



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN  
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA

**REVISION DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACION  
EN UNA PLATAFORMA MARINA**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA**

CAMPO DE CONOCIMIENTO - ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

**GERARDO ARZATE JUAREZ**

TUTOR:

**DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ**



2006

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ  
Secretario: DR. ORLANDO DIAZ LOPEZ  
Vocal: DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ  
1er. Suplente: DR. OSCAR LOPEZ BATIZ  
2do. Suplente: DR. JUVENTINO CARLOS REYES SALINAS

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

MEXICO, D. F.

**TUTOR DE TESIS:**

DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ



A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Escobar S', is written over a horizontal line.

**FIRMA**

## CONTENIDO

<b>RESUMEN.....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>IV</b>
<b>CONTENIDO .....</b>	<b>VI</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. ANTECEDENTES .....	1
1.3. OBJETIVO .....	2
1.4. ALCANCE.....	2
<b>CAPÍTULO 2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....</b>	<b>5</b>
2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....	5
2.1.1. Patrón de carga lateral.....	6
2.1.2. Limitaciones del análisis estático no lineal .....	7
2.2. INGENIERÍA BASADA EN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL .....	8
2.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD DE FREEMAN.....	9
2.3.1. Sistemas lineales equivalentes .....	15
2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAL SIMPLIFICADOS .....	17
2.4.1. Métodos propuestos por el ATC-40.....	18
2.4.2. Procedimientos mejorados.....	20
2.5. APLICACIÓN A PLATAFORMAS MARINAS.....	21
<b>CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA.....</b>	<b>24</b>
3.1. CATEGORIZACIÓN DE LAS PLATAFORMAS .....	25
3.2. ESTRUCTURACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA .....	25
3.3. RESTRICCIONES DE DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA .....	29
<b>CAPÍTULO 4. MODELO ESTRUCTURAL Y CARGAS.....</b>	<b>30</b>
4.1. MODELO ESTRUCTURAL.....	30
4.2. CARGAS BÁSICAS .....	31
4.3. COMBINACIÓN DE CARGAS .....	31
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....</b>	<b>34</b>
5.1. ANÁLISIS DE RESISTENCIA Y DUCTILIDAD .....	34
5.2. ESPECTRO DE DISEÑO.....	35
5.3. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DUCTILIDAD .....	35
5.4. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN .....	36
5.4.1. Metodología .....	37
5.4.2. Discusión de los resultados .....	38

<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>46</b>
6.1. CONCLUSIONES .....	46
6.2. RECOMENDACIONES .....	47
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>49</b>

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**POSGRADO EN INGENIERÍA**

**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EN UNA PLATAFORMA**  
**MARINA**

Tesis que para obtener el grado de Maestro  
(Estructuras)  
presenta

**GERARDO ARZATE JUÁREZ**

Dr. José Alberto Escobar Sánchez

México D. F., mayo de 2006



## **RESUMEN**

Se propone el método del espectro de capacidad para determinar la capacidad de deformación de plataformas marinas. Se indican los principales lineamientos y sugerencias para determinar la capacidad de ductilidad en una plataforma marina con comportamiento no lineal sometida a cargas sísmicas intensas. El método propuesto se aplica a la subestructura de una plataforma marina en la Sonda de Campeche. Se presentan y analizan los resultados obtenidos así como recomendaciones y propuestas para estudios futuros.

## **ABSTRACT**

This thesis proposes using the spectrum capacity method, to determine the displacement capacity in offshore platforms. Also, both guidelines and suggestions are indicated to obtain the ductility capacity in an offshore platform, experiencing a nonlinear behaviour as a result of an severe earthquake. The proposed method is applied to a platform's jacket located in Sonda de Campeche. Finally, the results obtained are presented and analysed, giving recommendations and suggestions for future studies.



Agradezco al Dr. José Alberto por su paciencia; a mis amigos: Eduardo, Rogelio, Gilberto, J. Antonio y Salvador, por su impulso en la realización de este trabajo. También agradezco a mi novia Mandy, mis padres y mis hermanos por su apoyo moral.

*“El que presume de no haber tropezado jamás, es por que no há intentado caminar.”*

*“La grandeza de un hombre se mide en la forma en que trata a los pequeños.”*

## **1.1 INTRODUCCIÓN**

Los temblores han sido uno de los fenómenos naturales más destructivos. Un temblor puede ser producido por diferentes causas, como el colapso del techo de cavernas o minas, acomodado de la corteza terrestre, lo que se conoce como tectonismo; explosiones, deslizamientos de taludes en montañas, entre otras.

Cómo saber si una estructura tiene un comportamiento estructural adecuado ante la acción de un sismo moderado y cómo saber si cuenta con la capacidad suficiente para resistir, sin colapso, las acciones máximas señaladas por los códigos de diseño estructural. Estas cuestiones ponen en evidencia la necesidad de contar con herramientas de análisis y evaluación estructural. Estas herramientas deben revelar información relacionada con el comportamiento no lineal de las estructuras, que permitan tomar decisiones respecto a su seguridad estructural, así como estimar una reserva de capacidad para resistir futuros eventos sísmicos.

En este trabajo se evalúa el comportamiento sísmico no lineal de la plataforma marina PB-ZAAP-C. Se utiliza el método del espectro de capacidad. Este método estático no lineal permite hacer una evaluación de la capacidad sísmica de la estructura, compara la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta, con la capacidad sísmica de la estructura, representada por medio de un espectro de capacidad y ayuda a identificar las deficiencias estructurales cuando su capacidad límite está por debajo de la demanda sísmica.

## **1.2 ANTECEDENTES**

Actualmente en México, PEMEX Exploración y Producción (PEP) está realizando planes de desarrollo de proyectos que contemplan una serie de compromisos de producción de hidrocarburos y que ayudan a satisfacer la creciente demanda de estos energéticos. Para ello, en el Golfo de México se están construyendo plataformas marinas y redes de líneas submarinas para transportar petróleo crudo y gas.

Como parte de la ingeniería para el análisis y diseño estructural de una plataforma marina, se requiere realizar un análisis sísmico. Esto motiva el interés de los ingenieros por desarrollar y aplicar técnicas de análisis estructural refinadas para su diseño y evaluación de la integridad estructural ante cargas sísmicas.

Desde hace algunos años se han realizado diversos estudios relativos a la determinación de la capacidad resistente de edificios por el “Método del espectro de capacidad”. Por ejemplo Chrysostomou, Gergerly y Abel (1988), realizaron estudios de marcos de acero con y sin muros; Deierlein y Hshieh (1990), realizó análisis de marcos de acero modelando las conexiones como semi-rígidas.

Por otra parte, en lo referente a los estados límite de servicio, los códigos de diseño para construcción limitan el desplazamiento máximo de azotea de un edificio. En cambio, en la normatividad de

plataformas marinas en México no existe una restricción o un parámetro que indique el desplazamiento máximo permisible al nivel del punto de trabajo de la subestructura.

Por lo anterior, es necesario contar con un procedimiento simplificado de análisis no lineal. Así, se propone usar el “Método del espectro de capacidad” para estimar la demanda de deformación máxima producida por un sismo extraordinario. Este procedimiento permitirá conocer los factores de capacidad de resistencia y el mecanismo de colapso del sistema estructural en estudio.

### 1.3 OBJETIVO

Dada la construcción de nuevas plataformas marinas y la evaluación estructural de las existentes, existe interés por estudiar su comportamiento durante eventos sísmicos. Se trata de usar un método simple y práctico para determinar su capacidad de deformación.

El principal objetivo del presente trabajo es realizar el análisis sísmico de la subestructura de una plataforma marina, ubicada en la Sonda de Campeche, para revisar su capacidad de deformación ante sismo. Para ello, se plantean las siguientes etapas:

- Modelo tridimensional de la subestructura de la plataforma marina PB-ZAAP-C.
- Determinación de las cargas básicas y combinaciones de carga asociadas al análisis estático no lineal.
- Determinación del diagrama demanda-capacidad y obtención de la demanda de deformación de la plataforma.

### 1.4 ALCANCE

El huracán Roxana en 1995, permaneció estacionado dos días cerca de las instalaciones marinas ubicadas en la Sonda de Campeche y generó olas de hasta 17 metros de altura. Esta situación paralizó la actividad petrolera y sometió a grandes sollicitaciones de carga las plataformas ahí ubicadas.

Para detectar posibles daños en las estructuras, PEMEX y el Instituto Mexicano del Petróleo (IMP) realizaron una revisión de todas las plataformas, utilizando la norma del Instituto Americano del Petróleo (American Petroleum Institute, API). Los resultados obtenidos no fueron congruentes con lo observado en las inspecciones, obligando a PEMEX y al IMP a generar sus propias normas tanto para la evaluación de plataformas existentes, como para diseño de plataformas nuevas. A partir de este allazgo surge el Criterio Transitorio para el diseño y evaluación de plataformas marinas fijas, el cual más tarde fue reemplazado por la norma de referencia NRF-003-PEMEX-2000.

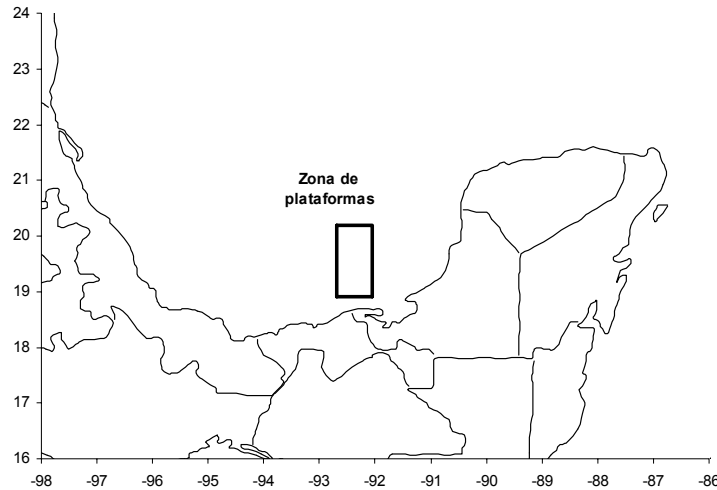
Este trabajo se basa en los lineamientos y recomendaciones indicados en la norma NRF-003-PEMEX-2000 (PEMEX, et al. 2000) y el reglamento API RP 2A-WSD (API, 2000).

