiento estructural, entre estos tenemos; Aydinoglu (2003), Antoniou y Pinho (2004), Alba *et al.* (2005) etc.

Cabe señalar que estos procedimientos no han tenido un gran impacto entre la comunidad, razón por la que en la actualidad no se han incluido en los reglamentos actuales, como procedimientos alternativos capaces de evaluar el comportamiento sísmico que presente nuestra estructura. De los procedimientos más representativos podemos concluir que las diferencias que se tienen son mínimas.

Aydinoglu (2003) propone el método llamado Análisis de Espectro de Respuesta Incremental, IRSA, el cual es un procedimiento simplificado multimodal que consiste en obtener n curvas de comportamiento mediante el uso de análisis “pushover” adaptable basado en desplazamientos, donde cada curva que se genera está asociada a cada modo de vibrar, el desplazamiento objetivo al que se llega en el análisis, se debe calcular en cada evento y finalmente la respuesta total del sistema estructural queda definida mediante el uso de una regla de combinación modal, CQC. El desplazamiento objetivo que se calcula en cada evento del análisis, se obtiene con la regla de iguales desplazamientos Veletsos y Newmark (1960).

En este procedimiento se requiere de la actualización de los patrones de desplazamientos para cada evento del análisis de acuerdo a las propiedades dinámicas del sistema. Mediante un factor de escala de desplazamiento, S_d , se estima el vector de desplazamiento con el que se define el daño siguiente de la estructura, el cual está asociado a un desplazamiento espectral unitario. Entre los parámetros que se utilizan para tener el control del daño se tienen las rotaciones plásticas, las distorsiones, los momentos flexionantes. A su vez este procedimiento toma en cuenta la actualización de la matriz de rigidez así como la matriz geométrica para cada evento y de esta manera considerar los efectos $P-\Delta$, el daño que se presenta en los elementos se representa mediante la aplicación de articulaciones plásticas. Una vez que se haya alcanzado en la curva de capacidad un desplazamiento similar al desplazamiento inelástico resultante de un espectro suavizado se considera que el procedimiento ha concluido.

Antoniou y Pinho (2004) proponen el método de análisis de “pushover” con desplazamientos, DAP, este procedimiento utiliza como patrones de carga lateral incrementos de desplazamientos en lugar de la aplicación de cargas. Para la obtención de dichos incrementos de carga se requiere del uso de un análisis modal y además se requiere de la actualización de estos en cada paso del análisis de acuerdo a las características dinámicas de la estructura. El procedimiento DAP se describe a continuación en los siguientes cuatro pasos:

1. Definir un modelo de masas de la estructura y el vector de carga nominal U_0 , al inicio del análisis y solo se requerirá que se definan una vez.
2. Definir el factor de carga λ , con este factor se definen las magnitudes de los incrementos de carga para cada paso de análisis.

3. Se hace el cálculo del vector de carga normalizado en la ec 2.9, este deberá de estar asociado a las derivas de entrepiso y a una regla de superposición modal en la ec 2.10.

$$\bar{D}_i^n = \frac{D_i^n}{\max D_i^n} \quad (2.9)$$

$$D_i^n = \Delta_i^n = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\Phi_i^j - \Phi_{i-1}^j) S_d^i]^2} \quad (2.10)$$

4. Finalmente actualizar el vector de desplazamientos, U_i^n en la ec 2.11.

$$U_i^n = U_i^{n-1} + \lambda_i^n D_i^n U_0 \quad (2.11)$$

Este método finaliza en el momento en el que se presenta un mecanismo de colapso o cuando se alcanza un desplazamiento objetivo de azotea (D_{az}) predefinido por el analista.

Alba *et al.* (2005), propone un método aproximado vía análisis modales espectrales, el cual tiene su origen en el procedimiento de empuje lateral basado en fuerzas Requena y Ayala (2000). En este método el comportamiento no lineal de una estructura se define a través de análisis modales adaptables para una demanda sísmica dada, se genera la curva de capacidad asociada al modo fundamental de la estructura mediante el uso de una serie de análisis modales espectrales lineales. La curva de capacidad se genera evento a evento, sin embargo, para fines prácticos la metodología admite que en cada evento de análisis se considere un conjunto de etapas de daño, estas se representan mediante articulaciones plásticas.

Para poder definir los incrementos de la demanda sísmica y así estimar los puntos de la curva de capacidad se utiliza el uso de un factor de escala (S_f), el cual es una relación entre los momentos resistentes de cada elemento con la consideración de daño acumulado y el momento asociado al 100% de la demanda sísmica. El cálculo de este factor se hace con la ec 2.12 para el primer daño y la ec 2.13 aplica para cualquier otro estado de daño. Este procedimiento puede ser aplicable a estructuras con periodos cortos y para la estimación del punto de desempeño se requiere del uso de la regla de iguales desplazamientos, Newmark y Veletsos (1960) y una corrección por periodos cortos.

$$S_f^1 = \frac{M_y - M_G}{M_{DS}} \quad (2.12)$$

$$S_f^2 = \frac{M_y - M_{ac}}{M_{DS}} \quad (2.13)$$

El método propuesto por Mendoza y Ayala (2011) modifica al método propuesto por Requena y Ayala (2000), el cual es un método de evaluación sísmica simplificado, que se basa en el análisis de fuerzas y el desempeño de un sistema bajo su modo fundamental en un sistema de 1GDL.

Para lo cual se considera la degradación de rigidez de la estructura en sus diferentes etapas durante su comportamiento inelástico y el efecto de los modos superiores, para lo cual hacen el uso de análisis modales espectrales los cuales actualizan el modelo matemático de la estructura y un vector de cargas para cada evento.

En esencia este método consiste en hacer el cálculo de la respuesta no lineal de un puente tipo viaducto, que se encontrará sometido a una acción sísmica y para la obtención de la curva de capacidad se hará una serie de análisis modales espectrales evolutivos.

La modificación que hacen Mendoza y Ayala (2011), es el cambio de las fuerzas por desplazamientos obtenidos de análisis modales espectrales evolutivos y agregan también la corrección por disipación de energía histerética, por medio de un amortiguamiento equivalente, ξ_{eq} , para cada nivel de daño.

Esta propuesta está orientada a la evaluación sísmica de puentes de concreto reforzado tipo viaducto y consiste en generar la respuesta de una estructura mediante el cálculo modal de curvas de capacidad independientes.

Para cada curva se debe de incluir únicamente los eventos con la misma configuración modal y la respuesta total de la estructura se obtiene sumando la participación de todas las curvas modales, mediante el uso de la regla de superposición modal.

Método de Análisis N2. Este método, creado por Fajfar y Gaspersic (1996) como un método de evaluación sísmica no lineal de una estructura mediante una metodología sencilla, con el que se busca conocer el comportamiento estructural determinando los desplazamientos, derivas y rotaciones que experimenta la estructura al estar sometida ante una demanda sísmica definida por un espectro de respuesta elástico y la aceleración pico del terreno. En este método se toman en cuenta las características no lineales de la estructura y junta en un mismo procedimiento dos tipos de análisis distintos; el análisis “pushover” de la estructura de MGD y un análisis modal espectral para un sistema de 1GDL.

Descripción del método:

- a.- Obtener la curva de capacidad de la estructura, mediante un análisis “pushover”. Fajfar (2000) propone que este análisis se puede realizar mediante un empuje lateral basado en fuerzas, tomando como hipótesis fundamental que la distribución de cargas en toda la estructura permanecerá constante durante todos los incrementos. El vector de cargas laterales P utilizado se define en la ec 2.14:

$$P = p\Psi = pM\Phi \quad (2.14)$$

p = Es un escalar que controla la magnitud del vector de fuerzas P .
 Ψ = Es la distribución de las cargas.

La distribución de carga está asociada al patrón de desplazamientos Φ , evaluado por la matriz de masas. En este método se deja abierta la opción para asignar al vector Φ la forma que se quiera, pero se tiene que garantizar que el patrón de cargas sea correspondiente a la deformada propuesta.

b.- Se debe de convertir el espectro de diseño elástico al formato espectral (S_a vs S_d) cuyos espectros serán aplicables para estructuras de 1GDL estas pueden ser elásticas o inelásticas según las siguientes ecs 2.15 a 2.17:

Para una estructura elástica de 1GDL:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.15)$$

T = Es el período del modo fundamental de la estructura.

S_{de} = Es el desplazamiento espectral, correspondientes a un sistema elástico.

Para una estructura no elástica de 1GDL, Vidic *et al.* (1994):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.16)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.17)$$

μ = Es la ductilidad, definida por la relación ente los desplazamientos máximos y los de fluencia

R_μ = Es el factor de reducción por ductilidad.

En este método se proponen las ecs 2.18 y 2.19 para la determinación de R_μ

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (2.18)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (2.18)$$

donde

T_c = Es el período característico del suelo, y estará definido en el espectro de diseño.

c.- Para la transformación de la curva de capacidad de la estructura de MGDL a una curva de capacidad equivalente para una estructura de 1GDL se usan las ecs 2.20 a 2.23:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (2.20)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \sum m_i \Phi_i \quad (2.21)$$

$$D^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (2.22)$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (2.23)$$

m_i =Es la masa modal .

m^* =Es la masa equivalente del sistema de 1GDL.

D^* y F^* =Son el desplazamiento y el cortante equivalentes del sistema de 1GDL.

d.-Se idealiza la curva de capacidad equivalente como una elastoplástica, ya que el factor de reducción por ductilidad fue obtenido con base en un modelo elastoplástico. Por lo que se recalcula el periodo inicial mediante las siguientes ecuaciones, esto es ya que al idealizar la curva se está alterando la rigidez de la estructura.

D^* y F^* = Son los valores que definen el punto de quiebre del sistema elasto-plástico.

T^* =Es el período del sistema idealizado que se obtiene con la ec 2.24.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.24)$$

e.- Cambio al campo espectral de la curva de capacidad idealizada con la ec 2.25, para que sea comparable con los espectros definidos inicialmente:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.25)$$

f.- Obtener la demanda sísmica (desplazamiento objetivo) en la estructura de 1GDL. La cual se obtiene del cruce de la curva de capacidad con el espectro correspondiente a la ductilidad según sea el caso, ésta se define en las ecs 2.26, 2.29 y 2.31.

El factor de reducción por ductilidad estará definido por las ecs 2.27, 2.28 y 2.30:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (2.26)$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (2.27)$$

S_{ay} =Es la capacidad del sistema de 1GDL.

Aplicando la regla de iguales desplazamientos, para $T^* > T_c$ aplica:

$$\mu = R_{\mu} \quad (2.28)$$

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (2.29)$$

Para periodos cortos:

$$\mu = (R_{\mu} - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (2.30)$$

$$S_d = \mu \frac{S_{de}}{R_{\mu}} \quad (2.31)$$

g.-Con el desplazamiento obtenido del sistema equivalente de 1GDL, basta multiplicarlo por la constante de transformación Γ para obtener el desplazamiento en la azotea “dt” de la estructura de MGD. Para la obtención de los desplazamientos, derivas y rotaciones de todos los elementos estructurales se tiene que aplicar de nuevo el análisis estático no lineal hasta que se alcance el desplazamiento objetivo en la azotea “dt” y obtener de esta deformada la información necesaria, tanto de fuerzas como de desplazamientos.

Actualmente existen diversos procedimientos simplificados y/o aproximados de evaluación sísmica de estructuras, aunque el único procedimiento que provee resultados verdaderamente consistentes con el comportamiento sísmico de las estructuras es el IDA.

2.4 Procedimientos simplificados de diseño sísmico basados en desplazamientos

2.4.1 Diseño sísmico con deformación controlada

El método de diseño sísmico con deformación controlada de Panagiotakos y Fardis (1999) permite revisar la ductilidad objetivo para un sismo frecuente y para el sismo raro se requiere que las rotaciones inelásticas permisibles no sean excedidas, el procedimiento se resume en los siguientes pasos:

1. Detallado del refuerzo longitudinal en regiones de articulación plástica para cargas no sísmicas y cargas sísmicas en el nivel de servicio.
2. Diseño por flexión, en este paso se proporciona el acero longitudinal en los elementos que no se aceptan las articulaciones plásticas, como es el caso de columnas y muros que se encuentren por encima del primer nivel, de acuerdo con el diseño del primer paso y mediante el uso de criterios de diseño por capacidad.
3. Diseño por cortante. En este paso, todos los miembros son diseñados por cortante de acuerdo con los principios del diseño por capacidad.
4. Estimación de las deformaciones inelásticas máximas del elemento para un nivel de sismo de “seguridad de vida”, mediante el uso de análisis elásticos asociados a espectros, para los espectros elásticos se considera un amortiguamiento del 5% y en los miembros se tomará una rigidez secante al punto de fluencia. Posteriormente

para estimar los valores máximos de dichas demandas se amplifican las demandas de rotación mediante factores de amplificación.

5. Detallado del refuerzo para resistir las demandas de deformación inelástica. Este paso envuelve el detallado del refuerzo transversal en regiones de articulación plástica para las demandas de deformación inelástica evaluadas en el paso 4. Si las demandas de rotación no son aceptables se debe de modificar el acero de refuerzo longitudinal y/o transversal.
6. Diseño de las uniones viga-columna, mediante el uso de criterios de capacidad, de modo que se alcancen los niveles de rotación inelástica en los elementos.

2.4.2 Diseño sísmico basado en deformaciones directas

El método de diseño sísmico basado en deformaciones directas, DSBD, de Kappos *et al.*, (2010) se basa en deformaciones directas, tomando en cuenta modelos estructurales de análisis parcialmente inelásticos que consideran análisis no lineal paso a paso, para registros escalados de acuerdo a dos estados límite basados en desempeño, este procedimiento de diseño sísmico considera el criterio de desempeño para 2 distintos estados límite, utilizando las herramientas actuales de modo que se pueda incorporar a los códigos actuales de diseño.

Este método es aplicable a edificios regulares como irregulares, para los que sugiere en el caso de estructuras regulares la aplicación de análisis “pushover”, y en el caso de estructuras irregulares el análisis paso a paso. Para estimar las respuestas del sistema estructural se usan análisis dinámicos no lineales paso a paso para un conjunto de registros escalados adecuadamente de acuerdo a dos estados (de servicio y el de seguridad de vidas). El método se resume en los siguientes pasos:

1. Diseño por flexión. Se acepta la ocurrencia de articulaciones plásticas, en los extremos de las vigas como en la base de las columnas de la planta baja siguiendo con el mecanismo de columna fuerte- viga débil. Por lo que estas zonas se diseñan de acuerdo a los requerimientos del estado límite de servicio, mediante el cual se garantice que la estructura permanezca en condiciones de servicio ante la ocurrencia de un sismo con altas probabilidades de excedencia. Para lo cual se debe de llevar a cabo un análisis elástico con el que se dimensiona el modelo preliminar derivado de la demanda que se requiera para el nivel de desempeño de ocupación inmediata que se requiera.

Dicho registro se modifica por un factor menor que 1, para que de esta manera se tome en consideración el sobre-diseño que se tiene al utilizar las cuantías que están estipuladas en los actuales códigos de diseño. Este modelo deberá de considerar la rigidez efectiva en las vigas del $0.5 E I_g$ y en las columnas una rigidez de $E I_g$, además se utilizan los valores medios que resulten en las resistencias de los materiales,

donde E se considera al módulo de elasticidad de los materiales, I_g es el momento de Inercia debido a las propiedades de la sección gruesa de los materiales. Además para este método se requiere la definición de un factor α, para el control de las deformaciones actuantes en las vigas, este factor se obtiene al relacionar las rotaciones elásticas con las correspondientes inelásticas.

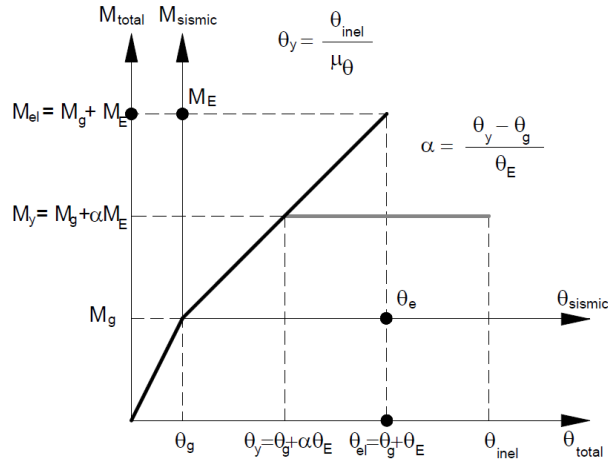


Figura 2.8. Definición de la pendiente del diagrama M- θ lineal y de α para vigas

En este paso se debe de proponer el factor de ductilidad de rotación objetivo (μ_θ) y la máxima rotación inelástica (θ_{inel}), con la (θ_E) resultante del análisis elástico, se calcula la rotación de fluencia (θ_y) de cada elemento estructural y se puede asumir que la respuesta M-θ que se tiene presenta un comportamiento elasto- plástica perfecta, y que la pendiente del diagrama M-θ elástica y elasto- plástica perfecta son iguales.

$$M_y = M_g + \alpha M_E \quad (2.32)$$

Los momentos y rotaciones que son producto de las cargas gravitacionales serán (θ_g, M_g); cualquier reducción de la fuerza elástica (M_E) es debida a las cargas sísmicas, las cuales se toman en cuenta después de las cargas permanentes; posteriormente, se calcula el momento de fluencia (M_y) con la ec 2.32, donde el factor de reducción α, que es el mismo para momentos y rotaciones, M_g es el momento debido a cargas gravitacionales, M_E es el momento elástico debido a cargas sísmicas, α es el factor de reducción se obtiene con la ec 2.33, θ_g es la rotación debida a las cargas gravitacionales y θ_E es la rotación debida a las cargas sísmicas.

$$\alpha = \frac{\theta_y - \theta_g}{\theta_E} \quad (2.33)$$

Finalmente, se determinan las fuerzas de diseño reducidas para cada viga, las cuales están directamente relacionadas con la ductilidad rotacional objetivo para el

nivel de desempeño de servicio. La demanda de refuerzo longitudinal para vigas se calcula a través de métodos convencionales de diseño a flexión y considerando los requerimientos mínimos de acuerdo a las normas. En caso de que la demanda de acero longitudinal resulte menor a los requerimientos mínimos, se debe hacer una reducción de la sección transversal, para que las deformaciones sean iguales a las permisibles de acuerdo al nivel de desempeño, a fin de lograr que exista un balance entre desempeño y economía.

2. Acciones sísmicas. Para la selección de las acciones sísmicas se necesita definir registros escalados de acuerdo al estado límite. Se deben de seleccionar tres acelerogramas que sean representativos del peligro sísmico del lugar en donde se edificará la estructura.
3. Modelo parcialmente inelástico: Se establece un modelo parcialmente inelástico, en el que se consideran los elementos que fluirán, en este caso los extremos de las vigas y la base de las columnas de la planta baja, con una resistencia calculada a partir de las fuerzas reducidas de acuerdo con las deformaciones inelásticas permitidas para el estado límite de servicio; el resto de las columnas deberán permanecer elásticas.
4. Verificación del estado límite de servicio: Para la verificación del estado límite de servicio se lleva a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso del modelo descrito en el paso anterior, utilizando un registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de servicio. Una vez llevado a cabo el análisis se verifica que los valores máximos de distorsiones de entrepiso y rotaciones de articulaciones plásticas se encuentren dentro de los valores permisibles para este estado límite. Por último se debe de revisar el desempeño inelástico del sistema estructural, que servirá para comprobar el factor de ductilidad rotacional, obtenido para las vigas y para las bases de las columnas de planta baja, dicho valor debe ser consistente con el valor que se asumió para el diseño.
5. Diseño del refuerzo longitudinal: El diseño del refuerzo longitudinal en los elementos considerados como elásticos columnas y/o muros, en el modelo parcialmente inelástico, se utilizan los resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso, para el registro sísmico escalado para la intensidad asociada al estado límite de seguridad de vidas; en este análisis se deben de considerar los valores de diseño de las resistencias de los materiales. Este análisis proporciona la combinación de momento crítico (M) y su correspondiente carga axial (N) de cada columna y/o muro. Para columnas sujetas a carga biaxial se deben considerar tres combinaciones: $\max(M_y)$ con su correspondiente M_z y N ; $\max(M_z)$ y su correspondiente M_y y N ; $\min(N)$ compresión o $\max(N)$ tensión y su correspondiente M_y y M_z ; mientras que para columnas sujetas a carga uniaxial se deben usar dos combinaciones.