La norma NRF-003-PEMEX-2000 es un documento normativo técnico para el diseño de estructuras nuevas y para la evaluación estructural de las instalaciones marinas ubicadas en la Sonda de Campeche, Golfo de México. En tanto que el API RP 2A-WSD es un reglamento en el que se señalan las recomendaciones prácticas para el diseño, planeación y construcción de plataformas marinas fijas. Este reglamento usa la filosofía de diseño por esfuerzos permisibles.

Las instalaciones marinas están sujetas a efectos ambientales extremos y a prácticas de operación propias de una zona particular de interés, por lo que deben ser diseñadas o evaluadas de acuerdo con las normas y estándares que representen estas condiciones locales.

La NRF-003-PEMEX-2000 establece un criterio de PEMEX Exploración y Producción aplicable al diseño y evaluación estructural de plataformas fijas en la Sonda de Campeche. Este toma en cuenta las condiciones propias de las instalaciones como: localización geográfica, condiciones ambientales en el sitio, niveles de producción, condiciones de operación, mantenimiento e impacto ecológico. Esta norma aplica únicamente a las plataformas marinas fijas existentes o a ser diseñadas para la Sonda de Campeche en tirantes de agua de 30 a 80 m. La zona de interés queda delimitada aproximadamente por las coordenadas: N 20° 10', W 92° 40', N 18° 55' y W 91° 55' (figura 1.1).

La plataforma marina en estudio está ubicada en el campo denominado ZAAP-C de la Sonda de Campeche; es una plataforma de producción y está identificada con el nombre de PB-ZAAP-C.



**Figura 1.1 Localización de las plataformas en la Sonda de Campeche (PEMEX, et al. 2000).**

La subestructura de la plataforma de producción tiene un tirante de 80 m de profundidad (262'-5 5/8"). Su estructuración está integrada por ocho columnas de sección circular hueca, dispuestas en un arreglo de 2 x 4 e interconectadas con elementos de arriostramiento horizontal y vertical. Cuenta con cinco niveles de arriostramiento; el último, está conformado por un sistema de placa base para apoyo temporal de la subestructura.

La revisión de la capacidad de deformación se justifica por los requerimientos que establece la norma NRF-003-PEMEX-2000, la que señala realizar un análisis sísmico de ductilidad. Este análisis es requerido para garantizar que la plataforma contará con una reserva de capacidad suficiente en el intervalo de comportamiento no lineal y evitar su colapso ante la presencia de un sismo raro e intenso. Se recomienda que el análisis se podrá realizar a través de un análisis de resistencia última utilizando un método incremental de carga (PEMEX, et al. 2000).

Para un evento sísmico extraordinario, los lineamientos del API RP 2A-WSD (API, 2000) no indican una restricción para limitar las distorsiones entre niveles de arriostramiento y no existe un indicador del desplazamiento máximo al nivel del punto de trabajo de la subestructura. Por tal motivo, en este trabajo se estudiará un método de análisis estático no lineal para determinar la capacidad de deformación de la subestructura PB-ZAAP-C.

El “método del espectro de capacidad”, que se presentará en el capítulo 2, estima el comportamiento y la capacidad sísmica de una estructura mediante un análisis monotónico al colapso, el cual involucra un patrón de carga lateral preestablecido que representa, de forma aproximada, los efectos inerciales que actuarían en los niveles de arriostramiento. Este método presenta ventajas sobre los métodos simplificados similares, ya que proporciona una visión del comportamiento de la estructura en el intervalo de comportamiento inelástico. Se cuenta con información sobre el mecanismo de colapso, el daño esperado ante una excitación en particular, la aceleración espectral máxima impuesta por un sismo, el periodo de la estructura en el intervalo de comportamiento inelástico resultante, y desde luego, la capacidad de deformación.

En el capítulo 3 se describe la plataforma estudiada, la cual forma parte del complejo ZAAP-C. En el mismo capítulo se indica la categorización de la plataforma en función de su producción manejada; también se describe con detalle la estructuración de la subestructura y se mencionan los requisitos de diseño con base en el reglamento API RP 2A-WSD (API, 2000).

Posteriormente, en el capítulo 4 se describe el modelo estructural, las cargas básicas y combinaciones de carga. Se indica el programa de análisis estructural usado. Es importante aclarar que el efecto de interacción suelo-estructura y la revisión de las conexiones no están al alcance de este trabajo.

Los diagramas de capacidad y de demanda se obtienen en el capítulo 5. Finalmente, en el capítulo 6, se presentan las conclusiones y recomendaciones sobre el método y sobre los resultados obtenidos del comportamiento inelástico de la subestructura estudiada.

## 2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Se presentan las consideraciones y limitaciones del marco teórico sobre el que se apoya el método del espectro de capacidad, MEC.

El análisis estático no lineal es una herramienta útil para realizar evaluaciones sísmicas. Este puede ser usado para estimar las demandas impuestas a una estructura por un movimiento sísmico (Scott, *et al.*, 1994).

Scott, *et al.*, (1994) señalan que el objetivo del análisis estático no lineal (AENL) de una estructura consiste en determinar sus características de respuesta y que éstas serán usadas para evaluar la estabilidad global del sistema estructural.

Krawinkler y Seneviratna, (1998) extienden el panorama y mencionan que con un AENL se puede evaluar el desempeño de un sistema estructural por medio de la estimación de su demanda de resistencia y deformación en un diseño sísmico, y comparar estas demandas con las capacidades disponibles en los niveles de desempeño de interés. La evaluación se basa en la revisión de parámetros importantes de desempeño, incluyendo la distorsión global, distorsión de entrepiso, deformación inelástica de los elementos y fuerzas en los elementos y conexiones.

A diferencia de los edificios, la norma NRF-003-PEMEX-2000 y las recomendaciones prácticas del API no especifican niveles de desempeño y no cuentan con una restricción en la evaluación de la distorsión global ni para distorsión entre niveles de arriostramiento.

El AENL se puede ver como un método para predecir la demanda de fuerza y de desplazamiento; considera de una manera aproximada la redistribución de las fuerzas de inercia cuando la estructura está sujeta a cargas sísmicas fuera del intervalo de comportamiento elástico.

Para Krawinkler y Seneviratna, (1998), el AENL es una fuente de información de varias características de la respuesta estructural que no pueden ser obtenidas de un análisis estático lineal o de uno dinámico. Las características de respuesta más importantes son (Krawinkler y Seneviratna, 1998):

- a) Las demandas reales de fuerza sobre elementos potencialmente frágiles, tales como fuerza axial en columnas, fuerza en diagonales, momentos flexionantes en las conexiones viga-columna, fuerza cortante en vigas de concreto reforzado, etc.
- b) La estimación de demandas de deformación para elementos que tienen que deformarse inelásticamente para disipar la energía impuesta a la estructura por los movimientos del terreno.
- c) Las consecuencias del deterioro de resistencia en elementos individuales sobre el comportamiento del sistema estructural.
- d) Identificación de las regiones críticas de los elementos en las cuales se espera que la demanda de deformación sea alta.
- e) Identificación de las discontinuidades de rigidez en planta o elevación.
- f) Estimación de las distorsiones de entrepisos que consideran la discontinuidad de la resistencia o rigidez y que pueden ser usadas para el control del daño y para evaluar los efectos P-delta.

---

Krawinkler y Seneviratna, (1998), afirman que el AENL está basado en que la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad puede ser relacionada con la de un sistema equivalente de un grado de libertad. Esto implica que la respuesta es controlada por un modo de vibrar, y que la forma de éste permanece constante en la respuesta a través del tiempo. Indica que ambas suposiciones son incorrectas, sin embargo, en los estudios realizados por varios investigadores se ha encontrado que estas suposiciones permiten una buena predicción de la respuesta sísmica máxima de estructuras de múltiples grados de libertad, suponiendo que su respuesta está dominada por un solo modo de vibración.

La predicción de demandas sísmicas en un AENL debe ser hecha con la estimación de un desplazamiento máximo inducido al sistema estructural y con la selección de un patrón de cargas laterales. Este último producirá la deformación de manera similar a la que se experimentaría en un diseño sísmico (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Existen consideraciones adicionales que afectan dichas predicciones tales como la resistencia al nivel de fluencia, la degradación de la rigidez, el deterioro de la resistencia, la consideración de los efectos P-delta y al amortiguamiento viscoso efectivo.

### 2.1.1 Patrón de carga lateral

Para evaluar el desempeño de una estructura, es importante seleccionar el patrón de carga lateral que determine el desplazamiento objetivo. Los patrones de carga tratan de representar y limitar la distribución de fuerzas de inercia en un análisis sísmico.

La distribución de las fuerzas de inercia deberá variar de acuerdo con la intensidad del sismo (hasta la deformación inelástica) y con el tiempo (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Una distribución puede ocurrir cuando se forma un mecanismo local y las propiedades dinámicas de la estructura cambian por consecuencia de éste. Así, es más atractivo utilizar un patrón de carga que siga más de cerca la distribución de fuerzas de inercia con variación en el tiempo. Esto indica que pueden existir varios patrones de carga y que cada uno de ellos reflejaría un comportamiento distinto en la estructura.

Cuando se use un patrón de cargas constante, que no varía en el tiempo, existen las suposiciones básicas de que la distribución de fuerzas de inercia será razonablemente constante durante el sismo y que las deformaciones máximas serán comparables con aquellas que se experimentan durante el evento sísmico. Estas suposiciones podrán ser muy cercanas a la realidad si la respuesta de la estructura no se ve afectada por el efecto de la contribución de los modos de vibrar superiores, y si tiene sólo un mecanismo de fluencia que pueda ser detectado por el patrón de cargas constante (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

Lo anterior indica que los modos superiores juegan un papel importante durante la realización de un AENL.

Se debe seleccionar un patrón de cargas constante que proporcione una predicción adecuada en las demandas de deformación de los elementos estructurales, o usar al menos dos patrones de carga para la distribución de las fuerzas de inercia (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Por ejemplo, como primera opción, el patrón de carga deberá ser un sistema de cargas uniforme (fuerzas de piso proporcionales a la masa del nivel), el cual enfatice las demandas en los niveles inferiores comparada con las demandas en niveles superiores y magnifique la importancia del comportamiento relativo de las fuerzas cortantes de entrepiso. La segunda opción podría ser un patrón de cargas de diseño propuesto en códigos

---

actuales. De preferencia, un patrón de cargas que considere los efectos de los modos elásticos superiores, tales como el patrón de carga derivado de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los cortantes de cada nivel, método RCSC.

Para la elección de un patrón de carga lateral, se han hecho diferentes propuestas que incluyen el uso de cargas de piso que son proporcionales a la configuración deformada de la estructura, el uso de patrones de carga RCSC basados en las formas modales, derivadas de la rigidez secante en cada paso de carga. También, el uso de patrones en los cuales las cargas de entrepiso aplicadas son proporcionales a la resistencia cortante del nivel en los pasos previos.

Actualmente, no se tiene un consenso en las ventajas que pueden proporcionar los diferentes patrones de carga propuestos. Por lo tanto, se necesita un patrón de cargas que proporcione una predicción con resultados realistas de la demanda estructural por medio de un AENL. El tópico del patrón de cargas es un punto débil en el procedimiento del AENL. El uso de un patrón de cargas constante puede llevar a predicciones incorrectas, particularmente para estructuras con periodos fundamentales de vibración largos y mecanismos de fluencia localizados.

### **2.1.2 Limitaciones del análisis estático no lineal**

Existen buenas razones para usar un análisis estático no lineal para la predicción de demandas sísmicas. En muchos casos, el AENL proporciona mucho más información relevante que aquella obtenida de un análisis estático elástico o aun de un análisis dinámico. Pero podría ser contraproducente si este método se toma como una técnica general de solución para todos los casos.

Scott, et al., (1994), comparten ideas en cuanto a los resultados obtenidos de un AENL. Los estudios que han realizado demuestran que el AENL es una herramienta útil pero no infalible, ya que valora por puntos débiles la resistencia inelástica y las demandas de deformación de una estructura expuesta a un mecanismo. La ventaja de su utilización consiste en que el ingeniero reconozca la importancia de la respuesta sísmica y que cuantifique juiciosamente las demandas y capacidades de fuerza y deformación en la estructura. De igual manera, permite tener una idea de la capacidad y el control de la respuesta sísmica de una estructura que está cercana a la falla. Sin embargo, es necesario enfatizar que en algunos casos este método podría proporcionar un falso sentimiento de seguridad en sus resultados.

Un estudio detallado de un AENL debe conducir a cuidar aspectos estructurales que controlen el desempeño durante sismos extraordinarios. Por ejemplo, para estructuras que vibren en su modo fundamental, este tipo de análisis dará buenos resultados en la estimación tanto de demandas de deformación global como demandas locales de deformación inelástica. También puede descubrir debilidades ocultas para un análisis elástico. Dentro de las debilidades se incluyen los mecanismos de colapso de entrepiso, demandas de deformación excesiva, irregularidades en resistencia y sobrecargas en elementos potencialmente frágiles que pueden poner en riesgo la estabilidad de la estructura, como son columnas y conexiones.

El AENL es un método aproximado y, como su nombre lo indica, está basado en cargas estáticas. Este tipo de análisis no puede representar un fenómeno dinámico con gran grado de exactitud, ni tampoco puede detectar algunos modos importantes de deformación ocurridos en estructuras sujetas a sismos extraordinarios, y puede exagerar otros. La respuesta dinámica inelástica puede diferir significativamente de aquellas predicciones basadas en patrones de cargas constantes o modos estáticos adaptados, particularmente si los efectos de los modos superiores llegan a ser importantes (Krawinkler y Seneviratna, 1998).



---

También existen otras limitaciones debidas al patrón de cargas. Este podría favorecer ciertos modos de deformación o perder otros debidos al movimiento del suelo y las características de la respuesta dinámica inelástica de la estructura. El ejemplo más simple es una estructura con el piso superior débil: un patrón de cargas constante llevaría a la concentración de deformaciones inelásticas en el piso superior, y nunca iniciará las deformaciones inelásticas en cualquier otro nivel. Así, se necesita de un buen juicio en la selección de un patrón de carga y en la interpretación de resultados obtenidos.

Bajo el supuesto importante de reconocer las limitaciones que tiene un AENL (Scott, *et al.*, 1994), se sugiere plantear tres preguntas: por qué, cuándo y cómo utilizar un AENL.

¿Por qué?. Porque se puede obtener información más relevante que aquella que resulta de un análisis estático elástico y porque actualmente los análisis dinámicos con historia en el tiempo no son factibles de realizar en la mayoría de los casos prácticos.

¿Cuándo?. Para conocer el comportamiento de nuevos diseños, donde existe la duda o la incertidumbre de que un análisis estático elástico pueda proveer un nivel adecuado de protección contra sismos intensos. Así como para la evaluación de estructuras existentes y también para garantizar el comportamiento adecuado en estructuras en donde se puedan utilizar esquemas simples de respuesta.

¿Cómo?. Es importante fijar la atención y tomar en cuenta las aseveraciones previamente discutidas. La interpretación de los resultados de un AENL requiere de un buen juicio ingenieril. El uso de más de un patrón de cargas es altamente recomendable para prevenir intervalos de comportamiento estructural no deseado.

El desplazamiento objetivo puede ser establecido de acuerdo con las necesidades estructurales, su exactitud no es el tópico más importante. La interpretación del análisis implica la comparación entre demandas de deformación estimadas con las capacidades disponibles de la estructura.

## **2.2 INGENIERÍA BASADA EN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL**

La ingeniería basada en desempeño estructural es uno de los temas más recientes en el diseño sísmico durante la última década. Este rubro de la ingeniería sísmica está basado en el diseño por estados límite.

En el trabajo de Priestley (2000) se identifican tres técnicas de diseño: el método aproximado por “espectro de capacidad”, el “método N2” y el “método de diseño por desplazamiento directo”. Estos métodos han madurado hasta el punto en donde la valoración sísmica de estructuras existentes o el diseño de nuevas estructuras puede llevarse a cabo de una manera segura, bajo un criterio particular basado en la deformación. En su trabajo, Priestley compara y discute los tres métodos. Esto en el contexto de un diseño sísmico tradicional basado en fuerzas y en los primeros métodos de diseño aproximados los cuales contienen algunos elementos del diseño basados en desempeño.

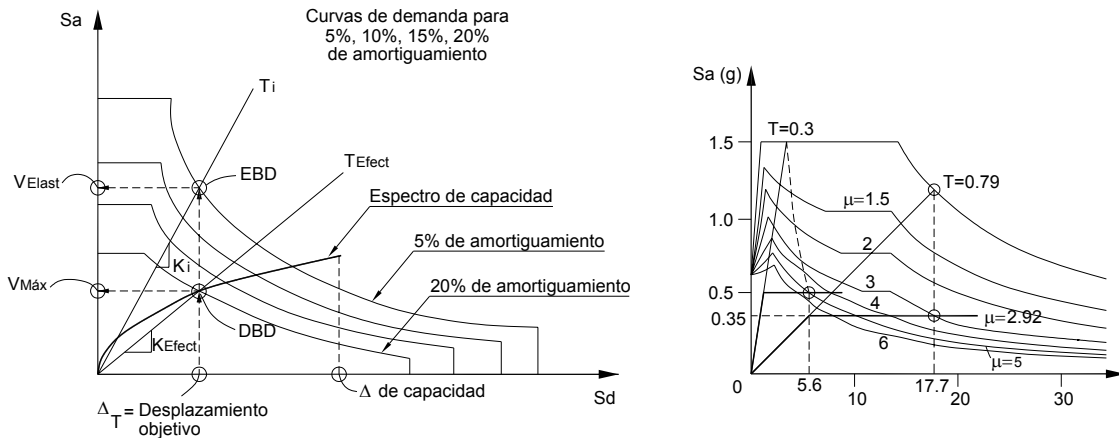
Los principios del diseño por capacidad fueron desarrollados en Nueva Zelanda en los años 70 (Park y Paulay, 1976). Este desarrollo fue una expresión de que el aumento en la resistencia, a través de la distribución de los esfuerzos de un edificio, era más importante que el valor absoluto del cortante basal de diseño (Priestley, 2000). Fue reconocido que un marco de edificio de concreto reforzado podría desempeñarse mejor bajo un evento sísmico, si se asegura que las articulaciones plásticas ocurren primero en las vigas y no en las columnas (mecanismo de viga débil-columna fuerte), y si el esfuerzo cortante de los elementos excede el cortante correspondiente al esfuerzo por flexión. Esto puede

identificarse como el verdadero inicio del diseño sísmico basado en desempeño, donde el desempeño global del edificio se controla como una función del proceso de diseño (Priestley, 2000).

Fajfar (Fajfar, *et al.*, 1997) propuso una actualización del “método N2” que ha estado en desarrollo en la Universidad de Ljubljana durante los últimos 12 años. En este método aproximado, se determina una estimación de la demanda de desplazamiento sísmico mediante el análisis de un espectro de respuesta de un modelo bilineal equivalente de un grado de libertad (SUGL), representando el primer modo elástico de vibrar de la estructura. Esta demanda de desplazamiento se compara con los resultados de un AENL de un sistema estructural de múltiples grados de libertad (SMGL) bajo un vector de fuerza compatible con un perfil de desplazamiento supuesto. Mediante este proceso las deformaciones inelásticas locales son determinadas por medio del AENL, y de aquí, por la vía de los modelos de daño de Park-Ang (Park y Ang, 1985), se fijan los índices de daño local y global (Priestley, 2000).

Existe un procedimiento muy similar conocido como “Método del espectro de capacidad”, MEC, desarrollado por Freeman (Freeman, 1998). La diferencia principal entre el “método N2” y el MEC radica en que en este último los índices de daño no son específicamente referenciados. Además, la demanda sísmica se expresa en términos de un conjunto de espectros de respuesta elásticos, trazados de tal forma que la aceleración se encuentra en el eje vertical, y el desplazamiento en el horizontal. El período de vibración está determinado por las líneas radiales desde el origen. Esta representación permite realizar el trazo de la demanda y capacidad en una misma gráfica. La capacidad se muestra como una curva del cortante basal contra deformación, determinada por un AENL.