En las conexiones viga-columna se presenta una variación en la resistencia, que si no se toma en cuenta conlleva a que durante el diseño se sobreestime el acero de refuerzo longitudinal; para evitar esto, se recomienda que se aumenten los momentos y la fuerza axial mediante un factor de 1.26, a fin de garantizar el cumplimiento del objetivo de desempeño y evitar que las columnas fluyan; para la base de las columnas de la planta baja no es necesario usar este factor ya que estas se diseñaron con el valor medio de la resistencia de los materiales.

6. Diseño a cortante. Las fuerzas que se consideran para el diseño a cortante corresponden a las acciones inducidas por un sismo asociado con el nivel de desempeño de prevención al colapso. Sin embargo, para simplificar el método de diseño, el detallado y diseño por cortante se lleva a cabo usando las fuerzas por cortante del análisis dinámico no lineal paso a paso para la acción sísmica asociada al nivel de desempeño de seguridad de vida, modificándolas 1.20 veces para las vigas y 1.15 veces para las columnas.
7. Detallado del confinamiento, anclajes y empalmes de los elementos: El detallado de los elementos debe hacerse para cumplir con longitudes de desarrollo, anclaje y confinamiento de acuerdo al nivel de inelasticidad considerado y al nivel de ductilidad esperado.

Los métodos basados en deformaciones calculadas, se pueden utilizar para el diseño de sistemas de MGD y 1GD, usándose análisis modales espectrales (Panagiotakos y Fardis, 1999) o análisis dinámicos no lineales paso a paso (Kappos *et al.* 2010). En estos métodos se modela el sistema estructural de forma completa y se controla el diseño mediante el control de las deformaciones de los miembros. Dentro de estos métodos, el propuesto por Kappos *et al.* (2010), se ha mantenido en desarrollo, siendo, de acuerdo con sus autores, uno de los que tiene una mejor precisión en la predicción del comportamiento de las estructuras.

Dicho método es complejo y difícil de implementar en la práctica actual del diseño sísmico, debido a que como herramienta de análisis se utilizan los análisis dinámicos no lineales paso a paso; los cuales, tienen como inconvenientes la incertidumbre en la selección de los registros adecuados y la sensibilidad de la respuesta a las reglas y parámetros de comportamiento que son requeridos, Varum *et al.* (2012).

2.4.3 Diseño sísmico directo basado en desplazamientos

El método de Diseño sísmico directo basado en desplazamientos, DSDBD, de Priestley *et al.* (2007) es aplicable a puentes continuos tipo viaducto. Consiste en caracterizar a la estructura por la rigidez secante para un desplazamiento máximo y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente apropiado para la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. El enfoque usado para caracterizar la estructura se basa en el procedimiento de análisis de estructura substituta (Shibata y Sozen, 1976).

Con el desplazamiento de diseño determinado de acuerdo al nivel de desempeño requerido y el amortiguamiento a partir de la demanda de ductilidad esperada, se obtiene el periodo efectivo para el desplazamiento máximo, de un espectro de diseño. A continuación, representando a la estructura como un sistema equivalente de 1GDL, se calcula la rigidez efectiva asociada a la respuesta máxima, de acuerdo a estos valores se calcula el cortante basal.

1. Propuesta de la fracción de carga que transmite la superestructura a falta de información sobre este puente o alguno semejante. Se propone que la fracción de carga que la superestructura transmite por flexión hacia los estribos es:

$$f_v = .4$$

2. Estimación de la configuración deformada. Se propone el perfil de deformaciones en función de un desplazamiento objetivo, se toma como referencia el desplazamiento más crítico como referencia y se asocia el desplazamiento del resto de las pilas en función de la forma deformada de la calzada.
3. Propiedades efectivas del sistema (Estructura Sustituta). El desplazamiento de diseño del sistema, que intenta representar la configuración deformada del primero modo inelástico, se determina con la ec 2.34:

$$\Delta_d = \frac{\sum (m_i \Delta_i^2)}{\sum m_i} \quad (2.34)$$

La masa efectiva del sistema (m_{efe}) que participa en el primer modo de deformación inelástico se determina con la ec 2.35:

$$m_{efe} = \frac{\sum (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.35)$$

Dado que el amortiguamiento de los estribos y de la superestructura no se trata de manera separada, el amortiguamiento del sistema se estima con la ec 2.36:

$$\zeta_{equi} := \frac{.05f_v \cdot \Delta_d + \frac{(1 - f_v) \cdot \left(\frac{\Delta DT_1 \cdot \zeta_{p1}}{Hp_1} + \frac{\Delta DT_2 \cdot \zeta_{p2}}{Hp_2} + \frac{\Delta DT_3 \cdot \zeta_{p3}}{Hp_3} \right)}{\frac{1}{Hp_1} + \frac{1}{Hp_2} + \frac{1}{Hp_3}}}{f_v \cdot \Delta_d + \frac{(1 - f_v) \cdot \left(\frac{\Delta DT_1}{Hp_1} + \frac{\Delta DT_2}{Hp_2} + \frac{\Delta DT_3}{Hp_3} \right)}{\frac{1}{Hp_1} + \frac{1}{Hp_2} + \frac{1}{Hp_3}}} \quad (2.36)$$

Entrando al espectro de diseño de desplazamientos fig. 2.9, asociado al amortiguamiento equivalente calculado se encuentra el periodo efectivo T_{ef} , con lo cual se puede calcular la rigidez efectiva.

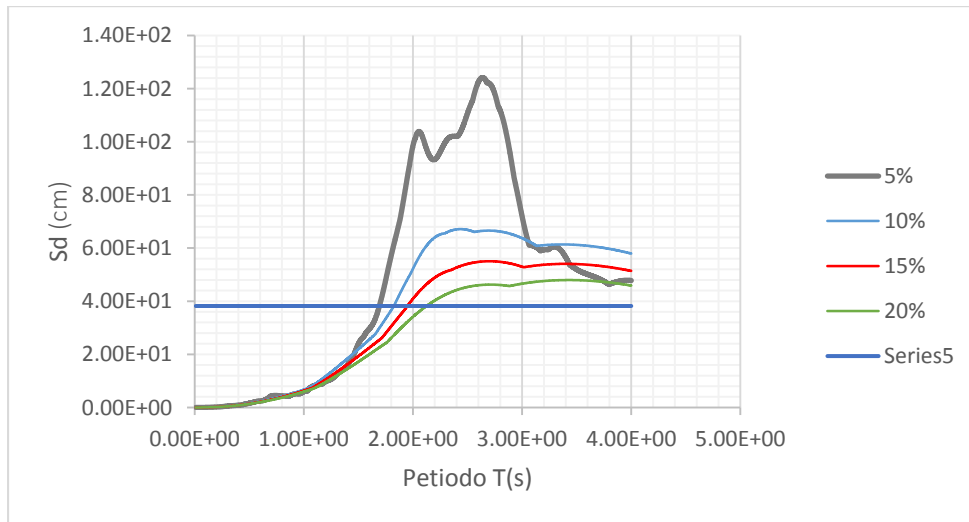


Figura 2.9. Espectro de desplazamientos

La rigidez efectiva se determina con la ec 2.37:

$$k_{ef} := \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_{ef}}{T_{ef}^2} \quad (2.37)$$

4. Distribución de cortantes, primero se calcula el cortante basal con la ec 2.38:

$$V_b := k_{ef} \cdot \Delta_d \quad (2.38)$$

posteriormente este cortante se distribuye a cada pila en proporción a la masa y al desplazamiento con la ec 39

$$F_i = \frac{Vb(m_i \cdot \Delta_i)}{\left[\sum_m (m_i \cdot \Delta_i) \right]} \quad (2.39)$$

5. Cálculo de la rigidez efectiva de pilas y estribos. La rigidez efectiva se obtiene de la división de fuerza cortante entre el desplazamiento, en función de la fracción de carga supuesta, éstas se obtienen con las ecs 2.40 y 2.41.

Cálculo del cortante en estribos

$$V_{est1} + V_{estn} = fv \cdot \left(\sum_m F_i \right) \quad (2.4)$$

Cálculo del cortante en pilas

$$V_P = (1 - fv) \cdot \left(\sum_m F_i \right) \cdot \left[\frac{\frac{1}{H_i}}{\left(\sum_i \frac{1}{H_i} \right)} \right] \quad (2.41)$$

Por lo que la rigidez de cada elemento queda definida por la ec 2.42:

$$k_{eff} = \frac{V_i}{\Delta_i} \quad (2.42)$$

6. Análisis estructural e iteraciones. Por último se lleva a cabo el análisis estructural con las rigideces obtenidas del paso 5 y con las fuerzas del paso 4, si los desplazamientos no coincidiesen, se debe de ajustar la fracción de carga supuesta, de modo que se alcance el desplazamiento objetivo.

2.4.4 Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño

El método de Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño, DSDCD, de Ayala *et al.*, (2012) idealiza la curva de capacidad de un sistema de MGDL con una curva bilineal misma que se transforma a una de un sistema simplificado de referencia correspondiente al modo fundamental de un espacio espectral de pseudo aceleraciones contra desplazamientos, mediante resultados obtenidos de un análisis modal de la estructura (López, 2009).

1. Diseño preliminar de la estructura

En la primera etapa se debe de llevar a cabo un diseño preliminar de la estructura para definir la configuración estructural, las dimensiones de las secciones y una distribución de rigideces inicial. Con el uso de procedimientos de diseño tradicionales basados en fuerzas se puede obtener el diseño preliminar, o, de acuerdo con la experiencia del diseñador. En la parte final del proceso de diseño se realiza una uniformización de las características de los elementos, a fin de obtener un diseño que sea realista.

2. Construcción de un modelo elástico

Con la estructura definida en el paso anterior, se construye un modelo elástico (fig. 2.10) y mediante un análisis de valores característicos de dicho modelo se obtiene el periodo fundamental (T_E), que a su vez sirve para definir la pendiente de la rama inicial (rigidez elástica, K_E) de la curva de comportamiento del sistema de referencia (CCSR) usando la ec 2.43. Para caracterizar adecuadamente las propiedades de los elementos estructurales es necesario usar las rigideces efectivas.

$$S_a = \omega_E^2 S_d = \left(\frac{2\pi}{T_E}\right)^2 S_d \quad (2.43)$$

donde ω_E es la frecuencia natural de vibrar (en radianes)

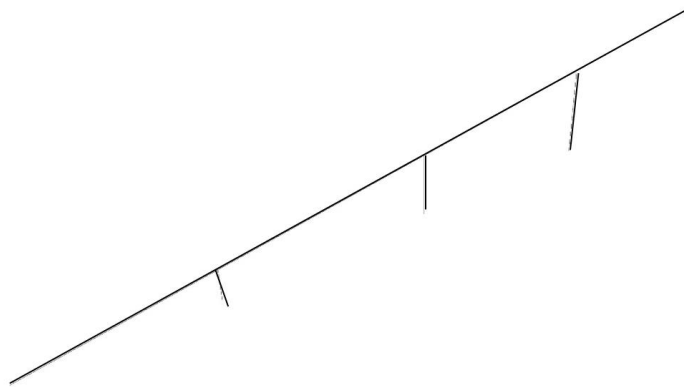


Fig. 2.10 Modelo elástico (TE)

3. Construcción de un modelo inelástico.

Con base en el modelo elástico se construye un modelo, al que se denominará como el modelo con daño, definido a partir de una distribución de daño asociado al nivel de desempeño requerido por en el diseño. Esta distribución de daño se introduce en el modelo elástico por medio de articulaciones en los extremos de los elementos donde se acepta ocurra comportamiento inelástico, *i.e.*, daño (fig. 2.11). Del mismo modo que en el caso anterior se efectúa un análisis de valores característicos del modelo con daño y se obtiene el periodo fundamental (T_I), con el cual se define la pendiente de la rama subsecuente de la CCSR (rigidez post-fluencia, K_I) utilizando la ec 2.43 y sustituyendo el valor de T_E por T_I .

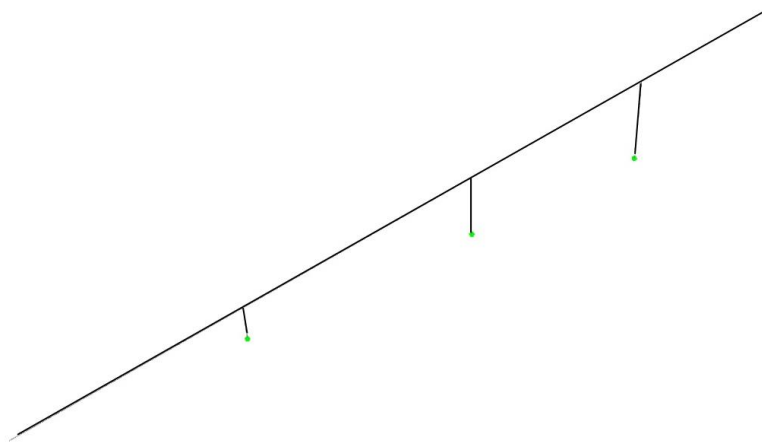


Fig. 2.11 Modelo con daño (T_i)

Las pendientes obtenidas del modelo sin daño y con daño se encuentran definidas hasta este punto, pero aún no se define el punto de intersección de dichas líneas, *i.e.*, el punto donde en la CCSR se presenta el cambio de rigidez, estas curvas se representan en la fig. 2.12.

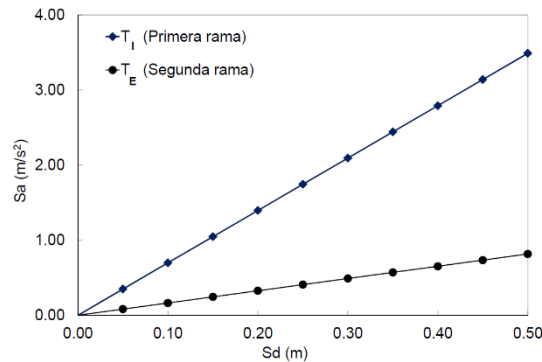


Figura 2.12. Ramas de la curva de comportamiento del sistema de referencia asociados a los periodos T_E y T_i

4. Desplazamiento objetivo de la CCSR

El desplazamiento objetivo se define en función de los valores máximos permisibles que han establecido investigadores como Chopra (2001), Panagiotakos y Fardis (1999), que puede ser en función de una rotación máxima o un desplazamiento máximo esperado por la pila correspondiente al nivel de desempeño esperado. Para calcular el desplazamiento objetivo de la CCSR (S_{du}), primero se determina el desplazamiento ocurrido en la unión de la calzada con la pila central del puente (Δ_P), a partir del cual se obtiene el correspondiente al modo fundamental, usando las ecs 2.44 ó 2.45. Se utiliza la configuración de desplazamientos laterales del modelo con daño (fig. 2.13).

$$S_{du} = \frac{\Delta_P}{\Gamma_1 \phi_P} \quad (2.44)$$

donde Γ_1 es el factor de participación del modo fundamental y ϕ_P es la coordenada en la unión de la calzada con la pila central de la forma modal correspondiente al modo fundamental.

$$S_{d_u} = \eta * \Delta_P \quad (2.45)$$

donde η es el relación entre el desplazamiento en la calzada correspondiente al modo fundamental y el desplazamiento de la calzada correspondiente a todos los modos.

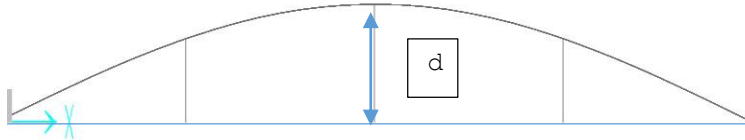


Figura 2.13. Obtención del desplazamiento objetivo

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia de la CCSR

El desplazamiento de fluencia de la CCSR (S_{dy}) se calcula utilizando expresiones válidas de acuerdo con la geometría y las propiedades de los materiales.

6. Determinación de la relación entre la rigidez post-fluencia a la rigidez inicial y la ductilidad de la CCSR

La relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial (α) se obtiene usando la ec 2.46. Esta relación es función de la distribución de daño.

$$\alpha = \frac{K_2}{K_1} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^2 \quad (2.46)$$

La ductilidad de la CCSR (μ) se calcula, a partir de los desplazamientos definidos anteriormente, usando la ec 2.47.

$$\mu = \frac{S_{d_u}}{S_{d_y}} \quad (2.47)$$

Tanto el valor de α como μ modifican las ordenadas de los espectros inelásticos requeridos en este método de diseño.

7. Verificación que el desplazamiento objetivo de la CCSR corresponda con el desplazamiento inelástico del periodo T_E

A partir de un espectro inelástico de desplazamientos, asociado al valor de α y de μ calculados en el paso anterior, se obtiene el desplazamiento espectral ($S_{dESPECTRO}$) correspondiente al periodo fundamental del modelo elástico, T_E (fig. 2.14). Se compara el valor $S_{dESPECTRO}$ con el desplazamiento objetivo de la CCSR (S_{d_u}); si son iguales (se acepta

con una diferencia de $\pm 5\%$) se continúa con el proceso; si no, se modifica la estructura inicial y/o la distribución de daño propuesta y se regresa al paso 2 ó 3, dependiendo de qué se decida cambiar hasta que se satisfaga la igualdad entre dichos desplazamientos. Si se opta por modificar la distribución de daño se debe garantizar que esta siga siendo consistente con el estado límite de diseño.

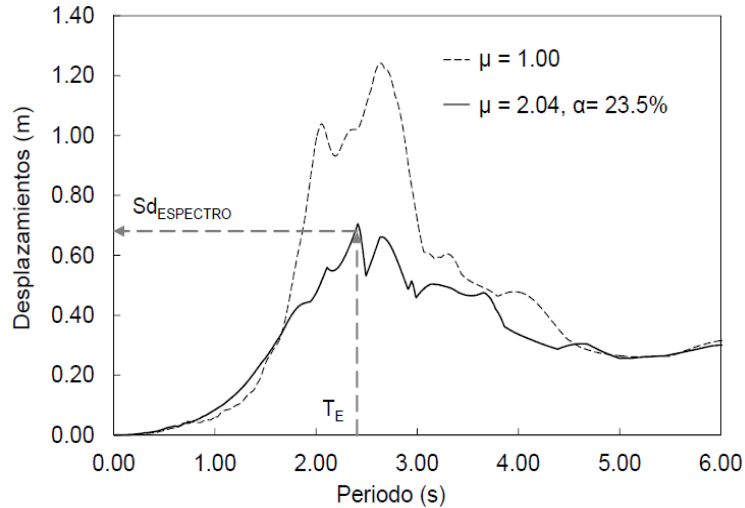


Figura 2.14. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Alternativamente, si en la primera iteración los desplazamientos no son iguales, se puede obtener directamente del espectro inelástico de desplazamientos el periodo ($T_{REQUERIDO}$) que satisface el desplazamiento objetivo (fig. 2.15). Posteriormente, se ajusta la rigidez inicial de la estructura hasta alcanzar dicho periodo, de tal manera que la distribución de rigideces a lo largo de la altura no cambie significativamente y, en consecuencia, no se modifique en forma importante la configuración deformada del modelo con daño, con lo que se asume que el sistema tendrá la misma ductilidad y la misma relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial. Si no es posible mantener la distribución de rigideces se deberá verificar que la configuración deformada de los modelos dañados (diseño preliminar y diseño que satisface el desplazamiento objetivo) sea aproximadamente la misma; de lo contrario, se deben recalcular los desplazamientos objetivo y de fluencia, la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial y la ductilidad de la CCSR hasta encontrar un diseño satisfactorio.