Para transformar a la curva del AENL a un sistema de un grado de libertad equivalente se requiere alguna manipulación. En la figura 2.1a, se muestra un ejemplo con curvas de demanda para diferentes niveles de amortiguamiento elástico. Fajfar (1998) ha combinado recientemente los dos métodos aproximados, pero usando espectros inelásticos, relacionando a la demanda de desplazamiento con la ductilidad, en lugar del amortiguamiento (figura 2.1b).



a) Relación con el amortiguamiento

b) Relación con la ductilidad

Figura 2.1 Espectro de capacidad (Priestley, 2000).

Sigmund A. Freeman (Freeman, *et al.*, 1975) propuso un procedimiento aproximado para evaluar la capacidad de una estructura y fue originalmente desarrollado para la evaluación de instalaciones navales (Camilo, 1995). Posteriormente fue nombrado “Método del espectro de capacidad” por Gergerly (Chrysostomou, *et al.*, 1988). En el siguiente subcapítulo se describe a detalle el “Método del espectro de capacidad”.

### 2.3 ESPECTRO DE CAPACIDAD DE FREEMAN

Actualmente, en el diseño sísmico basado en desempeño y la ingeniería de edificios se tiene el reto de desarrollar métodos simples y efectivos, para el análisis, diseño, y evaluación del comportamiento de estructuras. Estos métodos deben encontrar de una manera confiable los niveles de desempeño seleccionados de la estructura. Así, son necesarios procedimientos de análisis capaces de predecir las demandas de fuerzas y deformaciones, impuestas por sismos, en estructuras diseñadas con códigos recientes de construcción. En respuesta a esta necesidad, procedimientos simplificados de análisis no lineal han sido incorporados en los documentos ATC-40 y FEMA 274 (ATC, 1996; FEMA, 1997), para determinar la demanda de desplazamiento inducida en un edificio suponiendo una deformación inelástica (Chopra y Goel, 1999). El procedimiento estático no lineal en estos documentos está basado en el “método del espectro de capacidad”.

El método original del espectro de capacidad ha tenido modificaciones. Inicialmente, el propósito del MEC era calcular el periodo de estructuras inelásticas y mediante la comparación del espectro de capacidad con el espectro de diseño, evaluar la resistencia de la estructura y obtener una medida del daño esperado bajo la acción de un sismo particular (Chrysostomou, *et al.*, 1988).

La idea básica del método es desarrollar el espectro de capacidad y demanda de una estructura como se muestra en la figura 2.5. El método consiste en los siguientes pasos:

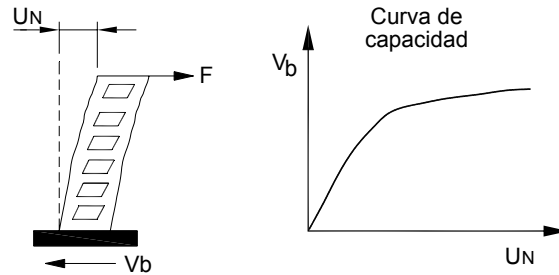
1. Capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales. La capacidad se representa por medio de una curva que relaciona el cortante basal,  $V_b$ , y el desplazamiento del  $N$ -ésimo nivel,  $U_N$  (figura 2.2).

El “método del espectro de capacidad” emplea un AENL para obtener la capacidad inelástica de la estructura. Con este fin, se establece una distribución lateral de carga estática equivalente, que representa la carga sísmica. Después de inducir la distribución de carga sobre la estructura, ésta se incrementa proporcionalmente hasta que una articulación plástica se forma en la estructura.

La formación de la articulación significa que la matriz de rigidez lateral de la estructura ha cambiado y que por lo tanto un análisis modal debe desarrollarse para obtener el periodo fundamental de vibración,  $T_n$ , así como la forma modal,  $\{\Phi\}$ , correspondiente a esta matriz de rigidez (Chrysostomou, *et al.*, 1988).

Posteriormente, se aumenta el valor de las fuerzas laterales hasta que uno o varios elementos estructurales alcancen su capacidad de fluencia, esto representa la formación de nuevas articulaciones plásticas. El proceso se repite hasta que la rigidez de la estructura se deteriore significativamente, es decir, cuando se presenta un mecanismo de colapso, exista inestabilidad en la estructura o cuando se excedan los límites de distorsión.

En cada paso o incremento de carga se obtiene  $V_b$  y el desplazamiento del  $N$ -ésimo nivel,  $U_N$ . Ambos puntos se grafican como en la figura 2.2. La gráfica es comúnmente conocida como curva de capacidad.



**Figura 2.2 Curva determinada por medio de un AENL (Chopra y Goel, 1999).**

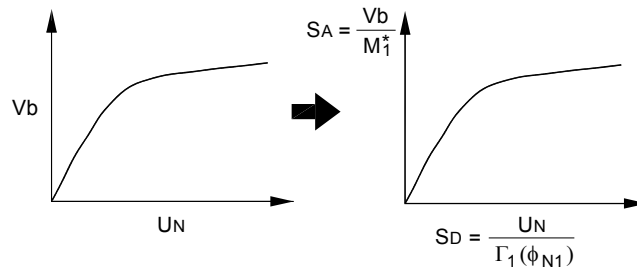
2. Convertir la curva del análisis estático no lineal a un diagrama de capacidad, (figura 2.3).

En este punto se relaciona el cortante basal con la pseudo-aceleración,  $S_A$ . Esta última es proporcional a  $V_b$ , con algunas variaciones debidas a la distribución de la masa y a los factores de participación modal. De una forma similar, se relaciona el desplazamiento  $U_N$  con el pseudo-desplazamiento  $S_D$ .

Por medio de la dinámica estructural se determinan  $\Gamma_1$  y  $M_1^*$ .

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} \quad M_1^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} \quad (2.1)$$

- $\Gamma_1$  es el factor de participación modal para el modo fundamental de vibración
- $M_1^*$  es la masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración
- $m_i$  es la  $i$ -ésima masa concentrada en  $i$ -ésimo nivel
- $\phi_{i1}$  es la  $i$ -ésima amplitud de la  $i$ -ésima masa del modo fundamental de vibración
- $N$  es el número de niveles de la estructura



**a) Curva de capacidad      b) Diagrama de capacidad**

**Figura 2.3 Conversión de la curva del análisis estático no lineal a diagrama de capacidad (Chopra y Goel, 1999).**

Como se puede observar, todos los términos en las ecuaciones anteriores corresponden al modo fundamental de la estructura. En un sistema de varios grados de libertad la distribución de fuerzas sísmicas tiene forma compleja y variable con el tiempo. Pruebas de laboratorio han demostrado que bajo ciertas condiciones de regularidad, el primer modo de vibración domina la respuesta de la estructura (US-Japón, 1984). Lo anterior se cumple siempre y cuando no se produzcan cortantes de signos contrarios en entrepisos sucesivos (Camilo, 1995).

Suponiendo la idealización de un edificio de cortante, la estructura puede considerarse como una columna, dividida en el número de pisos de la estructura. En tal caso, la fuerza de cada nivel de la estructura está dada por:

$$\{F\} = [M]\{\Phi\}\Gamma S_A \quad (2.2)$$

Suponiendo una matriz diagonal de masas, el cortante basal,  $V_b$ , está dado por

$$V_b = \sum_{i=1}^N F_i = \left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right) (\Gamma_1) S_A = \left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right) \frac{\left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right)}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} S_A = \frac{\left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} S_A \quad (2.3)$$

El producto  $\left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right) (\Gamma_1)$  representa la masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración.

Entonces, el cortante basal también se puede expresar como:

$$V_b = M_1^* S_A \quad (2.4)$$

Por otra parte, el cortante basal se puede expresar como el producto del coeficiente sísmico,  $C_V$ , por el peso de la estructura  $W$ , esto es:

$$V_b = C_V W ; \quad W = g \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.5)$$

Igualando la ec. (2.3) con la (2.5)

$$\frac{C_V}{S_A} = \frac{\left( \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right)^2}{\left( \sum_{i=1}^N m_i \right) \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} \quad (2.6)$$

La ec. (2.6) facilita el cálculo de la pseudo-aceleración correspondiente a cada nivel de cortante basal. Una segunda opción para determinar  $S_A$ , se deriva de la ec. (2.4), como:

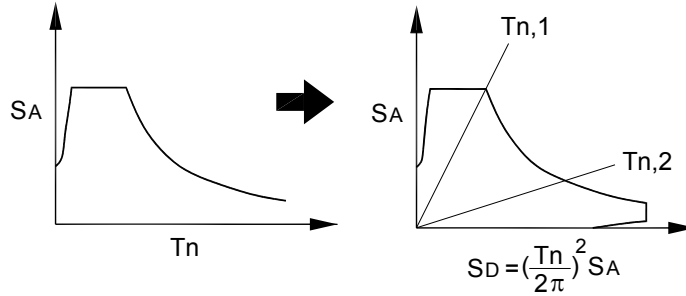
$$S_A = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.7)$$

El pseudo-desplazamiento correspondiente al modo fundamental se puede obtener de la ecuación:

$$U_N = \Gamma_1 (\phi_{N1}) S_D \quad (2.8)$$

3. Obtener la demanda sísmica de la estructura. La demanda sísmica se representa por medio del espectro de respuesta elástico o de diseño, de acuerdo con el nivel de riesgo sísmico que se quiera evaluar. El diagrama de demanda se obtiene convirtiendo el espectro de respuesta elástico, pseudo-aceleración ( $S_A$ ) contra el periodo natural  $T_n$ , a un formato  $S_A$ - $S_D$ , donde  $S_D$  es la ordenada del espectro de desplazamiento (figura 2.4).

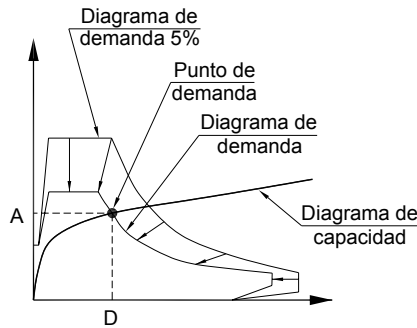
La relación de amortiguamiento viscoso, para el cálculo del espectro de respuesta, depende del sistema estructural y del comportamiento elástico e inelástico.



a) Espectro de respuesta      b) Diagrama de demanda

**Figura 2.4** Conversión del espectro de respuesta elástico a un formato  $S_A$ - $S_D$  (Chopra y Goel, 1999).

4. Integrar el diagrama de demanda y el diagrama de capacidad en una misma gráfica y determinar la demanda de desplazamientos (figura 2.5).

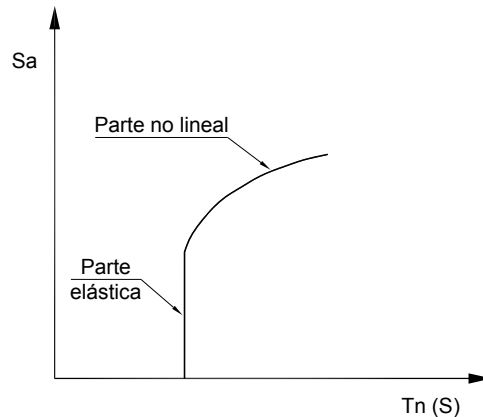


**Figura 2.5** Determinación de la demanda de desplazamiento (Chopra y Goel, 1999).

La respuesta estimada de la estructura será el punto de intersección entre el diagrama de capacidad y el de demanda.

5. Convertir la demanda de desplazamiento determinada en el paso 4 a desplazamiento global y la componente de deformación individual y comparar éstos con los valores límite especificados en los niveles de desempeño que se desean. La conclusión de este paso marca la etapa final del método.

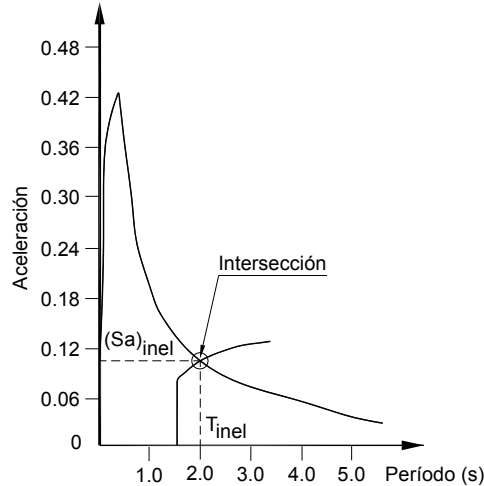
La representación gráfica del método original de Freeman sugiere que el espectro de capacidad de la estructura se represente graficando  $S_a$  contra  $T_n$  (figura 2.6).



**Figura 2.6** Espectro de capacidad (Chrysostomou, *et al.*, 1988).

Como se puede observar, la curva permanece constante en el primer periodo de vibración de la estructura debido a que la estructura es elástica. Pero como la estructura adquiere un comportamiento inelástico, su periodo incrementa debido a que su rigidez decrece (Chrysostomou, *et al.*, 1988).

Habiendo obtenido el espectro de capacidad de la estructura, el espectro de diseño puede ser superpuesto en la misma gráfica, el cual representa la demanda para un sismo particular y un amortiguamiento específico. La intersección de la demanda (espectro de diseño) y la capacidad (espectro de capacidad) proporciona una estimación aproximada del “periodo inelástico” de la estructura (figura 2.7).



**Figura 2.7 Espectro de capacidad y de demanda con  $\zeta = 2\%$  (Chrysostomou, *et al.*, 1988).**

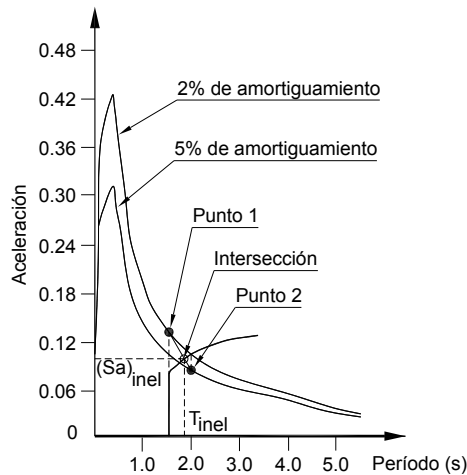
Debido a que el amortiguamiento se incrementa con el daño acumulado, es posible representar la demanda sísmica por medio de dos espectros, uno para el amortiguamiento elástico y el otro para un amortiguamiento inelástico o a la capacidad última de la estructura, por ejemplo 2% y 5%, respectivamente (Chrysostomou, *et al.*, 1988).

De esta forma, se obtiene un límite superior e inferior del espectro de respuesta. Estos espectros son superpuestos a la curva de capacidad (figura 2.8). Entre ellos existe un intervalo de valores de periodo de vibración para la estructura. Una forma aproximada de obtener el “periodo inelástico” de la estructura, consistía en extender la parte elástica de la capacidad espectral hasta que ésta cruzara el espectro de diseño con amortiguamiento del 2% (punto 1).

Después, se ubicaba la intersección de la parte inelástica del espectro de capacidad con el espectro de demanda del 2%. De ese punto de intersección se dibujaba una línea vertical hacia abajo, hasta que el espectro de demanda con amortiguamiento del 5% era interceptado (punto 2).

Además, suponiendo que el efecto del amortiguamiento varía linealmente entre la condición elástica e inelástica (espectros de diseño con 2% y 5%, respectivamente), se conectaban los puntos 1 y 2 con una línea para obtener la transición de amortiguamiento del 2% al 5%.

El punto de intersección entre la línea y el espectro de capacidad determinan el “periodo inelástico” de la estructura. Este periodo le corresponde la aceleración  $(S_a)_{inel}$  (Chrysostomou, *et al.*, 1988).



**Figura 2.8 Estimación aproximada del periodo inelástico (Chrysostomou, *et al.*, 1988).**

En el trabajo de Chrysostomou, *et al.*, (1988), se concluye que el MEC, proporciona una idea al diseñador de cómo se comportará la estructura bajo un sismo particular, sin tener que hacer un análisis dinámico. Lo atractivo de este método es que una vez que el diagrama de capacidad es construido, cualquier número de sismos o espectros de diseño pueden ser superpuestos, y sin mayor esfuerzo de cálculo, el comportamiento de la estructura se puede examinar por diversos sismos con varios valores de amortiguamiento.

En varios pasos del “método de espectro de capacidad” existen aproximaciones implícitas (Chopra y Goel, 1999). Para un sistema inelástico de múltiples grados de libertad (SMGL), en el paso uno y dos, la distribución lateral de fuerza para el AENL se considera fija, es decir no varía con el tiempo. El análisis también se basa en considerar sólo el primer modo fundamental de vibración del sistema elástico. Sin embargo, los efectos de los modos superiores ya han sido considerados y propuestos en el método (Paret, *et al.*, 1996).

En el paso cuatro, la deformación inducida por sismo de un sistema inelástico se puede estimar satisfactoriamente por un método iterativo, requiriendo el análisis secuencial de sistemas lineales equivalentes de un grado de libertad. De esta manera se puede evitar el análisis dinámico de sistemas inelásticos de un grado de libertad.

### 2.3.1 Sistemas lineales equivalentes

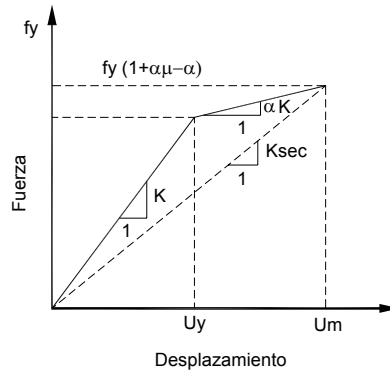
La respuesta sísmica de sistemas inelásticos puede estimarse por métodos analíticos aproximados en los cuales el sistema no lineal se reemplaza por un sistema lineal equivalente. En general, los métodos aproximados para determinar los parámetros de un sistema lineal equivalente se pueden clasificar en métodos basados en la respuesta armónica y métodos basados en la respuesta aleatoria (Chopra y Goel, 1999).

Por otro lado, existe el interés de usar sistemas lineales equivalentes para el diseño de estructuras inelásticas. Para tal propósito, el método secante de rigideces (Jennings, 1968) está siendo usado en el “método del espectro de capacidad” para evaluar la eficiencia de un diseño estructural (Freeman, 1975; 1978; Deierlein y Hsieh, 1990; Reinhorn, *et al.*, 1995) y ha sido adoptado para desarrollar el procedimiento estático no lineal en el reporte ATC-40 (Chopra y Goel, 1999).

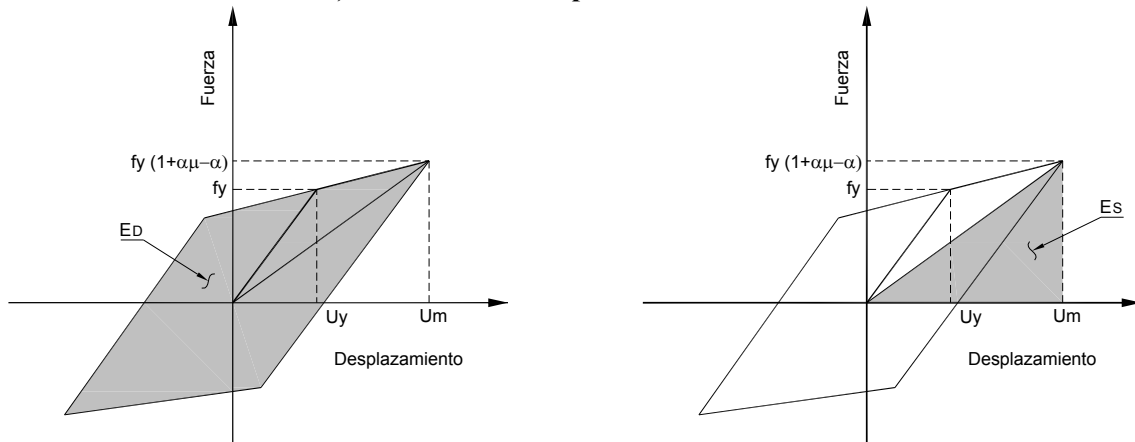


Si se considera un sistema inelástico de un grado de libertad con una relación fuerza-desplazamiento bilineal al principio de la carga (figura 2.9a). La rigidez de la rama elástica es  $K$  y el de la rama de fluencia es  $\alpha K$ . La fuerza de fluencia y el desplazamiento de fluencia son  $f_y$  y  $U_y$ , respectivamente. Si el desplazamiento máximo del sistema inelástico es  $U_m$ , el factor de ductilidad  $\mu$  se puede expresar como

$$\mu = \frac{U_m}{U_y}$$



a) Curva fuerza-desplazamiento bilineal.



b) Amortiguamiento viscoso equivalente debido a la disipación de energía.