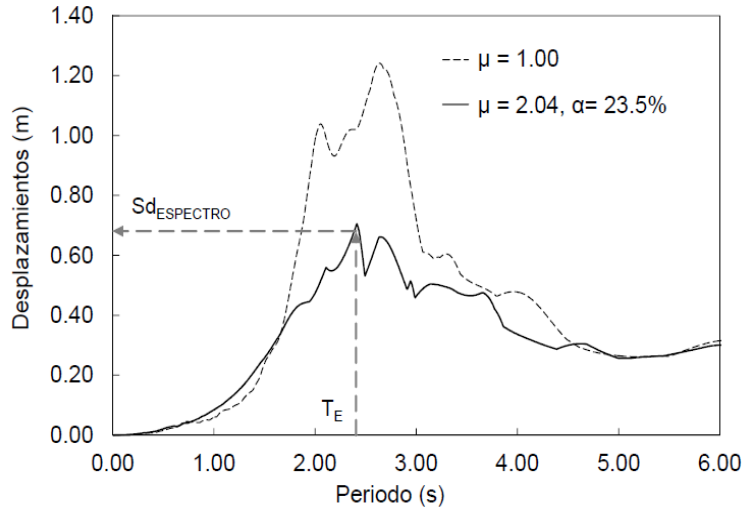


Figura 2.15. Obtención del periodo requerido, $T_{REQUERIDO}$, para alcanzar el desplazamiento objetivo

8. Calcular la resistencia R_y/m de la CCSR

Una vez que se encuentra el periodo de la estructura para el cual se cumple con el desplazamiento objetivo, se obtiene la resistencia de fluencia (R_y/m), correspondiente a dicho periodo a partir de un espectro inelástico de resistencia por unidad de masa, asociado al valor de α y de μ calculados anteriormente (fig. 2.16).

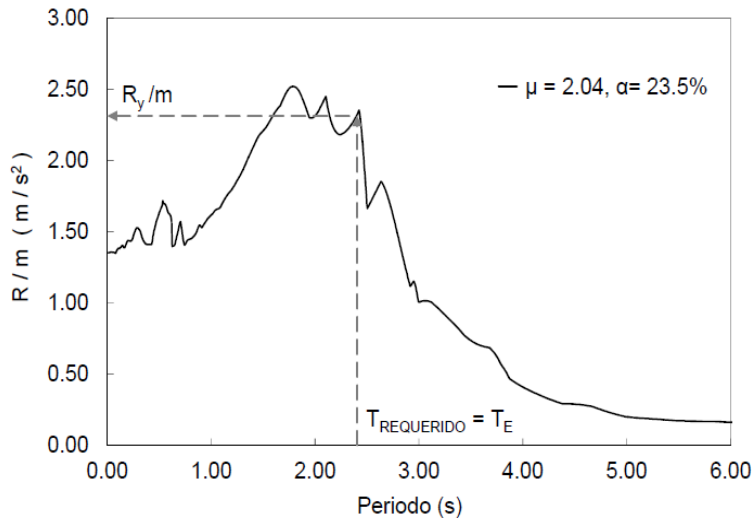


Figura. 2.16 Resistencia correspondiente a $T_{REQUERIDO} = T_E$

9. Calcular la resistencia R_u/m de la CCSR

Se obtiene la resistencia última, R_u/m , de la CCSR, usando la ec 2.48.

$$R_u/m = R_y/m * (1 + (\alpha * (\mu - 1))) \quad (2.48)$$

10. Construcción de la CCSR

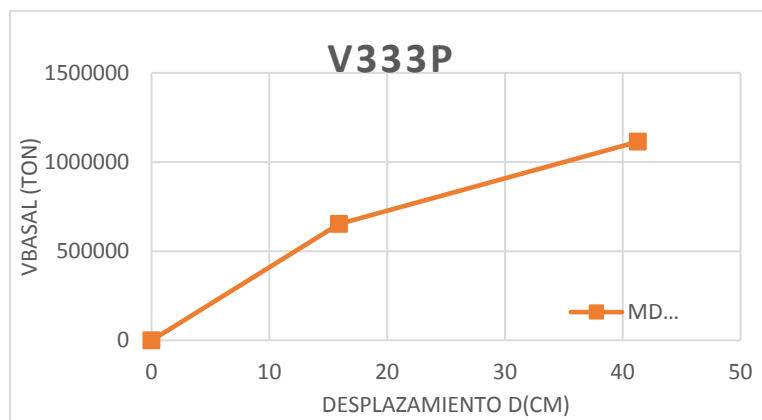


Figura 2.17. Curva CCSR

Con los valores obtenidos para el desplazamiento de fluencia, el desplazamiento último, la resistencia de fluencia, la resistencia última, la rigidez inicial, la rigidez post-fluencia, la ductilidad y la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial se construye la curva de comportamiento del sistema de referencia (fig. 2.17).

11. Fuerzas de diseño en los elementos estructurales

Las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se obtienen de dos análisis modales espectrales, uno en el caso del modelo elástico, el cual toma en cuenta las cargas gravitacionales y como demanda sísmica se usa un espectro elástico escalado por el factor λ_1 , definido como el cociente entre la resistencia por unidad de masa al punto de fluencia (R_y/m) de la CCSR y la pseudo-aceleración correspondiente al periodo T_E en el espectro; es decir, la pseudo-aceleración elástica se iguala a la resistencia de fluencia R_y/m (Fig. 2.18). Para el segundo análisis se utiliza el modelo con daño, para el cual se toma como demanda sísmica un espectro elástico escalado por el factor λ_2 , el cual se define como el cociente entre la diferencia de la resistencia última y la de fluencia por unidad de masa y la pseudo-aceleración correspondiente al periodo T_1 en el espectro elástico, de tal manera que la pseudo-aceleración elástica coincida con la diferencia entre dichas resistencias (fig.2.19). La suma de ambos análisis permite obtener las demandas de diseño de la estructura.

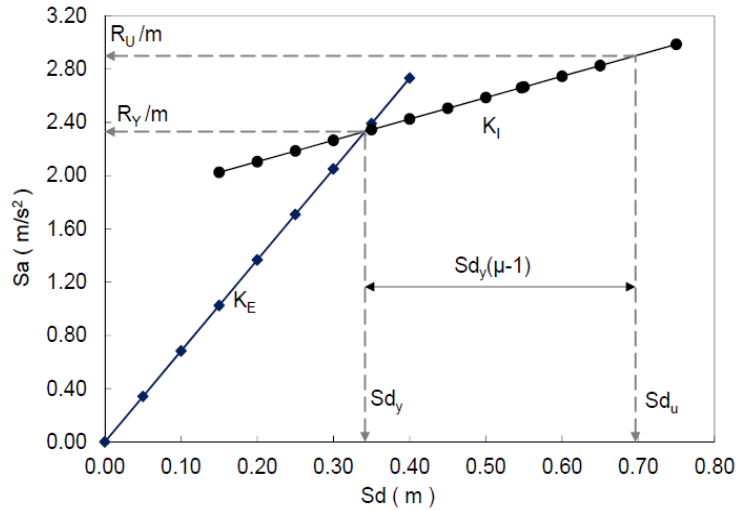


Figura 2.18. Curva de comportamiento del sistema de referencia

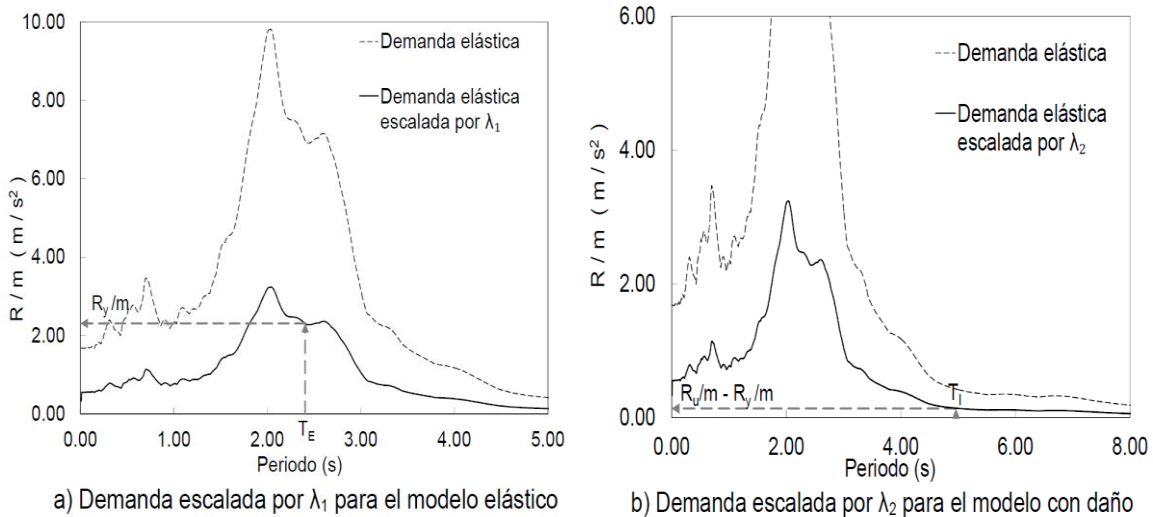


Figura 2.19. Espectros elásticos de resistencias escalados usados en los análisis modales espectrales

12. Diseñar los elementos estructurales

Se diseñan los elementos estructurales para resistir las demandas calculadas para todos los elementos que tendrán comportamiento inelástico y los que se mantendrán elásticos; en el caso de puentes la calzada permanecerá elástica mientras que las pilas podrán presentar daño. Además, se debe obtener un diseño viable desde el punto de vista constructivo, por lo que los diseños resultantes se deben uniformizar de tal manera que no se modifique el desempeño estructural estimado.

13. Verificar el diseño

Una vez terminado el diseño final que satisfaga los parámetros usados en el proceso de diseño y que cumpla con los objetivos de diseño, el proceso de diseño finaliza; de lo contrario, se tendrá que reiniciar el proceso, ya sea modificando la estructura y/o la distribución de daño hasta que se encuentre una solución satisfactoria.

2.5 Factores que influyen de forma significativa en los resultados obtenidos de los procedimientos simplificados de evaluación y diseño sísmico.

2.5.1 Reglas de combinación modal.

En sistemas sin amortiguamiento clásico para la determinación de la respuesta sísmica de una estructura, se asume que la matriz de amortiguamiento es ortogonal respecto a sus formas modales no amortiguadas, de modo que las ecuaciones de movimiento pueden ser desacopladas, estas suposiciones se adecuan a la mayoría de los sistemas estructurales existentes en la práctica.

Sin embargo hay situaciones en las que dichas suposiciones no proporcionan la precisión que se requiere, como es el caso de interacción suelo-estructura, equipo-estructura y fluido-estructura, estructuras cuyos movimientos de traslación y rotación son posibles, así como estructuras compuestas; estructuras mixtas de acero con concreto-reforzado, o estructuras con dos o más sistemas de amortiguamiento diferentes, entre otras.

De acuerdo con estudios de diversos investigadores las hipótesis de una matriz de amortiguamiento ortogonal muestra de errores de importancia cuando se presentan diferencias significativas entre masas y relaciones de amortiguamientos entre sus componentes son grandes. Se dice que sistemas amortiguados cuyas ecuaciones de movimiento no pueden ser desacoplados por sus formas modales no amortiguadas no tienen un comportamiento de amortiguamiento clásico.

La respuesta de sistemas sin amortiguamiento clásico es normalmente evaluada usando integración paso a paso o superposición modal en términos de sus eigenvalores y eigenvectores complejos como lo sugiere Foss (1958).

En la medida de cómo se especifica en la práctica la excitación sísmica, usualmente en términos de la respuesta espectral, el método de superposición modal complejo ha sido ventajosamente utilizado para desarrollar métodos de respuesta espectral para sistemas sin modos clásicos.

Algunos de los métodos de respuesta espectral han sido propuestos por Singh (1980), Villaverde (1980) entre otros. Como en el caso de sistemas con modos clásicos, en estos métodos la respuesta máxima del sistema debida al movimiento del suelo se estima con la determinación del primer valor máximo de la respuesta modal sobre el sistema en términos de las ordenadas de la respuesta espectral sobre el movimiento del suelo, después se

aplicará una regla de combinación modal adecuada, que es donde comienza el problema ya que de acuerdo con lo dicho anteriormente la reglas de combinación modal propuestas por Rosenblueth (1968) y Wilson *et al* (1981) entre otros, son válidas para estructuras que poseen frecuencias naturales muy cercanas entre sí, de modo que para sistemas estructurales que no cumplen con estas características dichas propuestas no son válidas.

2.5.2 Regla de iguales desplazamientos

Veletsos y Newmark (1960) establecieron la regla de iguales desplazamientos, fig. 2.20, la cual ha sido adoptada por gran parte de los códigos existentes. Dicha regla establece que el desplazamiento máximo que alcanza un oscilador de 1GDL al ser sometido a una demanda sísmica en su intervalo elástico es muy parecido al que alcanzaría un oscilador inelástico de 1GDL bajo la misma demanda.

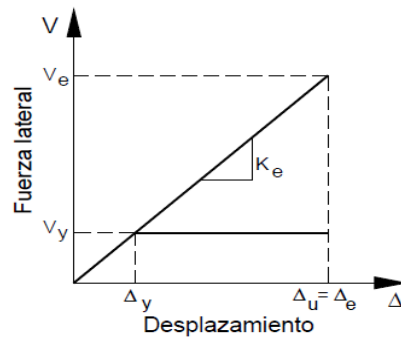


Figura. 2.20 Regla de iguales desplazamientos

2.5.3 Efectos P- Δ

Los efectos P- Δ son causados por cargas actuantes sobre la configuración deformada de la estructura, por lo que se pueden presentar de manera global o local, para el primero de los casos un efecto P- Δ en una estructura tiene que ver con los efectos globales de las cargas de gravedad que actúan sobre las ubicaciones desplazadas de las uniones y si lo referimos de manera local un efecto P- Δ se refiere a los efectos de las cargas actuantes en la forma deformada de un miembro en particular.

Los efectos P- Δ están generalmente bajo control si la rigidez efectiva en el desplazamiento máximo es positiva. Si la rigidez efectiva es negativa, se tendría la amplificación del desplazamiento que pudiera ser significativo para causar la inestabilidad dinámica lateral, teniendo de este modo la existencia de un potencial al colapso. Es por esto que el deterioro de la resistencia después de alcanzar la rigidez tangente negativa se acelera, aunque una rigidez efectiva negativa puede ser alcanzada incluso si el deterioro de la resistencia no ocurriese.

La respuesta dinámica no lineal de estructuras puede ser muy sensible a las suposiciones del modelado. El efecto P- Δ es responsable de mucha de esta diferencia, particularmente cuando el modelo estructural se aproxima a la inestabilidad dinámica lateral, esto se puede

ver reflejado en la pendiente de las curvas IDA al aproximarse a cero. Los efectos P- Δ son críticos cuando el movimiento del suelo es suficientemente para llevar a más de un piso de la estructura dentro del rango de rigidez tangente negativa.

Los efectos P- Δ incrementan la respuesta sísmica cuando los componentes estructurales se deterioran e ingresan en el rango inelástico donde la rigidez tangente puede ser negativa. Dicha combinación aumentará en gran medida el potencial de colapso de las estructuras.

Los efectos P- Δ causados por cargas gravitacionales, actuando a través de la configuración deformada de un edificio, siempre resultarán en un incremento en los desplazamientos laterales. Los efectos P- Δ estáticos resultan en una rigidez post-fluencia negativa en cualquier piso, tales efectos pueden incrementar las derivas entrepisos y el desplazamiento de manera significativa. El grado con el cual, los efectos dinámicos P- Δ incrementan los desplazamientos dependen de:

- 1) El periodo fundamental del edificio.
- 2) La relación de resistencia.
- 3) Las relaciones histeréticas carga-deformación.
- 4) Las características de la frecuencia del movimiento del suelo.
- 5) La duración del movimiento fuerte del suelo.

A medida que crece la esbeltez de un edificio se incrementan los momentos de volteo, lo que trae consigo una mayor importancia de los efectos P- Δ , ya que las deformaciones en los entrepisos intermedios, los problemas en la cimentación entre otros, nos pueden generar cierta incertidumbres sobre los resultados del análisis y frecuentemente los modos de falla serán más peligrosos. Es por esto que en muchos de los últimos sismos importantes que han ocurrido se han presentado fallas importantes que en muchos casos culminaron con el colapso de la estructura.

2.5.4 Correlación entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales

La rigidez de cada elemento es función del nivel de esfuerzo en el que se encuentre, por lo que en una sección se tienen diferentes valores de rigidez para cada etapa en la que incursiona el elemento, el agrietamiento (o la fluencia). Por lo cual se tienen diferentes rigideces dependiendo del nivel de esfuerzo al que se encuentren las diferentes secciones que conforman el elemento, además es importante mencionar que la rigidez también se ve afectada en función de las cargas axiales que participen, en la fig. 2.21 se muestran las influencias de la resistencia en las relaciones momento-curvatura.

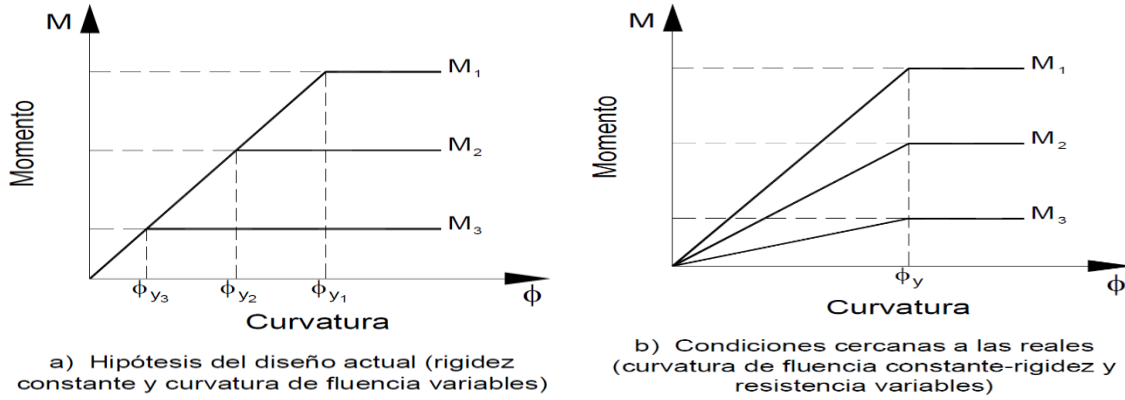


Figura 2.21. Influencia de la resistencia en las relaciones momento-curvatura (adaptado de Priestley *et al.* 2007)

2.5.5 Factor de comportamiento sísmico

En los reglamentos actuales se plantean las fuerzas que se presentan en una estructura para su diseño ante un sismo. Estas fuerzas se mantienen en el rango de comportamiento elástico, con el fin de diseñar los elementos estructurales con una resistencia inferior que la elástica, permitiendo que el sistema incurra en el rango de comportamiento inelástico, desarrollándose una ductilidad de desplazamiento de tal manera que los desplazamientos elásticos sean similares a los inelásticos; este factor se presenta como un medio simple para obtener diseños inelásticos.