Figura 2.9 Sistema inelástico de un grado de libertad (Chopra y Goel, 1999).

Para el sistema bilineal de la figura 2.9a, el periodo natural de vibración del sistema lineal equivalente  $T_{eq}$  con rigidez secante es

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (2.9)$$

donde  $T_n$  es el periodo natural del sistema vibrando dentro de su intervalo linealmente elástico. Esto significa que el desplazamiento  $U$  es menor que el desplazamiento de fluencia ( $U < U_y$ ). No existe degradación en la rigidez de la estructura y por lo tanto el periodo natural de la estructura permanece constante.

El método más común para definir el amortiguamiento viscoso equivalente es mediante la ecuación de energía disipada en un ciclo de vibración del sistema inelástico y del sistema lineal equivalente. Con base en este concepto, se demuestra que  $\zeta_{eq}$ , el amortiguamiento viscoso equivalente es

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_s} \quad (2.10)$$

donde la energía disipada en el sistema inelástico está dada por el área  $E_D$  encerrada por el ciclo de histéresis y  $E_s = K_{sec} (U_m)^2/2$  es la energía liberada por del sistema con rigidez  $K_{sec}$  (figura 2.9b).

La Sección 8.2.2.1.1 del ATC-40 (1996), proporciona un desarrollo para la obtención de la energía disipada por amortiguamiento. El área delimitada por un ciclo de histéresis queda determinada como  $E_D = 4(f_y U_m - U_y f_y (1 + \alpha \mu - \alpha))$ .

Las expresiones de  $E_D$  y  $E_s$  se sustituyen en la ec. (2.10) para obtener el amortiguamiento viscoso equivalente de la ec. (2.11).

$$\zeta_{eq} = \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi\mu(1 + \alpha\mu - \alpha)} \quad (2.11)$$

El amortiguamiento viscoso total del sistema lineal equivalente es:

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta + \zeta_{eq} \quad (2.12)$$

donde  $\zeta$  es la relación de amortiguamiento viscoso del sistema lineal vibrando dentro del intervalo linealmente elástico ( $U < U_y$ ).

Para sistemas elastoplásticos,  $\alpha = 0$  y las ecs. (2.9) y (2.11) se reducen a

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\mu} ; \quad \zeta_{eq} = \frac{2(\mu - 1)}{\pi\mu} \quad (2.13)$$

## 2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAL SIMPLIFICADOS

Los documentos ATC-40 (ATC, 1996) y FEMA-274 (FEMA, 1997) contienen procedimientos de análisis no lineal simplificado para determinar la demanda de desplazamientos impuestos en un edificio suponiendo que éste experimentará una deformación inelástica. En otras palabras, estos análisis estiman la deformación inducida por sismo de un sistema inelástico. Estos procedimientos son aproximados en el sentido de que evitan el análisis dinámico del sistema inelástico. Se debe recordar que el procedimiento estático no lineal de estos documentos se basa en el MEC (Chopra y Goel, 1999).

Sin embargo, el diagrama de demanda se determina por un análisis dinámico con valores sucesivamente actualizados de  $T_{eq}$  y  $\hat{\zeta}_{eq}$ , derivados de sistemas lineales equivalentes.

El periodo equivalente  $T_{eq}$ , y la relación de amortiguamiento equivalente total  $\hat{\zeta}_{eq}$ , proveen las bases para estimar el desplazamiento en un sistema inelástico. Ambos parámetros se calculan como:

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} ; \quad \hat{\zeta}_{eq} = \zeta + \kappa \zeta_{eq} \quad (2.14)$$

El factor de modificación del amortiguamiento,  $\kappa$ , se basa principalmente en el juicio del diseñador. Depende del comportamiento histerético del sistema, es decir, puede caracterizarse por un comportamiento histerético estable (ciclos de histéresis razonablemente completos), ciclos severamente degradados o el comportamiento histerético intermedio entre los anteriores (Chopra y Goel, 1999).

El ATC-40 (ATC, 1996) contiene ecuaciones para determinar  $\kappa$ , como una función del amortiguamiento viscoso equivalente,  $\zeta_{eq}$  calculado con la ec. (2.10), para los tres tipos de comportamiento histerético.

Chopra y Goel hicieron un análisis de la terminología usada en el análisis simplificado de sistemas inelásticos. Así, el término espectro es inapropiado para describir una gráfica de pseudo-aceleración contra desplazamiento. La terminología recomendada es diagrama de demanda y diagrama de capacidad en lugar de espectro de demanda y capacidad.

### 2.4.1 Métodos propuestos por el ATC-40

El ATC-40 (ATC, 1996) especifica tres diferentes procesos: “A”, “B” y “C”, para determinar la demanda de deformación inducida por sismo. Todos están basados en los mismos principios. Los procedimientos “A” y “B” son numéricos, mientras que el procedimiento “C” es gráfico y apropiado para un análisis manual (Chopra y Goel, 1999).

A continuación se describen los procedimientos “A” y “B” (Chopra y Goel, 1999) especializados para sistemas bilineales:

#### Procedimiento “A”

1. Graficar el diagrama fuerza-desplazamiento y el de respuesta elástico (o de diseño) con amortiguamiento del 5%. Ambos en un sistema coordenado  $S_A-S_D$  para obtener el diagrama de capacidad y el diagrama de demanda elástico con amortiguamiento del 5%. El sistema coordenado  $S_A-S_D$  ubica la pseudo-aceleración,  $S_A$ , en el eje vertical y la respuesta de desplazamiento,  $S_D$ , en el eje horizontal.
2. Estimar la demanda de desplazamiento máximo  $D_i$  y determinar la pseudo-aceleración correspondiente  $A_i$  del diagrama de capacidad. Inicialmente, se recomienda suponer  $D_i = D(T_n, \zeta = 5\%)$ , determinado por el periodo  $T_n$  del diagrama de demanda elástico.
3. Calcular la ductilidad  $\mu = \frac{D_i}{D_y}$ .
4. Calcular la relación de amortiguamiento  $\hat{\zeta}_{eq}$ .
5. Graficar el diagrama de demanda elástico para  $\hat{\zeta}_{eq}$  determinado en el paso 4. En el punto donde este diagrama intercepta con el de capacidad, se lee gráficamente el desplazamiento  $D_j$ .
6. Evaluar la convergencia. Si  $(D_j - D_i) / D_j$  es menor o igual que la tolerancia (0.05) entonces la demanda de desplazamiento inducida por el sismo  $D = D_j$ . De otra manera, se establece que  $D_i = D_j$  u otro valor estimado y repetir los pasos 3 a 6.

#### Procedimiento “B”

1. Graficar el diagrama fuerza-desplazamiento y el de respuesta elástico con amortiguamiento del 5%. Obtener el diagrama de capacidad y el de demanda elástico con amortiguamiento del 5%.
2. Determinar la demanda de desplazamiento máximo  $D_i$  y la pseudo-aceleración correspondiente  $A_i$  del diagrama de capacidad. Suponer  $D_i = D(T_n, \zeta = 5\%)$ , determinado por el periodo  $T_n$  del diagrama de demanda elástico.

3. Calcular la ductilidad  $\mu = \frac{D_i}{D_y}$
4. Determinar el periodo equivalente  $T_{eq}$  y la relación de amortiguamiento  $\zeta_{eq}$ .
5. Calcular el desplazamiento máximo  $D_P(T_{eq}, \zeta_{eq})$  y la pseudo-aceleración  $A_P(T_{eq}, \zeta_{eq})$  de un SUGL con propiedades de vibración  $T_{eq}$  y  $\zeta_{eq}$ .
6. Graficar el punto  $P$  de coordenadas  $D_P(T_{eq}, \zeta_{eq})$  y  $A_P(T_{eq}, \zeta_{eq})$ .
7. Verificar si la curva generada por la conexión del punto determinado en el paso 2 con el punto graficado previamente en el paso 6, intercepta el diagrama de capacidad. Si no, repetir los pasos 3 a 7 con un nuevo valor de  $D_i$ ; de otra forma seguir con el paso 8.
8. La demanda de desplazamiento inducida por sismo está dada por el valor  $D$ , en el punto de intersección entre la curva generada por todos los puntos y el diagrama de capacidad. En este trabajo, la curva generada por todos los puntos se identifica como curva  $P-Q$ .

Los procedimientos “A” y “B” permiten analizar los sistemas estructurales bajo la acción de un movimiento del terreno específico o bajo la excitación de un espectro de diseño.

En el trabajo de Chopra y Goel (1999) se usaron los procedimientos “A” y “B” del ATC-40, para determinar el desplazamiento máximo de sistemas inelásticos. Se observó que los valores de los desplazamientos no son exactos cuando son comparados con los resultados de un análisis no lineal con respuesta en el tiempo, RHA, y con el análisis inelástico con espectro de diseño. El procedimiento aproximado subestima significativamente la deformación de un gran intervalo de periodos y factores de ductilidad con errores aproximados del 50% del desplazamiento exacto determinado por RHA (Chopra y Goel, 1999).

El factor de modificación del amortiguamiento,  $\kappa$ , puede incrementar el desplazamiento estimado, pero la exactitud de los resultados aproximados mejoran sólo marginalmente para valores pequeños de  $\mu$ . Por lo tanto, el factor  $\kappa$  no es atractivo, especialmente porque está basado en un juicio particular de quien lo determina (Chopra y Goel, 1999).

Chopra y Goel proponen que los resultados de los valores aproximados de desplazamiento pueden ser comparados con aquellos determinados directamente del espectro de diseño, como se describe a continuación.

Dadas la propiedades  $T_n$ ,  $\zeta$ ,  $F_y$  y  $\alpha$  del sistema bilineal histerético y del espectro de diseño elástico, la deformación del sistema inducida por sismo puede determinarse directamente con el espectro de diseño. El desplazamiento máximo  $D$  de este sistema está dada por:

$$D = \mu D_y \quad (2.15)$$

donde  $D_y$  es el desplazamiento de fluencia definida como:

$$D_y = \left( \frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A_y \quad (2.16)$$

donde  $A_y$  es la pseudo-aceleración relacionada con la fuerza de fluencia  $F_y$ . La fuerza de fluencia de un sistema elastoplástico, correspondiente a una ductilidad permisible  $\mu_p$ , se determina como:

$$F_y = \frac{A_y}{g} W \quad (2.17)$$

donde  $W$  es el peso del sistema. Sustituyendo la ec. (2.16) en la (2.15):

$$D = \mu \left( \frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A_y \quad (2.18)$$

El factor de reducción de la fuerza de fluencia está determinado por

$$R_y = \frac{F_o}{F_y} = \frac{A}{A_y} \quad (2.19)$$

donde

$$F_o = \left( \frac{A}{g} \right) W \quad (2.20)$$

$F_o$  es la fuerza de fluencia mínima requerida para que la estructura permanezca elástica;  $A$  es la ordenada de la pseudo-aceleración del espectro de diseño elástico en  $(T_n, \zeta)$ . Sustituyendo la ec. (2.19) en (2.18) resulta:

$$D = \mu \frac{1}{R_y} \left( \frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \quad (2.21)$$

La ecuación (2.21) provee una forma para determinar la demanda de desplazamiento máxima de un sistema inelástico desde un espectro de diseño disponible.

## 2.4.2 Procedimientos mejorados

El principal objetivo de Chopra y Goel (1999) fue desarrollar los procedimientos de análisis mejorados, basados en los diagramas de capacidad y demanda, para estimar el desplazamiento máximo de sistemas inelásticos de un grado de libertad.

Los métodos mejorados mantienen la tendencia gráfica de los métodos propuestos por el ATC-40 (ATC, 1996) y eliminan los resultados erróneos en valores de deformación.

El método "A" mejorado se apoya en el espectro de diseño inelástico para obtener el diagrama de demanda. La idea de usar el espectro de diseño inelástico fue sugerida por Bertero (1995) e introducida por Reinhorn (1997) y Fajfar (1998, 1999) (Chopra y Goel, 1999).

Un espectro de diseño se puede reducir mediante factores de ductilidad que dependen de  $T_n$ . La primera propuesta de reducción fue realizada por Veletsos y Newmark (1960), esta se lleva a cabo con el factor de reducción  $R_y$  de la ec. (2.19). Este hecho es la base del espectro de diseño inelástico desarrollado por Newmark y Hall (1982).

Para obtener los diagramas de demanda correspondientes a un sistema estructural, el espectro de diseño inelástico se grafica en formato  $S_A-S_D$ , como se indica en la figura 2.4. El desplazamiento  $D$  del sistema inelástico está dada por la ec. (2.21), donde  $A_y$  se conoce del espectro de diseño inelástico para  $T_n$  y  $\mu$  dados.

### Procedimiento “A” mejorado

Gráficamente, el método mejorado propuesto por Chopra y Goel, es similar al procedimiento “A” ATC-40 (ATC, 1996). Sin embargo, ambos difieren en el diagrama de demanda: la constante de ductilidad está presente en el diagrama de demanda para sistemas inelásticos en el procedimiento mejorado, mientras que un diagrama de demanda elástico es usado en el procedimiento “A” para sistemas lineales equivalentes.

Cuando ambos diagramas de capacidad y de demanda se grafican en el formato  $S_A-S_D$ , como en la figura 2.5, el desplazamiento se determina cuando la rama de cedencia del diagrama de capacidad intercepta las curvas de demanda para varios valores de  $\mu$ . Este método proporciona el valor de la demanda de desplazamiento consistente en el espectro de diseño inelástico seleccionado.

### Procedimiento “B” mejorado

La versión mejorada del procedimiento “B” evita la construcción del espectro de diseño inelástico. Por lo tanto, esta versión es gráficamente similar al procedimiento “B” ATC-40 (ATC, 1996). Sin embargo, los dos difieren en que cada punto de la curva  $P-Q$  se determina para analizar un sistema inelástico en el procedimiento mejorado, en tanto que esta se genera para un sistema lineal equivalente en el procedimiento “B”.

Existe una discrepancia en el cálculo de la demanda de desplazamiento entre los procedimientos ATC-40 y los mejorados. En los primeros, la demanda se determina para el análisis de un sistema lineal equivalente y en los métodos mejorados para un sistema inelástico (Chopra y Goel, 1999).

Si las características gráficas no son importantes, puede ser conveniente usar un método numérico mejorado. Tal procedimiento, se basa en ecuaciones que involucran  $R_y$  y  $\mu$  para diferentes intervalos de  $T_n$  (Chopra y Goel, 1999).

En el informe de Chopra y Goel (1999), fue ilustrado el método numérico usando tres propuestas diferentes de  $R_y-\mu-T_n$ . La propuesta de Newmark-Hall (Chopra, 1995) está dirigida para sistemas elastoplásticos. Krawinkler y Nassar (1992) desarrollaron ecuaciones de  $R_y-\mu-T_n$  para sistemas bilineales, lo mismo que Vidic, et al. (1994).

## 2.5 APLICACIÓN A PLATAFORMAS MARINAS

Durante condiciones de operación, las instalaciones marinas son sujetas a cargas extremas. En el Golfo de México, por ejemplo, han fallado plataformas debido al paso de los huracanes. En tal caso, la producción se detiene y la plataforma es evacuada para evitar desgracias (Skallerud y Amdahl, 2002). En el Mar del Norte, sin embargo, las condiciones de tormenta son tan frecuentes que la plataforma tiene que ser diseñada para resistir condiciones muy severas y permanecer en producción. Aparte de las cargas de oleaje, los sismos también representan un peligro en zonas marinas que son consideradas sísmicamente activas.

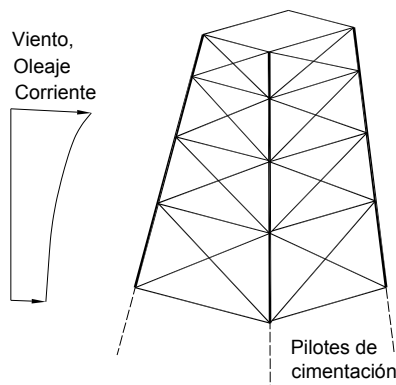
Inicialmente, las estructuras marinas eran diseñadas para resistir las cargas de operación, las debidas al oleaje, la corriente y el viento. Sin embargo, a través de los años, los eventos catastróficos han tomado lugar en el campo de la resistencia. Mientras los métodos de diseño convencionales están basados en el diseño elástico lineal, estos desastres han llamado la atención de la resistencia última para considerar la plataforma como un sistema, y tomar en cuenta la redundancia estructural, disipación de energía, etc. Una evaluación racional de estos factores requieren un análisis no lineal para ser tomados en cuenta (Skallerud y Amdahl, 2002).

¿Cómo determinar la capacidad de estructuras marinas por medio de análisis avanzados?. Algunas capacidades estructurales están relacionadas con la factibilidad de operación de la plataforma, por ejemplo, la deformación máxima de la estructura y las aceleraciones del terreno. Para una instalación marina, esta capacidad es gobernada por límites de tolerancia de los equipos y por la percepción humana.

En los últimos tiempos, el cuestionamiento anterior se ha realizado y se han planteado criterios de solución relacionados con la resistencia. Por ejemplo, la primera fluencia en el punto más esforzado de un componente estructural es frecuentemente empleado como una medida de capacidad estructural. En el sistema estructural de una plataforma marina, muchos componentes estructurales son redundantes y son capaces de redistribuir esfuerzos y cargas cuando alguno empieza a fluir. En tales casos, la primera fluencia es un criterio conservador y no podría considerarse como una medida de la capacidad. Un ejemplo de esto es la transición de la fluencia en las primeras fibras de una sección, hasta lograr una plastificación total de una viga sujeta a momento flexionante. Si la sección está sujeta a cargas combinadas, carga axial y momento flexionante, la redistribución entre estas cargas es posible.

La capacidad de reserva de resistencia se debe a efectos del sistema. La figura 2.10 ilustra la subestructura de una plataforma marina típica de acero “jacket”, sujeta a cargas del medio ambiente causadas por oleaje, viento y corriente. Adicionalmente, la estructura está sometida a cargas de operación y cargas permanentes. Para identificar su capacidad de resistencia, los análisis estáticos no lineales son frecuentemente realizados. Primero, las cargas gravitacionales y de servicio se aplican junto con otras cargas estáticas. Después, se inducen las cargas ambientales y son incrementadas hasta que se forma la primera articulación, es decir un miembro sujeta a carga de compresión crítica adquiere un comportamiento inestable, manifestado por un límite de carga local.

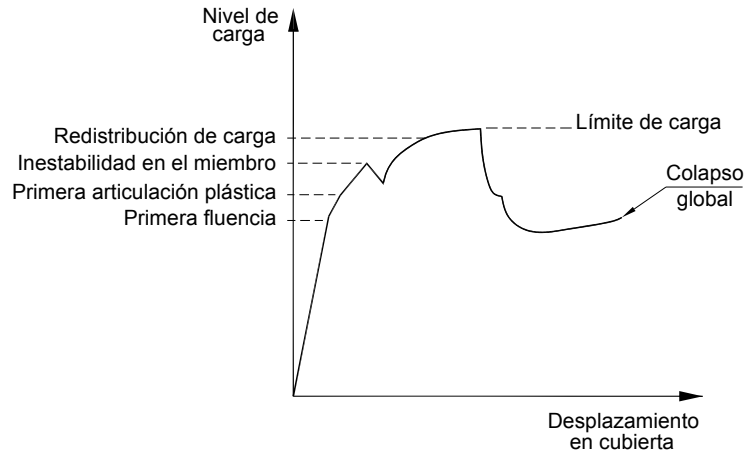
Este límite puede ser elegido como una medida de capacidad estructural. Algunas veces esto también representa la resistencia máxima de la estructura. Sin embargo, incrementando las cargas laterales, la estructura puede recuperar cierta resistencia por la redistribución de cargas hacia los elementos aun intactos. Eventualmente la estructura alcanza una carga límite (Skallerud y Amdahl, 2002).