Además en la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico se plantean diferentes valores para el factor de reducción de fuerzas, estos dependen principalmente del tipo de sistema estructural y del material de construcción.

En la actualidad se han desarrollado diversos tipos de procedimientos simplificados, sin embargo en estos se siguen utilizando diversos factores que afectan los resultados de estos, aun con los procedimientos de análisis más sofisticados se tiene que tener en cuenta la existencia de simplificaciones que se llevan a cabo como son los modelos de daño, las reglas de combinación modal entre otros, mismos que afectaran de forma significativa los resultados de estos, en la presente tesis se incluye la afectación que se origina cuando se presentan problemas de regularidad modal, con la existencia de este fenómeno se demuestra que los resultados que se tendrían de llevar a cabo un procedimiento simplificado distaría mucho del resultado de un análisis IDA considerado como método exacto.

CAPÍTULO 3

Influencia de la regularidad en el análisis sísmico de estructuras

3.1 Introducción

En el RCDF-NTC (1987) se establecieron las primeras condiciones de regularidad con base a la experiencia obtenida de la observación del comportamiento sísmico de estructuras ante eventos sísmicos intensos y la necesidad de poder establecer los límites ante los cuales una estructura será más vulnerable ante la acción sísmica y de este modo se podrán establecer recomendaciones de modo que las estructuras sean más seguras.

El Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004) reconoce a los efectos torsionales y los pisos flexibles como dos de las propiedades fundamentales a las cuales se les debe prestar mayor atención, esto es debido a que la mayor cantidad de fallas importantes presentes en los sismos de gran magnitud se debieron a estas características. Los efectos de torsión generan una concentración de esfuerzos sobre los elementos resistentes, por lo que las estructuras que presenten dicho fenómeno tendrán daños más graves. Paulay (1998), discute que sería preferible tener sistemas estructurales torsionalmente restringidos, por lo cual la torsión máxima que deberá de tolerarse para el diseño de una estructura estará definida por la excentricidad estática en planta. Sin embargo acepta que la regularidad puede generar diseños sísmicos no satisfactorios, por lo cual se le debe de poner una particular atención a este tipo de estructuras.

Las estructuras denominadas de planta débil, la falla que presentan no ocurre necesariamente cuando un entrepiso es más débil de lo que requeriría un código de construcción, sino cuando el resto de los entrepisos son demasiado resistentes, esto es debido a que la disipación de energía por deformación inelástica se repartirá en los entrepisos que no se encuentren sobre diseñados, razón por la cual estos tendrán que encargarse de la totalidad de la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo cual les impone una enorme demanda de ductilidad, es por esto que las estructuras que presenten este tipo de configuraciones, tienen mayor influencia ante las acciones sísmicas de gran magnitud. Para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad elevado, hay que asegurarse de que en ningún entrepiso el cociente de la fuerza cortante resistente entre la actuante sea muy inferior al promedio.

3.2 Regularidad de estructuras de acuerdo con los reglamentos actuales de construcción (RCDF-NTC, MDOC-CFE08, UBC, EC8, AASHTO)

3.2.1 El Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2004)

El RCDF-NTC (2004) establece que para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer simultáneamente las siguientes condiciones:

1. La distribución en planta de los elementos resistentes y masas, deberán ser simétricos respecto a los dos ejes ortogonales. Estos elementos deberán ser paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. No se debe exceder la relación entre la altura (h) y el ancho de la dimensión menor de la base (B) a un valor mayor de 2.5.
3. La relación entre largo B_x y el ancho B_y en la base de la estructura no debe de exceder de 2.5.
4. Las entrantes y salientes no deben exceder el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.
5. La estructura debe tener sistemas de piso rígidos.
6. Las aberturas ubicadas en los sistemas de techo o piso no deben exceder en su longitud un 20% de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no deberán de ocasionar asimetrías significativas ni diferir en posición de un piso a otro, por lo que el área total de aberturas no podrá exceder, en ningún nivel, el 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel del edificio de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.
8. Ningún piso deberá tener un área que se encuentre delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El área de ningún entrepiso debe de exceder en más de un 50% a la menor de los pisos inferiores y el último piso de la construcción será exento de condiciones de área mínima.
9. Las columnas en todos los niveles deben estar restringidas en sus dos direcciones ortogonales por medio de diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más del 50% a la del entrepiso adyacente. El último entrepiso queda excluido de esta condición.

11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no debe exceder en más de un 10% de su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

a) La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso exceda en más del 20% su longitud en planta, medida paralelamente a la excentricidad.

b) La rigidez o resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.

c) No cumple simultáneamente con las condiciones 10 y 11.

El RCDF-NTC (2004), propone un factor correctivo por irregularidad α , si no se satisface una de las condiciones de regularidad enumeradas del 1 al 9 ($\alpha = 0.9$), si no se satisface la condición de regularidad descrita en el punto número 10 u 11 ($\alpha = 0.8$), en el caso de no satisfacer dos o más condiciones de regularidad, ($\alpha = 0.8$), finalmente si la estructura no cumple con una de las condiciones descritas en los párrafos a, b o c, la estructura se considera como fuertemente irregular y el factor correctivo deberá ser ($\alpha = 0.7$).

3.2.2 Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2008)

En el MDOC-CFE (2008), se establecen las condiciones de regularidad de un sistema estructural:

1. Simetría: La condición de simetría trata de limitar las torsiones que se pueden presentar en un edificio a partir de la configuración geométrica de la estructura.
2. Esbeltez: La esbeltez de un edificio incrementará los momentos de volteo, por lo que se incrementan los efectos de segundo orden que se puedan presentar.
3. La flexibilidad: Los efectos derivados de la flexibilidad en edificios, se presentan cuando se tiene una geometría muy alargada, debido a esto se genera una menor capacidad en los sistemas de piso, además se disminuye la resistencia vertical que tendría la estructura y de este modo se incrementan los esfuerzos torsionantes.
4. Irregularidad en planta: Cualquier estructura que presente una geometría diferente a la de un rectángulo o un cuadrado, generará la alteración del sistema lo que llevará a una disminución de la eficiencia de la estructura para la resistencia torsional. En la fig. 3.1 se muestran los diferentes tipos de geometría que se establecen como irregulares.

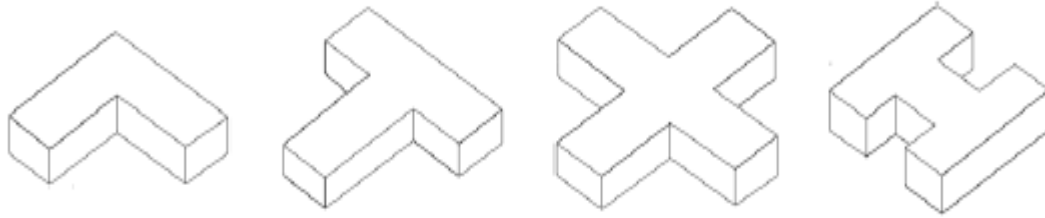


Figura 3.1. Ejemplos de plantas con entrantes o salientes (Arnold y Reitherman, 1986)

5. Rigidez y resistencia en los diafragmas horizontales: La falta de estos elementos mecánicos en un edificio generan un comportamiento de diafragma flexible, lo que ocasiona una respuesta sísmica diferente a la que genera un diafragma rígido, fig. 3.2. En un diafragma rígido se presenta una uniformización de los desplazamientos, mientras que en un diafragma flexible favorece a la distribución de fuerzas laterales entre elementos resistentes en función del área que carga cada elemento y no transfiere la carga de un modo que las deformaciones que se presenten en el piso sean semejantes, dichas deformaciones pueden generar daños en los elementos resistentes que se encuentran más esforzados.

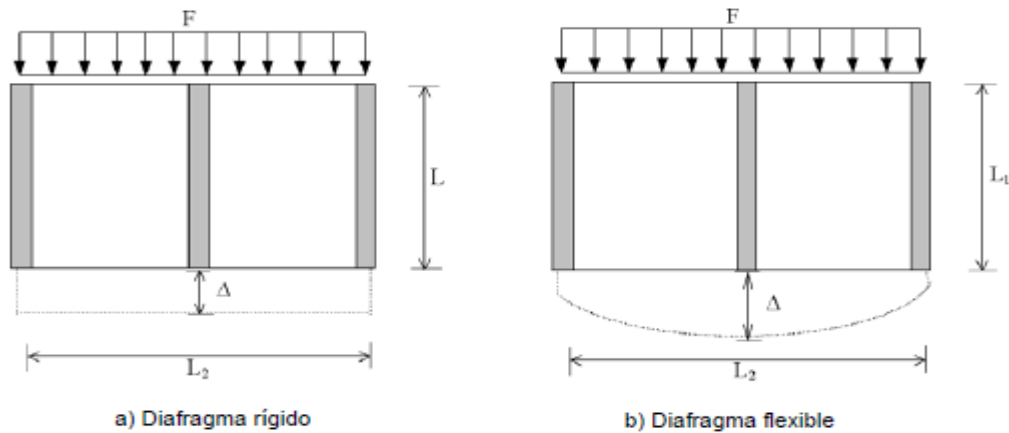


Figura 3.2. Hipótesis sobre el comportamiento del sistema de piso ante carga lateral.

6. Las aberturas presentes en los edificios, fig. 3.3, pueden generar excentricidades que llevan a un comportamiento irregular ya que entre mayor sea la abertura que se presente en el sistema de entrepisos más débil será la estructura ante la capacidad de resistir y transmitir las fuerzas generadas ante una acción sísmica.

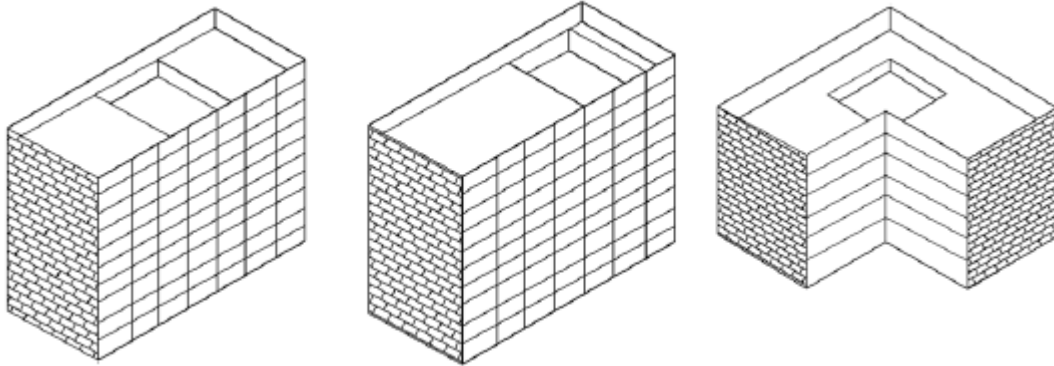


Figura 3.3. Aberturas inadecuadas en el sistema de piso y techo (Arnold y Reitherman, 1986)

7. La irregularidad debida a la distribución vertical de masas se pueden generar debido a una variación de área, cambios bruscos de geometría o una simple distribución de masas como se muestra en la fig. 3.4, esta irregularidad altera los modos naturales de vibración, lo que lleva a tener diferentes demandas de deformación de resistencia en el intervalo no lineal, o tener una amplificación dinámica de los desplazamientos en los diferentes niveles. Por lo que se incluye una nueva restricción que consiste en que el área de un nivel no exceda en 50% la menor de las áreas de cualquiera de los pisos inferiores.

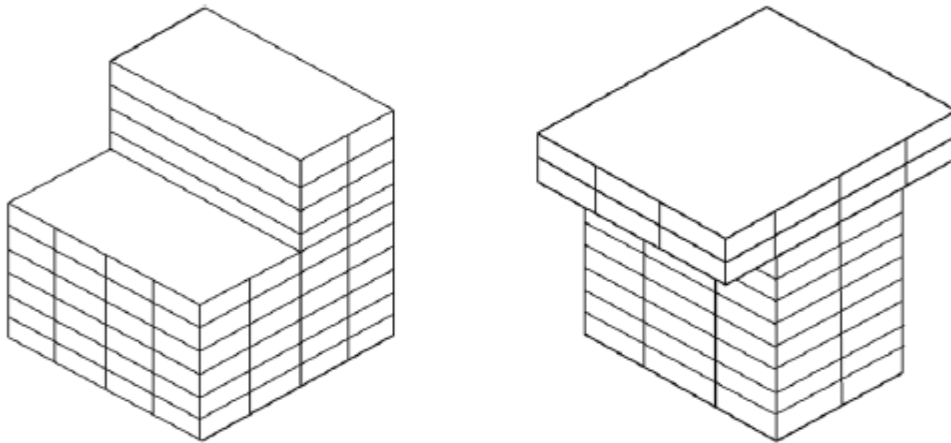


Figura 3.4. Ejemplos de cambios bruscos de áreas de planta en entrepisos contiguos que llevan a estructuras irregulares en elevación (Arnold y Reitherman, 1986).

8. La irregularidad debida a la distribución de rigideces en vertical: En el caso de edificios se recomienda evitar columnas con doble altura, debido a que la distribución de los momentos flexionantes podría ocasionar fallas locales de tipo frágil. La rigidez y la resistencia al corte de ningún entrepiso debe diferir más de un

50% del entrepiso inmediatamente inferior, solamente se excluye al último piso. Dicha disposición se generó para controlar la formación de entrepisos débiles.

La experiencia adquirida debida a los sismos de gran magnitud que han ocurrido a lo largo de la historia nos dice que este tipo de irregularidad es una de las más severas y peligrosas que existen. Dicha configuración estructural fomenta a tener una concentración de esfuerzos, demandas de deformación y de resistencia en los elementos resistentes verticales del piso débil, por lo que se requiere de un análisis más minucioso para la elaboración de un buen diseño, de no tomarse en cuenta la estructura podría llegar al colapso. En el manual de obras civiles de CFE se establece que una estructura se considerará de piso débil cuando en esta se alcance una rigidez del 50% al corte del entrepiso inmediato superior con respecto al inferior. En las figs. 3.5 a 3.7 se muestran algunos ejemplos.

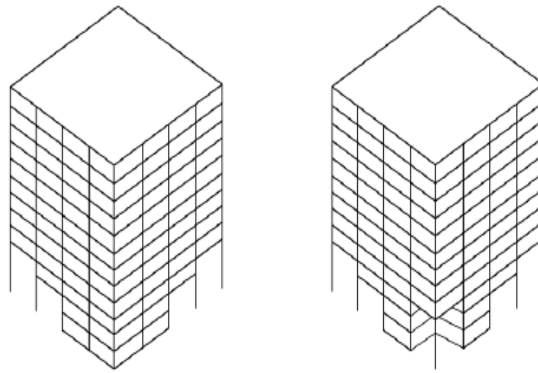


Figura 3.5. Ejemplos de cambios bruscos de áreas de planta en entrepisos contiguos que llevan a estructuras irregulares en elevación (Arnold y Reitherman, 1986).

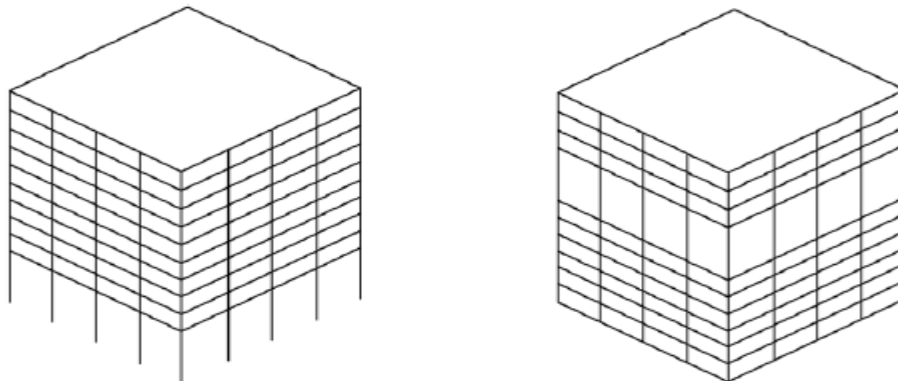


Fig. 3.6 Ejemplos de estructuras con un potencial piso suave (Arnold y Reitherman, 1986).

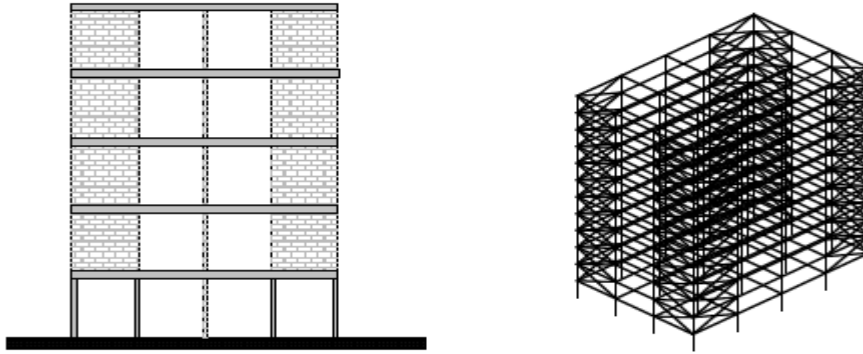


Figura 3.7. Ejemplos de estructuras con un potencial piso suave.

3.2.3 *Uniform Building Code, UBC (1997)*

Estructuras irregulares:

En el UBC (1997) la irregularidad de una estructura tipo edificio son el resultado de la configuración estructural en planta y la configuración estructural en vertical. De acuerdo a la irregularidad de la estructura las cargas y deformaciones que se generan en éstas van a alterar de una forma muy significativa el comportamiento que se supone para un análisis estático.

Irregularidad estructural en Vertical:

1. Irregularidad de rigideces (entrepiso blando): Será considerado un entrepiso blando cuando la rigidez lateral sea menor del 70% del piso adyacente, ó menor del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos subsecuentes.
2. Irregularidad de masas:
La existencia de la irregularidad de masas será considerada cuando la masa de cualquier nivel sea mayor del 150% de la masa de los niveles adyacentes y se deberá de tener consideración de la azotea ya que ésta es generalmente la sección más ligera de la estructura, si la masa existente de cualquier nivel es mayor del 120% con respecto al piso adyacente.
3. Irregularidad geométrica en vertical:
La existencia de la irregularidad geométrica en vertical será considerada cuando la dimensión horizontal del sistema resistente de fuerzas del entrepiso sea mayor de los entrepisos adyacentes.
4. Irregularidad por discontinuidad de los elementos resistentes de las cargas laterales:
Esta irregularidad es debido a la distribución irregular de cargas que se presenta en la estructura.
5. Irregularidad de pisos débiles:

La irregularidad de piso débil se presentará cuando la resistencia del piso sea menor del 80% del entrepiso por encima de éste.

Irregularidad en planta:

1. Irregularidad por torsión:

La existencia de la irregularidad por torsión se debe de considerar cuando la deriva de entrepiso máxima calculada en el extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.2 veces el promedio de las derivas de todos los niveles de la estructura.

2. Irregularidad por esquinas entrantes:

Esta irregularidad se presentará cuando la esquina que se adentra sobre la estructura es mayor del 15 % de la configuración en planta de la estructura en la dirección del sistema resistente de fuerzas laterales.

3. Irregularidad por diafragma discontinuo: Esta irregularidad suele generarse cuando se presentan cambios o discontinuidades abruptas en la configuración estructural del diafragma o también debido a la variación de rigideces presentes en los diafragmas.

Los límites de estas irregularidades se presentan con aberturas mayores del 50% del área bruta del diafragma o cambios en las rigideces superiores al 50% del entrepiso siguiente.

4. Irregularidad por sistemas no paralelos: La irregularidad en estos sistemas se presentará debido a que la carga lateral de los elementos no es paralela o simétrica respecto al mayor de los ejes ortogonales del sistema resistente de fuerzas laterales. Se muestran algunos ejemplos en las figs. 3.8 a 3.10.

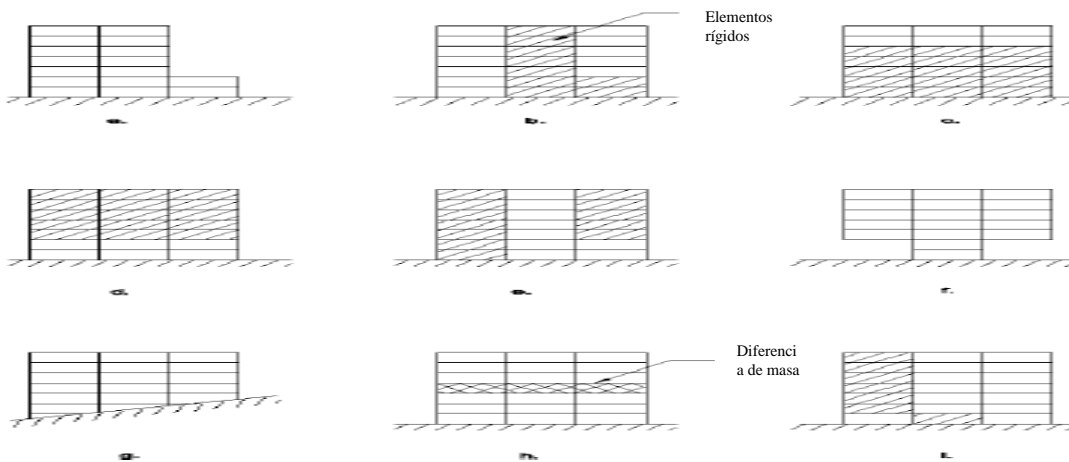


Figura 3.8. Irregularidad estructural vertical.

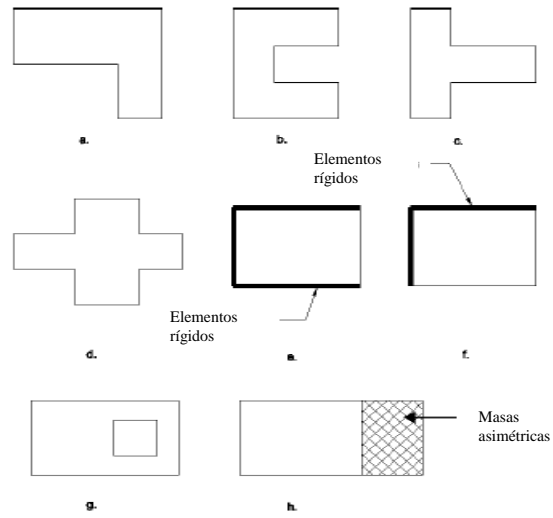


Figura 3.9. Irregularidad estructural en planta.

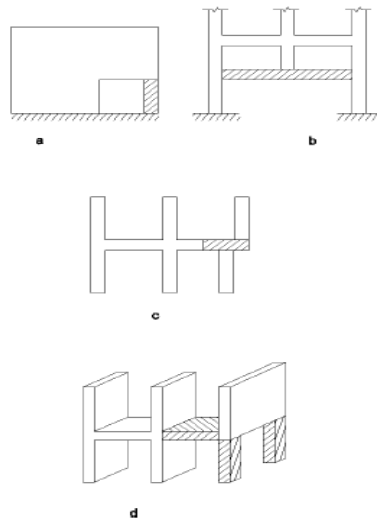


Figure C104-7. Irregularities in force transfer

Figura 3.10. Irregularidad de transferencia de fuerzas.

3.2.4 El Eurocódigo 8 (2004)

El Eurocódigo 8, CEN (2004) establece los siguientes principios básicos en los que se rigen los edificios para su diseño y así lograr desempeñar un comportamiento adecuado ante una demanda sísmica:

- El modelo estructural; Se podrá hacer una representación del modelo plano simplificado o bien un modelo espacial según sean las características de la estructura.
- El método de análisis; El método de análisis a realizar se podrá hacer ya sea con un método modal simplificado o bien uno multimodal.
- El valor del factor de comportamiento q ; Este valor dependerá de la irregularidad que se presente en la estructura en vertical.

Las implicaciones de regularidad estructural de los edificios se consideran por separado para sus condiciones de planta y en vertical.

Criterios de regularidad en planta

La rigidez lateral y la distribución de las masas de un edificio deberá ser simétrica en planta respecto a dos direcciones ortogonales, por lo que en su configuración geométrica no se podrán generar las siguientes formas; H, I, X, etc.

La dimensión total de entrantes y salientes en una dirección no podrá excederse del 25% del total de la dimensión exterior de la planta del edificio en la dirección correspondiente.

La rigidez de los forjados en planta es suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, de manera que la deformación del forjado tenga un efecto pequeño sobre la distribución de las fuerzas en los elementos estructurales verticales.

Ningún nivel se podrá exceder de un desplazamiento mayor del 20% del desplazamiento promedio de planta, en la dirección de las fuerzas sísmicas.

Para la aplicación de las fuerzas sísmicas se considerará la excentricidad accidental.

Criterios de regularidad en vertical: Todos los sistemas que resistirán las acciones horizontales tendrán que ser continuos desde los cimientos hasta la parte superior del edificio. No se podrán tener cambios bruscos que alteren la rigidez lateral, ni la masa de cada planta del edificio. Las disminuciones máximas que se podrán presentar en la reducción de la planta en cualquiera de sus direcciones estarán condicionadas de la siguiente manera.

- a) Ante una disminución gradual manteniéndose la simetría axial, la reducción del nivel siguiente no será mayor del 20% de la planta inferior.
- b) En el caso que se presente una sola reducción dentro del 15% del total de la altura total del edificio y que se mantenga la simetría de la estructura, la reducción máxima no será mayor del 50% de la planta inferior.
- c) En caso de que la estructura no presente una reducción que mantenga la simetría para cada cara, no se permitirá que la suma total de las reducciones en todos los niveles sea mayor del 30% de la planta, o que la disminución del piso consecutivo exceda el 10% de la planta inferior.

3.3 Regularidad en puentes

En la actualidad el concepto de regularidad en puentes aún no está definido de forma única y sencilla en ningún reglamento de construcción, sin embargo algunos investigadores han orientado sus estudios a entender la influencia de lo que cada uno entiende por regularidad en el comportamiento sísmico de puentes. Al respecto estos autores (Isakovic y Fischinger, 2000) han propuesto índices de regularidad para clasificar las estructuras y para ayudar al analista a decidir el tipo de método a utilizar para la evaluación o diseño sísmico de puentes.

Aunque las definiciones de regularidad existentes varían ligeramente de código a código y que aún no se conocen todos los factores que intervienen para que una estructura de un puente presente problemas de regularidad, tanto códigos como investigadores coinciden en que si un puente es “irregular” los resultados obtenidos en su evaluación o diseño sísmico serán erróneos.

De acuerdo a las normas AASTHO, (2007) la mayoría de los puentes son irregulares. La clasificación empleada se basa fundamentalmente en la relación de las propiedades mecánicas (rigidez de pilas y masas) y geométricas (longitud de pilas y de claros), de un claro a otro. En la tabla 3.1 se muestran algunas de las características que debe poseer un puente tipo viaducto para ser considerado como “irregular”, según lo establecido por estas normas.

AASTHO

Las normas AASTHO (2007), describen a la mayoría de los puentes existentes como irregulares, basándose en las propiedades mecánicas, geométricas y la relación entre claros.

Tabla 3.1 Requisitos para que un puente sea considerado regular

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de tramos					
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1,5	1,5
Máxima relación de rigidez caballete/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	---	4	4	3	2

Los puentes curvos compuestos por múltiples tramos simples se deberán considerar "irregulares" si el ángulo subtendido en planta es mayor que 20°. Estos puentes se deberán analizar ya sea mediante el método elástico multimodal o bien mediante el método de historia de tiempo. Un puente curvo de vigas continuas se puede analizar como si fuera recto, siempre y cuando se satisfagan todos los requisitos siguientes:

- El puente es regular de acuerdo con lo definido en la Tabla 3.1, excepto que para un puente de dos tramos la máxima relación de longitudes entre tramo y tramo no debe ser mayor que 2; El ángulo subtendido en planta no es mayor que 90°;
- y
- Las longitudes de tramo del puente recto equivalente son iguales a las longitudes de arco del puente curvo.

Si estos requisitos no se satisfacen el puente curvo de vigas continuas se deberá analizar utilizando su geometría curva real.

Otro reglamento de construcción que considera de manera explícita la "irregularidad" en el análisis de puentes es el EC8-2, CEN, (2003). Sin embargo ésta sección presenta una definición de la regularidad poco clara y en ningún inciso propone un índice de regularidad o parámetros para su clasificación. De acuerdo a éste código, el grado de regularidad depende del factor de ductilidad, q , mientras más dúctil es un puente más "irregular" puede ser su comportamiento sísmico.

3.4 Influencia de la regularidad en la evaluación y diseño sísmico de estructuras en los reglamentos actuales de diseño

3.4.1 Edificios

El tener una estructura cuya distribución de los elementos estructurales sea simétrica en planta permite evitar la presencia de torsiones importantes en la respuesta de un sistema estructural ante una demanda sísmica, que da lugar a solicitaciones muy altas de demandas en los diferentes elementos.

Se debe de procurar el diseño de estructuras cuyas formas geométricas sean regulares en planta, esto es debido a que las estructuras con formas excesivamente alargadas tienden a perder rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y aumentan las posibilidades de excentricidades en la distribución de rigideces, del mismo modo pasa con secciones tipo T y L, así como aquellas que tengan fuertes entrantes o salientes.

Además las estructuras que presentan formas irregulares en elevación, favorecen a la presencia de amplificaciones del movimiento que no se encuentran cubiertas en los reglamentos actuales de diseño, por lo que si se presenta el caso de no poder evitar una configuración estructural de este tipo se deberán de utilizar métodos de análisis más refinados. De la misma forma las concentraciones de masas importantes a gran altura también favorecen al incremento de las fuerzas inerciales y los momentos de volteo.

Es muy importante que se presente cierta uniformidad tanto de resistencias como de rigidez en las diferentes secciones de la estructura. Esto en los reglamentos actuales se acepta con la disminución de las fuerzas laterales que afectan al sistema estructural al tener en consideración la habilidad de un sistema que es capaz de disipar energía cuando esta se encuentre en el intervalo inelástico.

La capacidad de disipar energía del sistema dependerá del número de elementos que puedan alcanzar la fluencia simultáneamente. Por lo cual es indispensable proporcionar la mayor hiperestaticidad posible al sistema estructural así como también evitar zonas o elementos sobre diseñados.

En los diferentes códigos de diseño se han establecido los límites que deberán de aplicarse al diseño estructural de modo que la configuración del sistema resultante sea regular o en su defecto se le deberá de dar mayor importancia a la amplificación de las demandas sísmicas que la estructura será capaz de resistir como es el caso de nuestro actual reglamento.

3.4.2 Puentes

Índices de regularidad elásticos: El índice de regularidad elástico se fundamenta en la hipótesis que establece que las estructuras pueden llegar a tener comportamiento irregular, aun sin que se haya alcanzado el estado inelástico, por lo que para la realización del cálculo de este tipo de índices solo se requiere la consideración de las propiedades elásticas de la estructura, de este modo se clasifican las estructuras como regulares o irregulares. Una vez que se tiene conocimiento de la regularidad del puente el analista podrá definir el tipo de análisis que se debe de realizar, Isakovic y Fischinger (2006).

Índices de regularidad inelásticos: La hipótesis fundamental en la que están basados los índices de regularidad inelásticos es que una estructura que se encuentre en el intervalo elástico no será capaz de presentar un comportamiento irregular, de este modo se define que para que una estructura presente un comportamiento irregular deberá esta encontrarse en el intervalo inelástico, este tipo de índices consideran el daño acumulado de la estructura, y para su cálculo se utilizan métodos de análisis simplificados no lineales.

Los índices de regularidad inelásticos son más representativos y se basan en la simple comparación de las configuraciones deformadas transversales normalizadas, considerando diferentes patrones de carga lateral, Isakovic y Fischinger (2000) y Maalek *et al.* (2008). Sin embargo en la actualidad no se tiene ninguna definición de índice de regularidad que considere el cambio de formas modales y el orden de participación, esto es ya que al pasar de un estado de daño a otro estos se pueden modificar.

En los actuales reglamentos se castiga la falta de regularidad de forma significativa, haciendo que nuestras estructuras se conviertan en estructuras mucho más rígidas y resistentes, sin embargo esto no es garantía de un mejor comportamiento, además la mayoría de los reglamentos se basa en la validez de la regla de iguales desplazamientos misma que tiene limitantes para diferentes condiciones.

CAPÍTULO 4

INDICES DE REGULARIDAD

4.1 Introducción

Los actuales códigos de diseño permiten que las estructuras tengan un comportamiento inelástico, para lo cual se supone que ante una acción sísmica, los elementos estructurales deben ser capaces de disipar energía, sin embargo en los sismos recientes que se han suscitado no han sido de las intensidades que se estiman y se ha visto que las estructuras más afectadas han sido los puentes.

Esto es debido a que se tiene una concepción de que son estructuras simples, por lo que la mayor parte de la investigación que se ha realizado se ha enfocado a edificios y muchas de las hipótesis que se siguen en el caso de puentes terminan siendo las mismas con las que se diseñan los edificios, como es el caso de utilizar reglas de combinación modal creadas para su aplicación en estructuras de edificios; la utilización de modelos de daño simples que no simulan el comportamiento real del material y, principalmente se acepta que la mayoría de los métodos establecidos en los códigos estén fundamentados en la regla de iguales desplazamientos (Veletsos y Newmark 1960), la cual no necesariamente es aplicable en estructuras con periodos cortos o desplantadas en suelos blandos.

Actualmente se han presentado propuestas para detectar el grado de regularidad, como también la validación de las metodologías que existen en la actualidad. Sin embargo ningún método simplificado considera de forma implícita la regularidad modal. Ayala y Escamilla (2011) propusieron un procedimiento para la evaluación y el diseño sísmico de puentes tipo viaducto considerando la regularidad modal, con el que se ha demostrado que esta irregularidad puede presentarse en puentes cuyas frecuencias se encuentren cercanas entre sí o cuando los modos que tienen mayor contribución en la respuesta total de la estructura cambian en su forma y orden de participar de acuerdo al estado de daño en el que se encuentra la estructura.

Recientes estudios (Ayala y Escamilla 2011), han encontrado que la irregularidad modal es otro factor que influye de forma significativa en la aproximación de los resultados obtenidos por los métodos simplificados, y que ésta, por si sola, puede generar resultados erróneos, tomando como referencia el análisis dinámico incremental, IDA por sus siglas en Inglés, considerado como el método “exacto” (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

4.2 Influencia de la regularidad modal en los métodos simplificados de evaluación y diseño sísmico

La regularidad modal es un fenómeno que se puede presentar en cualquier tipo de estructura, pero una de las estructuras que puede evidenciar de forma clara el comportamiento de las formas modales son los puentes cortos tipo viaducto, esto es debido a que este tipo de estructuras cuenta con un número reducido de pilas cuyo fenómeno puede manifestarse una vez que se haya alcanzado la fluencia de la primer pila. En el caso de edificios, la regularidad modal se puede manifestar cuando la estructura presenta bastante daño, razón por la cual los analistas no incluyen este fenómeno en la aplicación de los métodos simplificados.

Este fenómeno aparece como un cambio de las formas geométricas de los modos de vibrar, ya que al pasar por diferentes estados de daño la respuesta de la estructura ira cambiando, además esto se presenta únicamente en el rango de comportamiento inelástico. El grado de regularidad modal varía de acuerdo al cambio de las formas modales y se puede presentar desde un ligero cambio de forma hasta la inversión de los factores de participación modal y sus respectivos modos de vibrar.

Como sabemos existen diferentes factores de regularidad que afectan el desempeño estructural, sin embargo el no considerar a la regularidad modal dentro de los métodos simplificados puede ser la causa de que los desempeños calculados difieran con los obtenidos de los métodos exactos. Algunos de los principales factores que intervienen de manera significativa en la irregularidad modal en puentes tipo viaducto son:

1. La relación entre la rigidez de la superestructura y la rigidez de la subestructura.
2. La relación de rigidez entre pilas.
3. El modelo de daño.
4. La demanda sísmica.

4.3 Índices de regularidad

Los índices de regularidad surgen con el objetivo de ayudar al diseñador a tomar la decisión acerca del tipo de análisis que se tiene que realizar para una estructura, en este caso nos referimos a los puentes, de modo que de acuerdo al resultado del índice se propone que se haga un análisis paso a paso o la utilización de un método simplificado. A continuación se presenta la descripción de algunos índices de regularidad.

4.3.1 Índices de regularidad elásticos

Los índices de regularidad elásticos se fundamentan en la hipótesis que establece que las estructuras pueden llegar a tener comportamiento irregular, aun sin que se haya alcanzado el estado inelástico, por lo que para la realización del cálculo de este tipo de índices solo se requiere la consideración de las propiedades elásticas de la estructura, de este modo se clasifican los puentes como regulares o irregulares. Una vez que se tiene conocimiento de la regularidad del puente el analista podrá definir el tipo de análisis que se debe de realizar, Isakovic y Fischinger (2006).

Calvi *et al.* (1994), propusieron un índice de regularidad elástico I_R para la evaluación del uso de los actuales métodos de diseño de puentes, que se proponen en el EC8-2, con el cual el analista será capaz de determinar de una manera sencilla si la estructura es regular o irregular, este índice de regularidad, I_R se basa en la relación de las diferentes formas modales de la superestructura y formas modales de todo el puente. Para su cálculo solo consideran las propiedades elásticas de la estructura. Este índice se define mediante la ec 4.1.

$$I_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Phi_i^B}{\Phi_i^B M \Phi_i^B} M \frac{\Phi_i^D}{\Phi_i^D M \Phi_i^D} \right)^2}{n}} \quad (4.1)$$

donde:

Φ_i^B : Forma modal del puente.

Φ_i^D : Forma modal de la calzada aislada.

n : Número de modos considerados en los análisis modales espectrales.

M : Matriz de masas del puente.

El índice I_R se encuentra en un intervalo definido entre 0 y 1. Un puente cuyo índice de regularidad sea cercano a la unidad será una estructura considerada como regular, mientras que los puentes cuyo índice tienda a ser 0 tendrán un comportamiento irregular.

Los resultados derivados de la aplicación de dicho índice de regularidad, I_R manifiestan que los enfoques de diseño que se tienen del Eurocódigo EC8-2 pueden llevarnos a tener diseños con bajos niveles de seguridad para estructuras que sean dúctiles, como se muestra en la fig. 4.1.

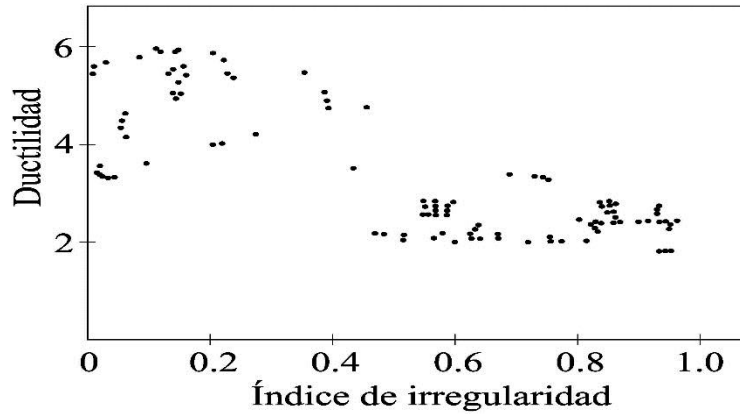


Figura 4.11. Ductilidad de desplazamiento vs. Índice de regularidad, Calvi (1994)

Índice de regularidad elástico, “*index*”.

Isakovic y Fischinger (2000 y 2006), encontraron que el grado de regularidad depende de diferentes parámetros, como son: la relación de rigidez de la superestructura y la subestructura, la rigidez que tiene la superestructura en conjunto con las pilas, el tipo de apoyos, la ubicación de las pilas más rígidas y el que tan sensible pueda ser la estructura ante efectos de torsión.

Isakovic y Fischinger (2000), proponen un índice de regularidad, “*index*”, que define un puente como una estructura irregular si la respuesta que se obtiene con un método de análisis unimodal difiere a la obtenida con uno multimodal. El objetivo de este índice es la validación del uso de los métodos de análisis unimodales, para la evaluación sísmica de puentes. Se realiza la comparación de las deformadas transversales normalizadas, que se obtuvieron de análisis estáticos lineales con dos diferentes patrones de carga lateral. Para el cálculo del índice de regularidad elástico, “*index*”, se utiliza la ec 4.2 a 4.4.

$$index = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} |d_i^1 - d_i^2|}{\sum_{i=1}^{n-1} |d_i^1|} \quad (4.2)$$

donde:

$$f_1 = m_i g \quad (4.3)$$

$$f_2 = \frac{4\pi^2 S_d(T)}{T^2} \frac{d_i^1 m_i}{g} \quad (4.4)$$

donde:

- d_i^1 : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido del primer análisis.
 d_i^2 : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido del segundo análisis.
 f_1 : Patrón de carga transversal utilizado en el primer análisis estático lineal.
 f_2 : Patrón de carga transversal utilizado en el segundo análisis estático lineal.
 T : Periodo fundamental de la estructura.
 m_i : Masa en el punto i .

4.3.2 Índices de regularidad inelástico

La hipótesis fundamental en la que están basados los índices de regularidad inelásticos es que una estructura que se encuentre en el intervalo elástico no será capaz de presentar un comportamiento irregular. Este tipo de índices consideran el daño acumulado de la estructura, y para su cálculo se utilizan métodos de análisis simplificados no lineales.

Los índices de regularidad inelásticos más representativos se basan en una simple comparación de las configuraciones deformadas transversales normalizadas, considerando diferentes patrones de carga lateral, Isakovic y Fischinger (2000) y Maalek *et al.* (2008). Sin embargo en la actualidad no se tiene ninguna definición de índice de regularidad que considere el cambio de formas modales y el grado de participación de los modos superiores, esto es ya que al pasar de un estado de daño a otro éstos se pueden modificar.

Índices de regularidad inelásticos, “*FRI*” y “*SRI*”, Maalek *et al.* (2008) se basan en la comparación de las deformadas transversales obtenidas con diferentes patrones de carga lateral, y para el cálculo de estos índices se utilizan análisis de empuje lateral incremental basados en fuerzas. Maalek *et al.* (2008) concluye que una estructura será irregular si su respuesta está influenciada de forma significativa por los modos superiores y para esto propone dos índices el *FRI* y *SRI*.

Para poder establecer el grado de regularidad que tiene un puente tipo viaducto con el índice *FRI*, se tendrá que revisar la deformada del puente y una deformada completamente regular, la divergencia que pueda llegar a existir definirá la regularidad del puente, el estudio que se realizara para obtener las deformadas será el producto de un análisis de empuje lateral de la calzada del puente. Para el cálculo del índice *FRI* se utiliza la ec 4.5.

$$FRI = 1 - \frac{|S^D - S^B|}{|S^D|} \quad (4.5)$$

donde:

S^D : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral de la pura calzada.

S^B : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental del puente.

Índice “SRI”, la diferencia radica en que para realizar el cálculo del SRI se requiere del puente completo para la obtención de las deformadas. Además para el caso del primer análisis de empuje lateral incremental se requerirá de un patrón de cargas basado en el modo fundamental y en el caso de la segunda deformada será necesario utilizar el patrón de cargas resultante del análisis modal espectral completo, para esto se utiliza una regla de combinación modal. Para la obtención del índice SRI se utiliza la ec 4.6.

$$SRI = 1 - \frac{|S^{SM} - S^{MM}|}{|S^{SM}|} \quad (4.6)$$

donde:

S^{SM} : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental unimodal.

S^{MM} : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental multimodal.

Índice “ i_{N2} ”, este índice se define del mismo modo como su correspondiente elástico, el cual fue propuesto por los autores, Isakovic y Fischinger (2000), sin embargo a diferencia del índice elástico en éste se requerirá del cálculo de las deformadas transversales a partir de análisis estáticos no lineales. El objetivo principal de este método radica en obtener la validación del método N2, para la realización de la evaluación sísmica de puentes. Para esto se tiene que calcular las deformadas transversales del puente, para la primera deformada se tiene que utilizar la deformada obtenida con el método N2 y en el caso de la segunda deformada el patrón de cargas que se utiliza será el obtenido de la deformada del análisis anterior. Por lo que el índice inelástico “*index*” queda definido como se indica en la ec 4.7.

$$i_{N2} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} ||\phi_i^{N2}| - |\phi_i^1||}{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_i^{N2}|} \quad (4.7)$$

donde:

ϕ_i^{N2} : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido mediante el método N2.

ϕ_i^1 : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido del segundo análisis de empuje lateral incremental.

Ayala y Escamilla (2011), proponen el índice de regularidad modal, “ I_{RM} ”. Del mismo modo que los anteriores fue propuesto con el propósito de brindarle al analista un parámetro que le permita identificar el tipo de estructura y de esta manera poder determinar el tipo de análisis que sería requerido. En esencia el índice “ I_{RM} ” determina el grado de irregularidad que pudiera presentar una estructura a partir de su configuración modal. Dicho parámetro variaría en el intervalo entre 0 y 1; en el caso de un puente cuyo comportamiento sea regular el valor de dicho parámetro tenderá a la unidad, en caso contrario si el índice tiende a cero, la estructura presentará un comportamiento irregular.

Éste índice además considera el comportamiento inelástico, para lo cual se requerirá del uso de análisis modales evolutivos para cada una de las diferentes etapas del comportamiento inelástico y está basado en la evolución que pueden presentar las formas modales al pasar de un estado de daño a otro en el transcurso de su respuesta inelástica. Los índices de regularidad modal que se proponen se calculan con las ecs 4.8 a 4.10.

$$I_{RM} = \sum_{j=1}^n \alpha \Phi_i^j \Phi_{i-1}^j \quad (4.8)$$

$$I_{RM} = \sum_{j=1}^n \alpha \left| \frac{\Phi_i^j}{\sum_{j=1}^n |\Phi_i^j|} - \frac{\Phi_{i-1}^j}{\sum_{j=1}^n |\Phi_{i-1}^j|} \right| \quad (4.9)$$

$$\alpha^j = \frac{\Gamma_i^j S_{ai}^j}{\sum_{j=1}^n \Gamma_i^j S_{ai}^j} \quad (4.10)$$

donde:

Φ_i^j : Forma modal normalizada del modo j para un evento i.

Φ_{i-1}^j : Forma modal normalizada del modo j para un evento i-1.

Γ_i^j : Factor de participación modal.

S_{ai}^j : Pseudoaceleración correspondiente al modo j.

Todos los índices consideran la regularidad si el resultado obtenido tiende a 1 y como irregular si el resultado del índice tiende a 0.

Los índices de regularidad pueden ayudarnos a establecer si el procedimiento de análisis será el adecuado, sin embargo aunque existen diversos índices de regularidad inelásticos la mayoría no toma en cuenta la existencia de la regularidad modal, más adelante, se podrá apreciar que las estructuras en la cuales existe esta condición, presentan resultados muy diferentes a los que se obtendría de un análisis IDA.

CAPÍTULO 5

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

5.1 Introducción

Para poder estimar las debilidades y fortalezas de los métodos simplificados se requirió de un estudio conceptual de algunos de los procedimientos más representativos en la literatura, dándole un particular énfasis en los métodos basados en la validez de la curva de capacidad asociada a un sistema de referencia como una propiedad de la estructura, además también se llevaron a cabo análisis basados en la obtención de la estructura sustituta, por último se llevaron a cabo estudios basados en fuerzas los cuales se basan en la regla de iguales desplazamientos, estos servirán para poder evaluar las respuestas obtenidas de los mismos y se comparan con los análisis dinámicos no lineales paso a paso, considerados como el método exacto, para poder determinar las aproximaciones que se presentan en la aplicación de los mismos. Las estructuras estudiadas fueron diseñadas como estructuras sin problemas de regularidad y gobernadas por un modo, sin embargo para mostrar la influencia de la regularidad modal se analizó un caso donde en el diseño no se considera la regularidad.

El diseño preliminar de todos los puentes se hizo siguiendo el procedimiento simplificado de diseño basado en fuerzas, donde se utilizó un coeficiente sísmico de $Q=3$ y una demanda sísmica siguiendo el registro en la estación SCT 1985, fig. 5.1. Las propuestas para el diseño se plantearon de modo que el comportamiento del sistema fuera regular y solo uno de los casos como irregular. En los diseños se planteó como desplazamiento máximo objetivo el .015 de la altura de la pila.

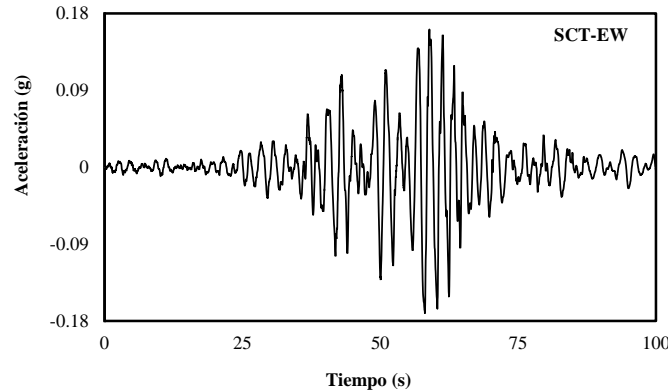


Figura 5.1. Registro sísmico en la estación SCT 1985

En el caso de los análisis elásticos se utilizó el programa SAP2000 V15, (2011) los espectros de respuesta se obtuvieron en el programa Degtra A4 V5.1, (2005) para los análisis dinámicos no lineales se utilizó el programa Perform 3d, (2011) en éste se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones; se utilizó un modelo histerético bilineal estable con comportamiento elasto-plástico en el modelado de columnas y vigas, se tomó en cuenta la interacción de carga axial y momento para el modelado de columnas, se requirió de los momentos de fluencia nominales para vigas y columnas.

Algunas de las consideraciones que se hicieron en el procedimiento simplificado de Priestley *et al.* (2007) son las siguientes, se tomó como $f_v=4$, se planteó la distribución de los cortantes en función de la rigidez y no de la altura como se plantea en el procedimiento ya que las pilas resultantes del diseño preliminar son de diferentes geometrías. Además se tomó como referencia en el planteamiento del desplazamiento objetivo una distribución en función de la deformada de la calzada como lo establece Kowalski (2002).

Finalmente se compararon los resultados obtenidos con los procedimientos aproximados con los obtenidos de un método dinámico no lineal paso a paso.

5.2 Descripción de estructuras evaluadas

Las estructuras estudiadas fueron puentes continuos de concreto reforzado, debido a que en este tipo de estructuras se manifiesta de forma más clara los problemas de regularidad modal y la participación de los modos superiores es evidente en algunos casos. Cada uno de los cinco puentes tipo viaducto, cuenta con una longitud total de 200m, divididos en cuatro claros de 50m, en cada uno de estos puentes se contará con tres pilas intermedias y un par de estribos en los extremos. La calzada de los puentes se definió con dos secciones, una hueca y otra llena en la intersección con las pilas, en el caso de las pilas se utilizaron secciones tipo cajón con las alturas mostradas en la figs.5.2a a 5.2e.

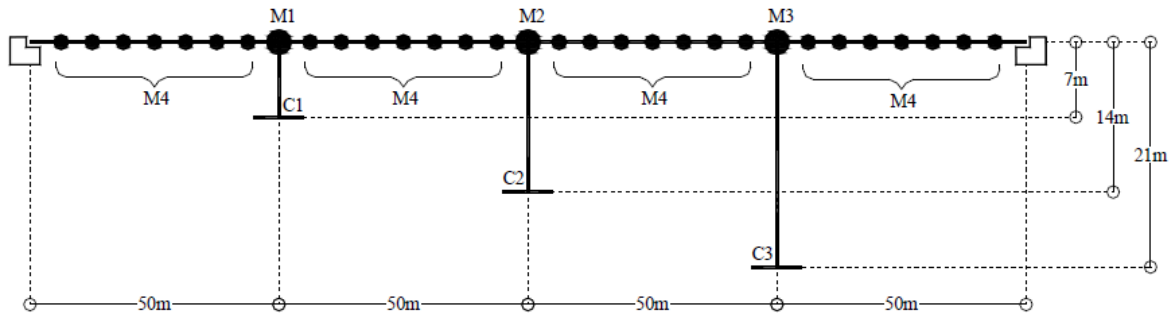


Figura 5.2a. Puente V123P

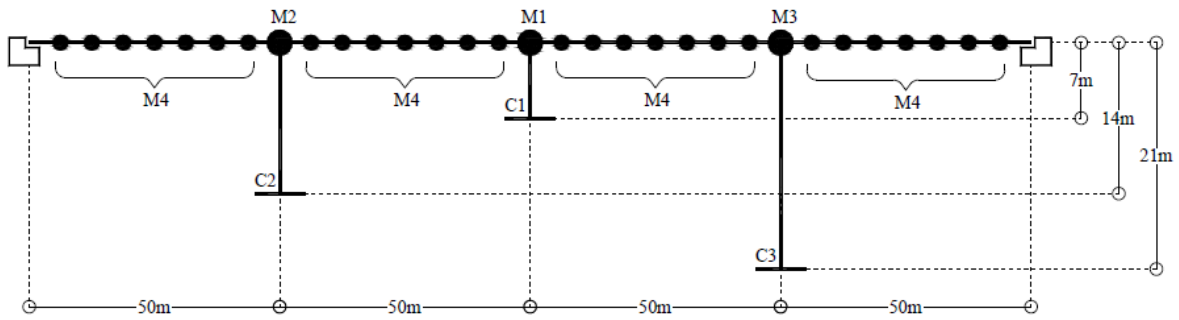


Figura 5.2b. Puente V213P

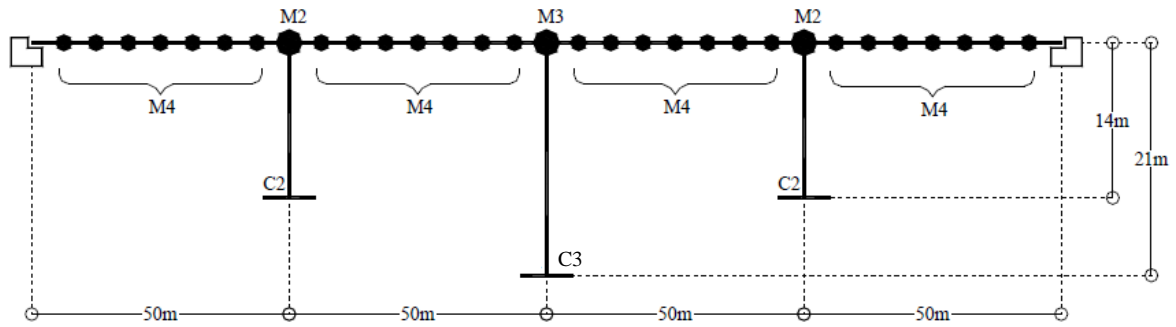


Figura 5.2c. Puente V232P

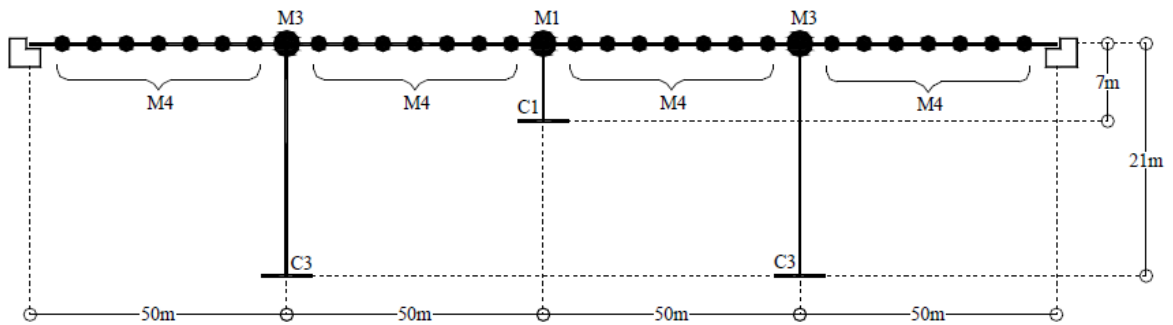


Figura 5.2d. Puente V313P

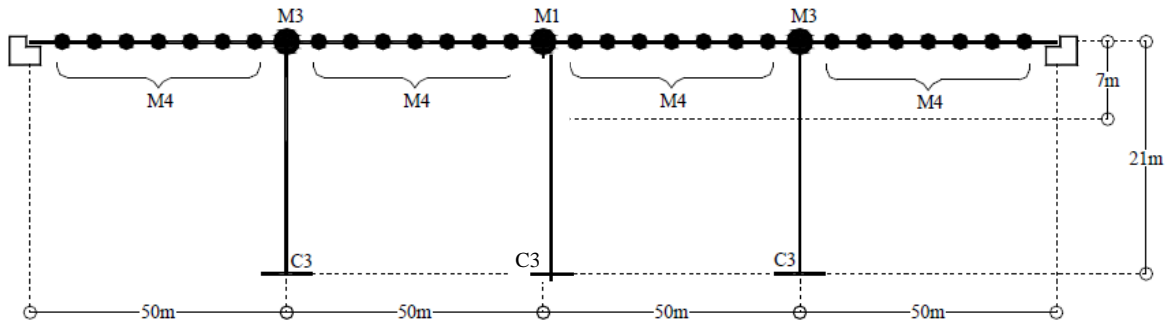


Figura 5.2e. Puente V333P

En la fig. 5.3 se muestra el tipo de sección transversal que se utilizó en los diferentes diseños, en esta se muestran el ancho, largo y espesores resultantes del diseño preliminar de cada puente. En las tablas 5.21a a 5.21e se describen las dimensiones de las pilas utilizadas en cada puente, así como también la carga a la que se encuentra sometida.

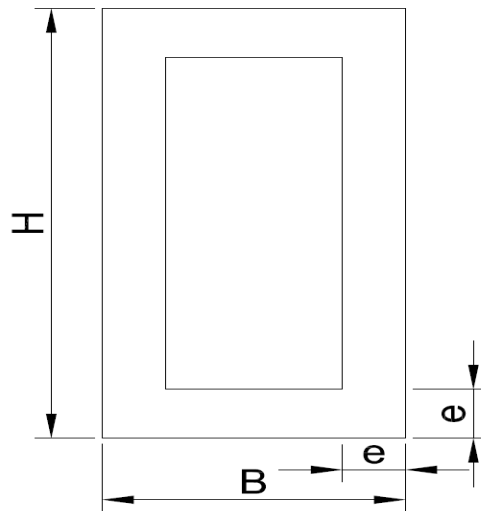


Figura 5.23. Sección transversal de las pilas

Tabla 5.21a. Puente V123P.

Puentes	Propiedades Geométricas			
	Dimensiones de la Pila			W (t)
	B	H	e	
V123P	cm	cm	cm	
Pila 1	120	220	25	-1248.2925
Pila 2	60	160	20	-1045.2511
Pila 3	60	160	20	-1254.1812

Tabla 5.21b. Puente V213P.

	Propiedades Geométricas			
Puentes	Dimensiones de la Pila			
	B	H		B
V213P				
Pila 1	60	160	20	-1241.3945
Pila 2	80	200	25	-1059.7032
Pila 3	60	160	20	-1249.3372

Tabla 5.21c. Puente V232P.

	Propiedades Geométricas			
Puentes	Dimensiones de la Pila			
	B	H		B
V232P				
Pila 1	120	210	25	-1279.0938
Pila 2	120	210	25	-1089.9676
Pila 3	120	210	25	-1279.0938

Tabla 5.21d. Puente V313P.

	Propiedades Geométricas			
Puentes	Dimensiones de la Pila			
	B	H		B
V313P				
Pila 1	60	160	20	-1246.50
Pila 2	100	220	25	-1069.79
Pila 3	60	160	20	-1246.50

Tabla 5.21e. Puente V333P.

	Propiedades Geométricas			
Puentes	Dimensiones de la Pila			
	B	H	e	W (ton)
V333P				
Pila 1	140	260	25	-1316.36
Pila 2	140	260	25	-1113.86
Pila 3	140	260	25	-1316.36

5.3 Análisis de resultados

Con el objetivo de evaluar la aplicación de los procedimientos aproximados, se compararon los resultados obtenidos utilizando procedimientos de diseño basados en fuerzas y desplazamientos, con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso. Los resultados de estos análisis se encuentran en las tablas 5.32a a 5.32e, estas tablas se encuentran subdivididas en tres secciones, en cada una de estas se desglosan los resultados derivados del procedimiento de diseño basado en fuerzas (MDBF), los resultados obtenidos del diseño basado en desplazamientos Ayala *et al.* (2012) (MDBD) y finalmente se muestran los resultados asociados al análisis dinámico incremental.

En las primeras columnas se presentan los resultados obtenidos del procedimiento basado en fuerzas, en la primera columna se hace la referencia de la posición del puente, en la segunda se establecen la localización de los estribos y las pilas, en la tercer columna se establecen los cortantes obtenidos por elemento y el cortante basal se muestra al final, en la cuarta columna se establecen los momentos de diseño a los que están sometidas cada una de las pilas y en la quinta fila se establecen los desplazamientos obtenidos en cada una de las estaciones del puente.

De la columna 6 a la 8 se establecen los resultados obtenidos de la aplicación del procedimiento de diseño basado en desplazamientos, propuesto por Ayala (2012), del mismo modo que para el caso anterior, se empieza la descripción con el cortante, después los momentos de diseño y por último los desplazamientos obtenidos.

Por último se establecen los resultados obtenidos de la aplicación del Análisis dinámico no lineal, de estos solo se utilizaron el Cortante Basal y el perfil de desplazamientos que tendrá el puente.

Tabla 5.32a. Puente V123P.

MDBF					MDBD			IDA	
Estación		V(T)	M (T*m)	D (cm)	VB(T)	Dmax	M (T*m)	VB(T)	Dmax
0	E1	41.52	0.00	0.00	159.18	0.00	0.00		0.00
50	P1	182.91	1280.37	4.16	273.15	10.29	1870.43		11.91
100	P2	15.12	211.61	11.12	21.54	19.00	283.57		19.83
150	P3	4.26	89.43	10.52	7.00	15.68	118.29		15.96
200	E2	87.75	0.00	0.00	336.39	0.00	0.00		0.00
	Vbasal=	331.56			797.25			-849.15	

Tabla 5.32b. Puente V213P.

MDBF					MDBD			IDA	
		V(T)	M (T*m)	D (cm)	VB(T)	Dmax	M (T*m)	VB(T)	Dmax
0	E1	41.37	0.00	0.00	185.78	0.00	0.00		0.00
50	P1	6.60	92.40	4.86	13.34	7.32	193.37		6.61
100	P2	157.49	1102.44	5.99	279.65	10.34	2223.19		8.53
150	P3	2.06	43.20	5.08	5.75	7.32	89.48		6.71
200	E2	45.82	0.00	0.00	205.74	0.00	0.00		0.00
	Vbasal=	253.34			690.26			-690.12	

Tabla 5.32c. Puente V232P.

MDBF					MDBD			IDA	
		V(T)	M (T*m)	D (cm)	VB(T)	Dmax	M (T*m)	VB(T)	Dmax
0	E1	88.25	0.00	0.00	325.04	0.00	0.00		0.00
50	P1	112.60	1576.39	21.52	148.17	25.99	2141.71		26.11
100	P2	48.93	1027.59	31.15	66.02	36.74	1384.26		37.14
150	P3	112.60	1576.39	21.52	148.17	25.99	2141.71		26.11
200	E2	88.25	0.00	0.00	325.04	0.00	0.00		0.00
	Vbasal=	450.63			1012.44			-1108.24	

Tabla 5.32d. Puente V313P.

MDBF					MDBD			IDA	
		V(T)	M (T*m)	D (cm)	VB(T)	Dmax	M (T*m)	VB(T)	Dmax
0	E1	46.57	0.00	0.00	152.39	0.00	0.00		0.00
50	P1	1.77	37.26	4.38	3.97	5.47	52.11		6.35
100	P2	190.45	1333.14	4.88	308.21	7.70	1801.03		8.31
150	P3	1.77	37.26	4.38	3.97	5.47	52.11		6.35
200	E2	46.57	0.00	0.00	152.39	0.00	0.00		0.00
	Vbasal=	287.13			620.93			-667.79	

Tabla 5.32e. Puente V333P.

MDBF					MDBD			IDA	
		V(T)	M (T*m)	D (cm)	VB(T)	Dmax	M (T*m)	VB(T)	Dmax
0	E1	111.84	0.00	0.00	387.42	0.00	0.00		0.00
50	P1	75.25	1580.19	24.42	99.90	29.22	2020.70		30.85
100	P2	106.37	2233.73	34.53	139.12	41.31	2832.70		43.54
150	P3	75.25	1580.19	24.42	99.90	29.22	2020.70		30.85
200	E2	111.84	0.00	0.00	387.42	0.00	0.00		0.00
	Vbasal=	480.54			1113.76			-1202.09	

En las figs. 5.4 a 5.8 inciso a, se muestran los perfiles de desplazamientos obtenidos utilizando los procedimientos simplificados basados en fuerzas (MF), desplazamientos Ayala *et al* (2012), así como también el perfil obtenido del Análisis Dinámico No lineal paso a paso. En el caso de la fig. 5.4a se adiciona el perfil de desplazamientos obtenido utilizando el procedimiento simplificado de diseño basado en desplazamientos de Priestley *et al.* (2007). En estas gráficas se pudo observar que los procedimientos simplificados basados en desplazamientos Ayala *et al.* (2012) y Priestley *et al.* (2007) presentan una aproximación muy buena, en éstos la diferencia máxima encontrada en la comparación del desplazamiento objetivo es inferior al 5% del desplazamiento encontrado por el IDA, a su vez también fue posible determinar que el perfil estimado con un procedimiento de análisis basado en fuerzas ofrece resultados erróneos, ya que el perfil está muy alejado de la realidad, lo cual repercutiría en diseños inseguros.

En las figs. 5.4 a 5.8 inciso b, se presentan los resultados de la forma modal dominante en la calzada, en estas gráficas se muestran la deformada de la calzada sin daño (Modelos SD), así como también la deformada con daño (Modelos CD).

Por último, en las figs. 5.4 a 5.8 inciso c, se muestran los resultados obtenidos de la evaluación de cada uno de los puentes, comparando la curva IDA vs. la curva de capacidad obtenida por el diseño establecido con el método de Ayala.

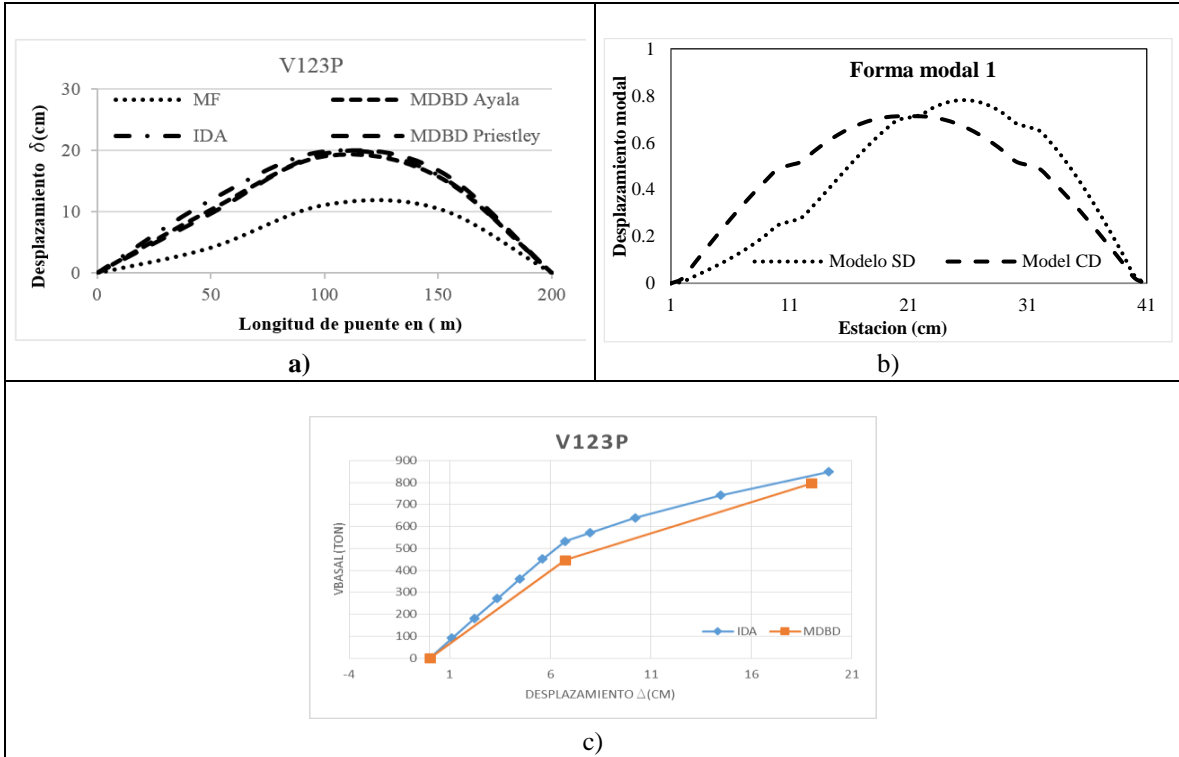


Fig. 5.4 Comparación del desempeño obtenido para el Puente V123P

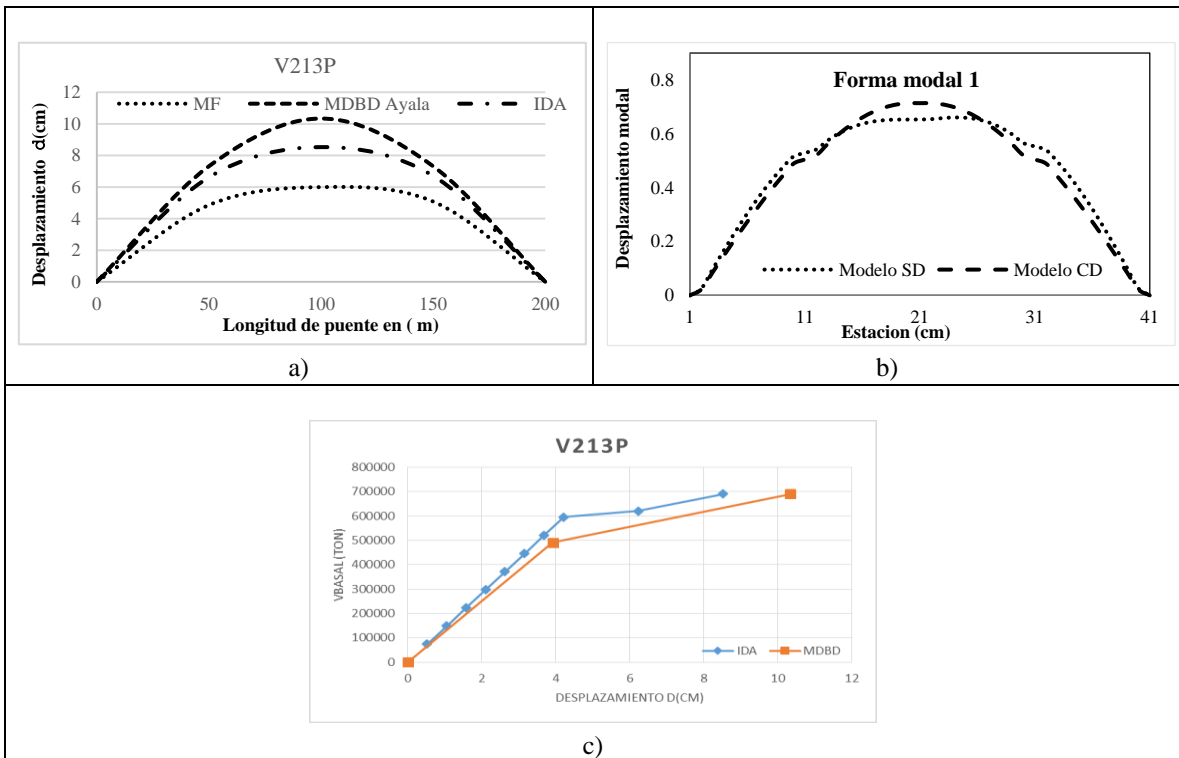
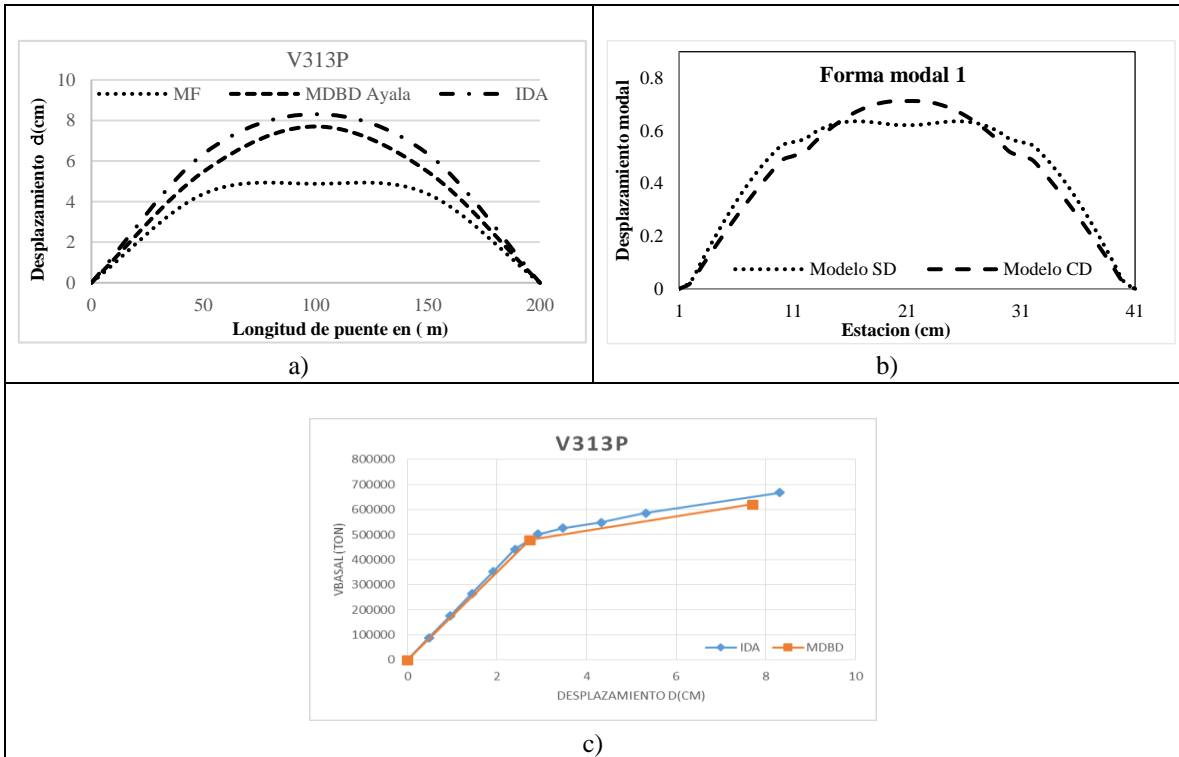
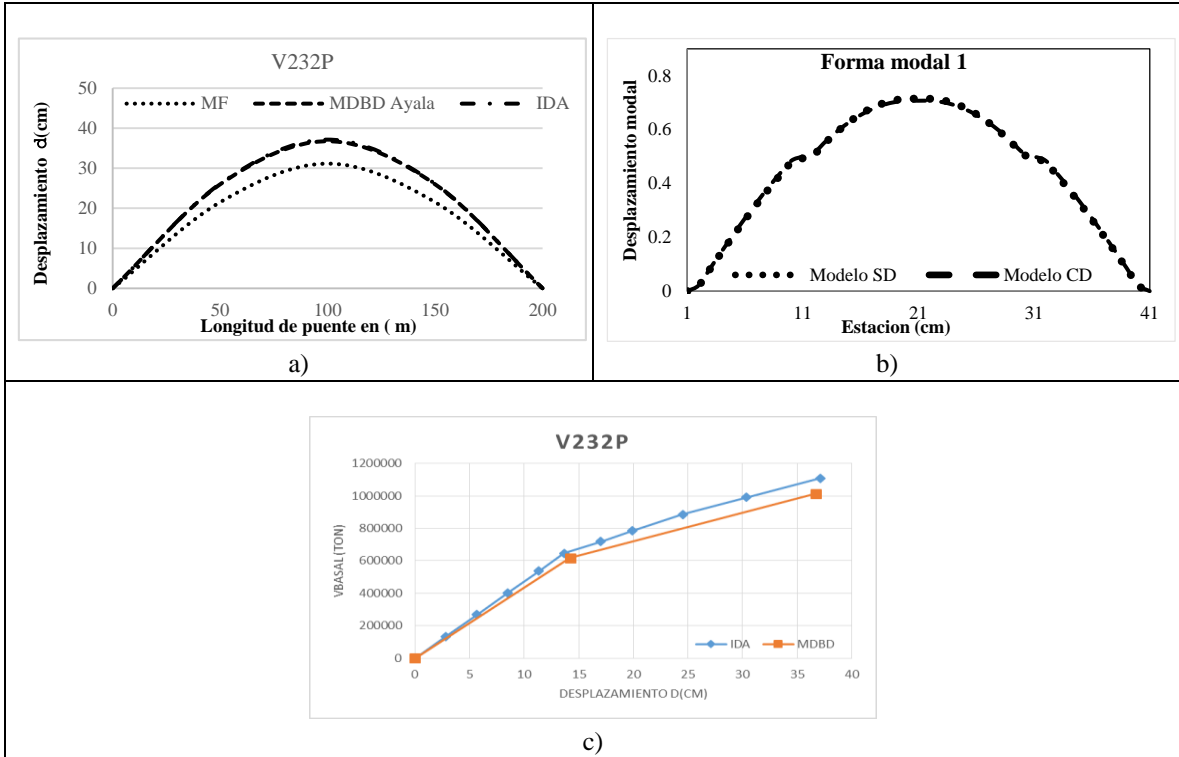


Fig. 5.5 Comparación del desempeño obtenido para el Puente V13P



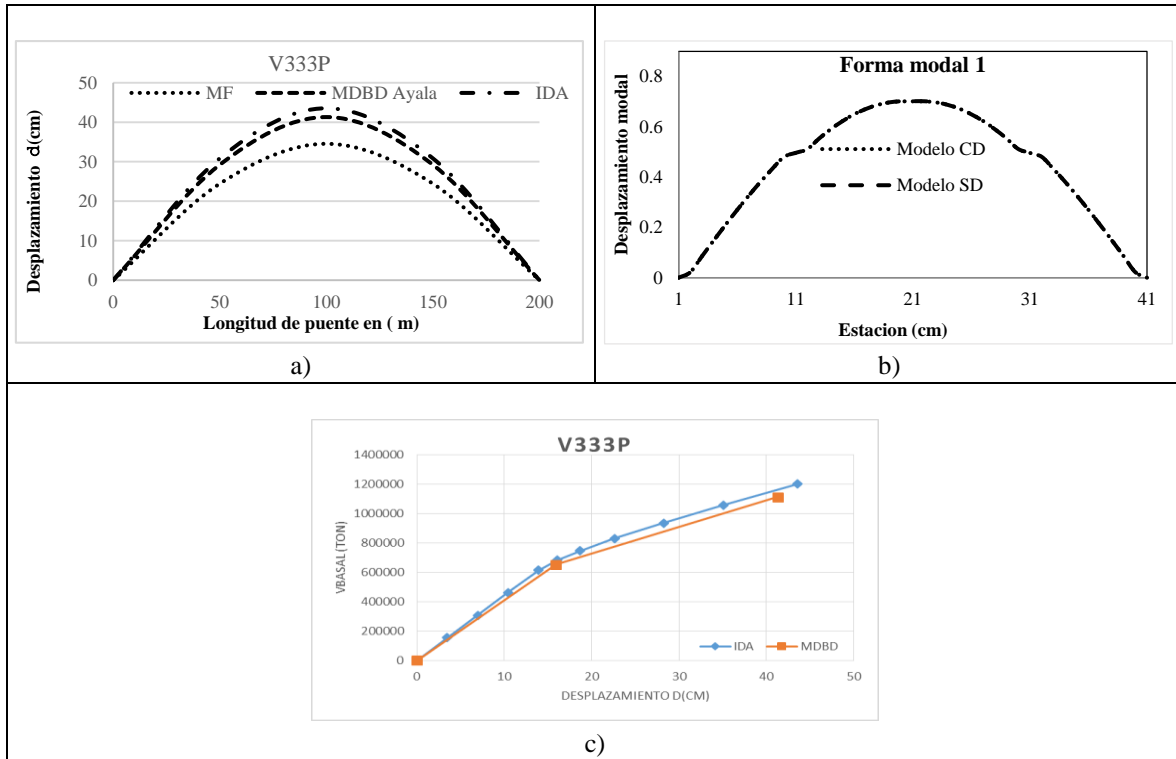
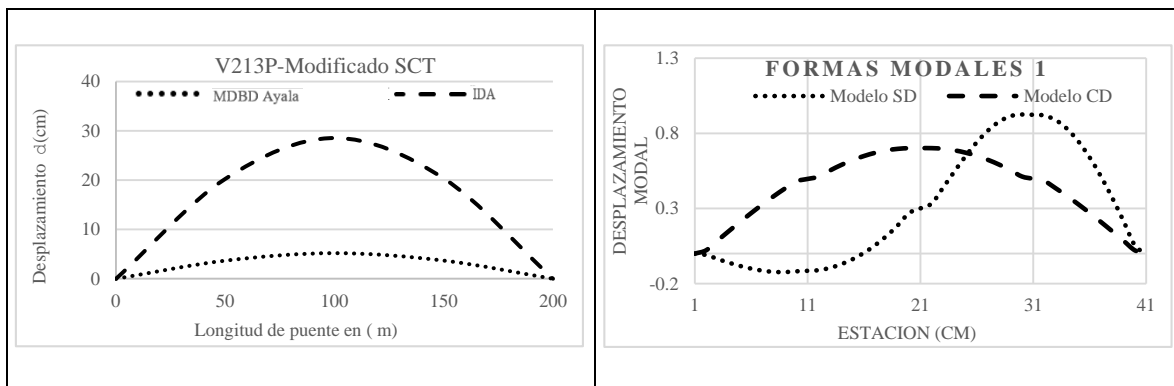
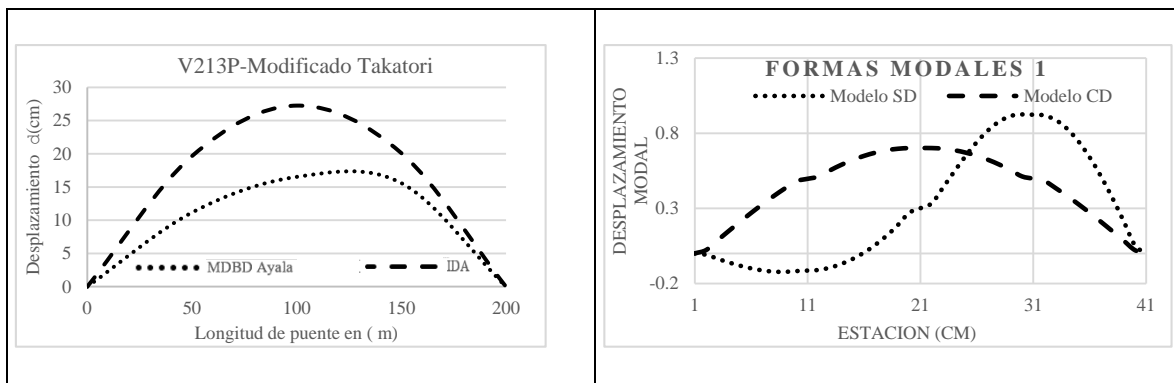


Figura 5.8. Comparación del desempeño obtenido para el Puente V333P

En las figs. 5.9a y 5.9b, se muestra la revisión del diseño de un puente sin considerar que este pudiera presentar problemas de regularidad y participación de los modos superiores, para ésto se diseñó la estructura sin considerar problemas de regularidad utilizando como demanda dos registros, el primero característico del valle de México (suelos blandos) y el segundo característico de un suelo duro (Takatori). Del mismo modo que en los casos anteriores se representan dos gráficas diferentes, una donde se aprecian los perfiles de desplazamientos y otra donde se aprecian las formas modales, con estas gráficas es posible observar que los desplazamientos encontrados con los procedimientos simplificados de análisis, se encuentran muy alejados de los encontrados de la aplicación del procedimiento de análisis dinámico no lineal paso a paso y además se puede apreciar claramente problemas de regularidad ya que la estructura al presentar daño, modifica sus participaciones modales.



a) Registro SCT



b) Registro Takatori

Figura 5.9. Perfil de deformaciones y forma modal de la estructura con daño y sin daño.

De acuerdo a los resultados obtenidos es claro ver que los procedimientos simplificados no son capaces de proporcionarnos resultados significativos siempre que existan problemas de regularidad, a su vez se demuestra que si la estructura presenta un configuración regular será posible realizar procedimientos simplificados que nos proporcionen buenas aproximaciones. Lo cual implica que las simplificaciones que se llevan a cabo podrán ser aceptables.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan los resultados de una investigación sobre las aplicaciones de los métodos simplificados a estructuras que no son gobernadas por un solo modo o que tienen problemas de regularidad; del análisis conceptual y numérico se obtienen las siguientes conclusiones:

El diseño sísmico basado en fuerzas no puede caracterizar de forma adecuada el comportamiento real de un sistema estructural cuando éste está sujeto a cargas sísmicas; algunas de las inconsistencias son: la aplicación de un factor de reducción de fuerzas asociado con el nivel de comportamiento sísmico de diseño, los desplazamientos reales se estiman aceptando la validez de la regla de iguales desplazamientos la cual es inapropiada para estructuras con periodos muy cortos o muy largos, la correlación entre la rigidez y la resistencia de cada elemento, así como también la relación que hay entre la resistencia y la demanda de ductilidad para el diseño entre otras.

No se garantiza un buen desempeño si se considera la afectación del coeficiente sísmico por un factor correctivo de regularidad, además el concepto de regularidad propuesto por la mayoría de los reglamentos se basa en establecer la regularidad a partir de la distribución de masas y rigideces entre niveles adyacentes lo cual no es suficiente para considerar a una estructura como regular, ya que cuando la estructura entra en el rango inelástico existe un cambio en la rigidez y por lo tanto en la composición de las formas modales, las cuales generan problemas de regularidad modal, por lo cual los procedimientos simplificados dejan de ser aplicables.

En el caso de los métodos basados en desplazamientos éstos pueden proporcionar una mejor aproximación del desempeño, ya que con los desplazamientos se pueden relacionar las deformaciones y a su vez estas con el daño estructural.

El análisis de empuje lateral basado en fuerzas sigue siendo de los procedimientos más utilizados para la evaluación sísmica, sin embargo estos tienen limitaciones ya que están basados en la suposición de que las formas modales de la estructura permanecen constantes en el intervalo inelástico, además de que el comportamiento de una estructura de MGDL puede ser idealizada por un oscilador de 1GDL.

Los análisis de empuje lateral adaptables, están basados en la hipótesis de que no existe una forma modal única una vez que la estructura haya incursionado en el intervalo inelástico, esto es debido a que una estructura una vez que ha pasado de un estado de daño a otro los modos superiores empiezan a tener una participación superior, además en los análisis adaptables los patrones de carga lateral se modifican de acuerdo a las propiedades dinámicas que presente la estructura en cada evento durante la etapa de su comportamiento inelástico de acuerdo a las propiedades dinámicas.

Es importante mencionar que si el sistema presenta una configuración irregular ninguno de estos procedimientos simplificados podrá brindarnos una aproximación realista, por lo que para estos casos se tendría por fuerza que recurrir a Análisis Dinámico No Lineal. Como se ha visto en el último ejemplo mostrado, la regularidad modal ejemplifica un problema muy grave que hoy no se toma en cuenta para determinar el grado de regularidad de un sistema, ya que ésta es otra manera de ver la irregularidad.

El fenómeno de irregularidad modal es un fenómeno que se podrá presentar únicamente en estructuras que ingresan al intervalo inelástico, y los índices de regularidad modal IRM, nos pueden ayudar a determinar el tipo de análisis que será requerido para hacer el análisis de un sistema estructural, de esta manera se podrá decidir si los métodos estáticos no lineales son adecuados en la evaluación sísmica de puentes de concreto tipo viaducto, por lo que las características geométricas de un puente tipo viaducto no son suficientes para ser consideradas como un parámetro confiable.

Finalmente, con los resultados obtenidos de la evaluación y diseño sísmico, es posible validar las hipótesis de la curva de capacidad de una estructura y con la curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL, derivada de la curva de capacidad es posible estimar el desempeño.

Los desplazamientos obtenidos con la aplicación de los procedimientos simplificados basados en desplazamientos propuestos por Ayala *et al.* (2012) y Priestley *et al.* (2007), son muy parecidos, éstos a su vez presentan similitud con los desplazamientos obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso siempre y cuando la estructura no se presente problemas de regularidad modal y/o que no exista una participación importante de los modos superiores.

CAPITULO 7

REFERENCIAS

AASHTO (2007), "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, 4th ed. Washington, DC: Estados Unidos.

Alba, F. (2005). "Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos". Tesis de maestría. Programa de Posgrado en Ingeniería, UNAM. México.

Antoniou, S. y Pinho, R., (2003). "Advantages and limitations of adaptative and nonadaptative force based pushover procedures". Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 4, pp 497-522.

Antoniou, S. y Pinho, R. (2004), "Development and verification of a displacement based adaptative pushover procedure", Journal of Earthquake Engineering, 8(5), 643-661.

Arnold, C. y R. Reitherman (1986), "Configuración y diseño sísmico de edificios, primera edición", Editorial Limusa. México, 1977.

Ayala, A.G. y Sandoval, P. (1999), "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, 1136-1145.

Ayala, A.G. y Escamilla, M. A. (2011). "Modal irregularity in continuous reinforced concrete bridges. Detection effect on the simplified seismic performance evaluation and ways of solution". Proceeding of the VI European Workshop on Irregular and Complex Structures. Haifa, Israel.

Ayala, A.G, Castellanos, H. y López, S. (2012). "A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings". Earthquakes and Structures. 3.

Ayala, A.G. (2001), "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras" - Un nuevo enfoque, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 17(3), 285-303.

Aydinoglu, M. (2003). “An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation”. Bulletin of Earthquake Engineering, 1(1), 3-36.

Bracci, J., Kunnath, S., y Reinhorn, A., (1997). “Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced evaluation of reinforced concrete structures”. Journal of Structural Engineering; 123(1): 3-10.

Calvi, G.M. y Kingsley, G.R. (1995), “Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 1247-1266.

CEN (2004). Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, Seismic actions and rules for buildings”, Bruselas, Bélgica.

CEN (2003), “EC8-2 Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges”, Comité Européen de Normalisation-CEN, European Pre-standard, ENV2003-2, Bruselas, Bélgica.

Chopra, A. K. (2007), “Dynamics of structures: theory and applications to earthquake Engineering”, cuarta edición, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, Estados Unidos.

Chopra, A. y Goel, R.K. (2001), “Direct displacement-based design: Use of inelastic design spectra vs. elastic design spectra”, Earthquake Spectra, 17(1), 47-64.

Clough, R. W. and J. Penzien (1995), “Dynamic of Structures”, tercera edición, McGraw Hill. Berkeley, CA. Estados Unidos.

CSI (2011). “SAP2000, Integrate finite element analysis and design of structures”. Computer and Structures Inc., Berkeley, CA. Estados Unidos.

CSI (2011). “Perform 3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3d Structures”. Computer and Structures Inc., Berkeley, CA. Estados Unidos.

Degtra V5.1.0 (2005). “Degtra”. M. Ordaz (II-UNAM) y C Montoya Dulché (CENAPRED)

Fajfar, P. (2000), “A nonlinear analysis method for performance based seismic design”, Earthquake Spectra, 16(3), 573-592.

Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996), “The N2 method for the seismic damage analysis of RC Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(1), 31-46.

FEMA (1997), FEMA 273, “Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, Estados Unidos.

FEMA (2005), *FEMA 440, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures"*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., Estados Unidos.

Foss, A. K. (1958). "Coordinates which uncouple the equations of motion of damped linear dynamic systems", J. appl. mech. ASME 25 361-364.

Fragiadakis, M. y Vamvatsikos, D. (2011). "Qualitative comparison of static pushover versus incremental dynamic analysis capacity curves". Proceedings of the 7th Hellenic National Conference on Steel Structures, Volos, Grecia.

Goel, R.K. y Chopra, A. (2001), "Improved direct displacement-based design procedure for performance-based seismic design of structures", Memorias del Congreso y Exposición Estructural, mayo 21-23, Washington, D.C., Estados Unidos.

Gupta y J. W. Jaw (1986), "Response spectrum method for non-classically damped systems", *Nuclear Eng. Des.* 91, 161-169.

Igusa, T. y A. Der Kiureghian (1983), "Response spectrum method for systems with non-classical damping", *Proc. AXE-EMD specialty conf*, May 23-25, pp. 380-384. West Lafayette, Indiana

Isakovic T. y Fischinger M. (2000), "Regularity indices for bridge structures", Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, artículo No 1725.

Isakovic T. y Fischinger M. (2006), "Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, pp. 95-114.

Kappos, A.J. y Manafpour, A., (2001), "Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques", *Engineering Structures*, 23(4), 319-322.

Kappos, A.J. y Stefanidou, S. (2010), "A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis", *Bulletin Earthquake Engineering*, 8(4), 875-895.

Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. y MacRae, G.A. (1995), "Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 24, 1623-1643.

Kowalsky, M. J. (2002). "A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31:719–747

López, S. E., (2009), "Diseño por desplazamientos de estructuras de concreto", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

Maalek S., Akbari R., y Maheri M. (2009), "The effect of higher modes on regularity of single-column bent highway viaducts", Bridge Structures, 5, pp. 29-43.

Mendoza M. y Ayala G. (2011). "Procedimiento de evaluación de edificios de concreto reforzado basado en desempeño: desarrollo y validación". Revista de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

MDOC de CFE (2008). "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México

Mwafy, A.M. y Elnashai, A.S. (2001). "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings". *Engineering Structures*. 23:01,407-424

Panagiotakos, T.B. y Fardis, M.N. (1999), "Deformation-controlled earthquake-resistant design of RC buildings", Journal Earthquake Engineering, 3(4), 495-518.

Panagiotakos T.B. y Fardis M.N. (2001), "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", ACI Journal, marzo-abril, 135-147.

Paret, T.F, Sasaki, K.K., Eilbekc, D.H. y Freeman, S.A. (1995), "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

Prakash V., Powell G.H. y Filippou F. (1992), "DRAIN-2DX: Base Program User Guide". SEMM Report 92-29, University of California, Berkeley, CA., Estados Unidos

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. y Kowalsky, M.J. (2007), "Displacement-based seismic design of structures", Instituto Universitario de Estudios Superiores de Pavia, Italia.

Priestley, M.J.N. y Kowalsky, M.J., (2000), "Direct displacement-based design of concrete buildings", Boletín NZSEE, 33(4), 421-444.

RCDF NTC(1987). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo". Cuerpo principal y sus Normas Técnicas Complementarias, D.F., México.

RCDF NTC(2004). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo". Cuerpo principal y sus Normas Técnicas Complementarias, D.F., México.

Requena, M. y Ayala, G. (2000). "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames". *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, Nueva Zelanda.

Rosenblueth, E. (1968), "Sobre la respuesta sísmica de estructuras de comportamiento lineal", *Ingeniería* 38, 185-198.

SEAOC (1995), VISION 2000, "Performance based seismic engineering of buildings". Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, Estados Unidos.

Shibata, A. y Sozen, M.A. (1976), "Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 102(1), 1-18.

Shibata, A. y Sozen, M.A. (1976), "Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 102(1), 1-18.

Singh, M. P. (1980), "Seismic response by SRSS for nonproportional damping", *J. eng. Mech. Div. ASCE* 106, 1405-1419.

UBC (1997), "Uniform Building Code". International Conference of Building officials, Whittier, CA, Estados Unidos.

Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002). "Incremental dynamic analysis". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514

Varum, H., Pinto, A., Costa, A., y Vila Real, P. (2012), "Simplified models for assessment and optimal redesign of irregular planar frames", *Engineering Structures*, 42, 245-257.

Veletsos, A. y Newmark, N., (1960). "Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions". *Proceedings of the Second World conference on Earthquake Engineering, Japón, Vol. 2*, pp 895-912.

Villaverde, R. (1988), "Rosenblueth's modal combination rule for systems with non-classical damping". *Department of Civil Engineering, University of California-Irvine, Irvine, California 92717, Estados Unidos*.

Villaverde, R. (1980), "Earthquake response of systems with nonproportional damping by the conventional response spectrum method", *Proc, 7th world conf. earthquake eng. Istanbul, Turquía*, 5, 467-474.

Wilson E.L., Der Kiureghian A. y. Bayo E.P (1981), "A replacement for the SRSS method in seismic analysis". *Earthquake eng. Struct. Dyn.* 9,187-194.