**Figura 2.10 Subestructura de cuatro piernas (Skallerud y Amdahl, 2002).**

Usando procedimientos de diseño basados en estados límite, la capacidad de diseño normalmente es tomada como la primera fluencia o el primer elemento con pandeo, determinada sobre la base de un método lineal. Las técnicas de análisis avanzados no se emplean normalmente. Esto significa que muchas estructuras poseen una reserva de resistencia importante, como se muestra en la figura 2.11.

La falla inicial de un elemento estructural, como parte de un sistema, rara vez representa la capacidad de la estructura. Esto implica que esta posee una reserva de resistencia más allá de la que se determina por medio de un diseño tradicional.



**Figura 2.11 Variaciones de la carga respecto al desplazamiento global en una estructura marina.**

Por lo tanto, la reserva de resistencia puede ser utilizada para determinar la capacidad estructural de una plataforma marina. Entonces, es necesario usar un método de análisis no lineal. Sin embargo, no es suficiente utilizar un AENL, también es necesario demostrar que no se exceden los límites de ductilidad, ya sea por una carga extrema o por cargas cíclicas extremas, tal es el caso de oleaje en condiciones de tormenta y sismos de gran intensidad (Skallerud y Amdahl, 2002).

El ejemplo de la figura 2.10 demuestra que un análisis estático no lineal está ampliando su horizonte en la estimación de las características de respuesta y que desde luego también contribuye a definir la capacidad estructural de una plataforma marina. En este caso, el patrón de carga lateral corresponde a las fuerzas ambientales debidas a la corriente, viento y oleaje. Así, queda abierto el uso de un análisis estático no lineal en donde el patrón de carga lateral corresponda a la carga accidental por sismo.

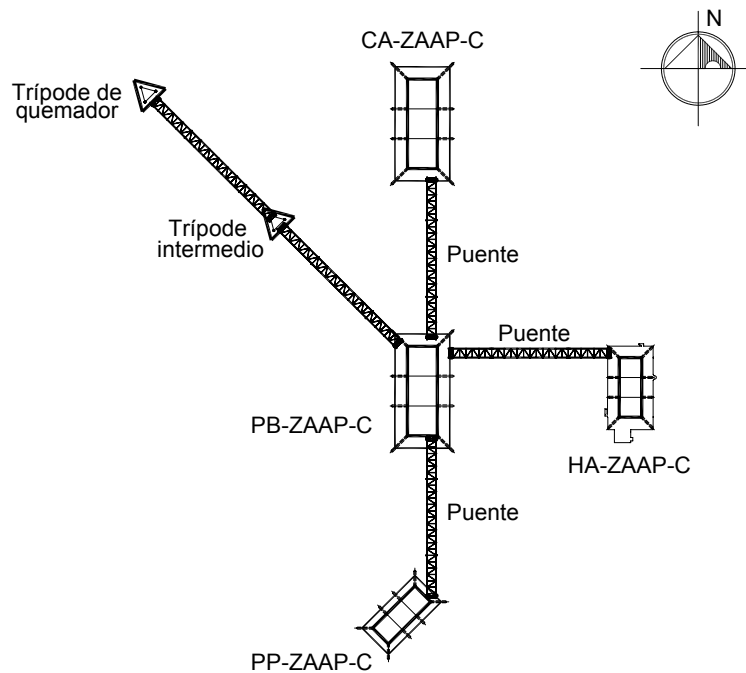


Se describe la estructura de la plataforma marina estudiada. PEP, ha contemplado ubicar la plataforma de producción PB-ZAAP-C dentro de un complejo constituido por las estructuras que se anotan en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1 Estructuras del complejo ZAAP-C.**

Cantidad	Estructura
1	Plataforma de producción PB-ZAAP-C
1	Plataforma de perforación PP-ZAAP-C
1	Plataforma de compresión CA-ZAAP-C
1	Plataforma habitacional HA-ZAAP-C
1	Trípode intermedio hacia el quemador
1	Trípode para el quemador
1	Puente peatonal hacia la plataforma habitacional
3	Puente para tuberías de proceso y peatonal

La distribución de las plataformas y puentes se indica en el croquis de localización de la figura 3.1. El objetivo primordial de la plataforma de producción consiste en separar la mezcla de aceite-gas, proveniente de las plataformas de perforación y que pertenecen al Activo de Explotación KU-MALOOB-ZAAP.



**Figura 3.1 Croquis de localización de la plataforma PB-ZAAP-C.**

### 3.1 CATEGORIZACIÓN DE LAS PLATAFORMAS MARINAS

La categorización de las plataformas en la Sonda de Campeche se establece en función de la producción manejada. Para los fines de la norma NRF-003-PEMEX-2000 (PEMEX, *et al.*, 2000), se entiende como producción manejada al volumen de crudo o aceite que la plataforma produce, recibe y procesa, expresado en barriles por día (BPD).

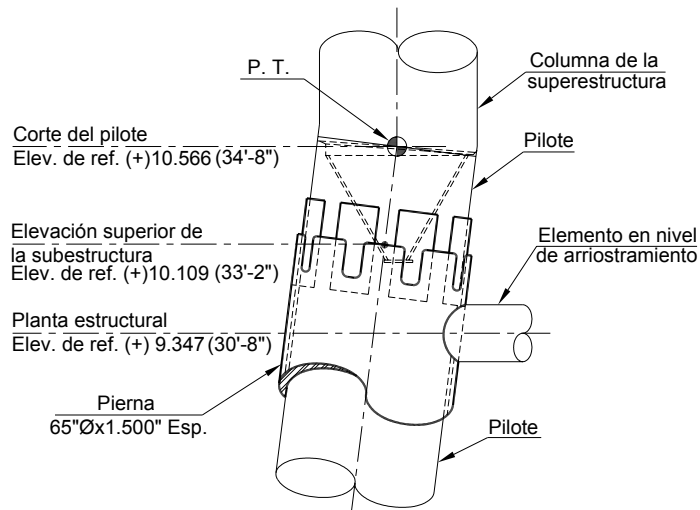
La plataforma PB-ZAAP-C maneja una producción permanente, esto significa una producción superior a 100,000 BPD, lo cual la posiciona dentro de una categoría de exposición muy alta (PEMEX, *et al.*, 2000). Este indicador refleja que las consecuencias de su falla impactarán gravemente en la pérdida de vidas humanas, en el medio ambiente y desde luego, en pérdidas económicas muy representativas.

Por lo anterior, para minimizar las consecuencias de falla en una plataforma marina, se sugiere usar técnicas de análisis estructural y seguir las recomendaciones de diseño. Ello ayudará a contrarrestar los efectos producidos por un evento ambiental extremo o por un movimiento sísmico extraordinario.

### 3.2 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

Se describe la geometría, estructuración de los miembros estructurales que integran la subestructura de acuerdo con las recomendaciones señaladas en los documentos y especificaciones aplicables.

Como datos generales de la plataforma se sabe que el lecho marino se encuentra en la elevación  $-80.00$  m ( $-262'-5 \frac{5}{8}''$ ) y el punto de trabajo se localiza en el nivel  $+10.566$  m ( $+34'-8''$ ). El punto de trabajo, se refiere al nivel donde se realiza la conexión entre la columna de la superestructura y el pilote de cimentación (figura 3.2).



**Figura 3.2 Ubicación del punto de trabajo “P.T.” (elevaciones en m).**

Las dimensiones generales y características estructurales de la subestructura son las siguientes:

1. Número y arreglo de columnas
  - 8 columnas en arreglo de 2 x 4
2. Separación entre columnas
  - En la dirección transversal: 18.288 m (60') entre ejes A y B
  - En la dirección longitudinal: 18.288-18.288-18.288 m entre ejes 1, 2, 3 y 4
  - La separación entre ejes de columnas, en ambas direcciones, está referida al nivel del punto de trabajo.

### 3. Columnas

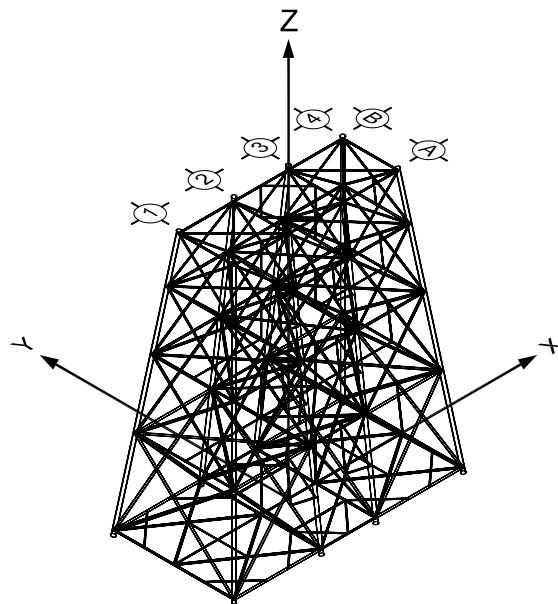
Son de sección circular hueca, de 1.575 m de diámetro interior (62"). Están interconectadas con elementos de arriostramiento horizontal y vertical con el propósito de dar estabilidad y rigidez lateral a la plataforma. La capacidad de carga de las columnas deberá garantizar su integridad estructural hasta la falla dúctil de la plataforma.

Las columnas se desplantan a 1.981 m (6'-6") por debajo del lecho marino y rematan en la elevación +10.109 m (33'-2"). En su interior y a todo lo largo deslizan los pilotes de cimentación de sección tubular de acero. Para considerar la presencia de los pilotes, en el análisis de la plataforma las columnas de la subestructura y los pilotes se modelarán como una sección equivalente.

### 4. Marcos

En la dirección longitudinal de la plataforma se forman los marcos A y B con tres crujeas cada uno. En la dirección transversal se encuentran los marcos 1 a 4, conformados por una sola crujea (figura 3.3).

Las columnas de los marcos de los ejes 2 y 3 tienen una pendiente de 1:8. Esto significa que dichas columnas sólo tienen pendiente en la dirección transversal de la plataforma. Las columnas de los ejes 1 y 4 tienen doble pendiente, es decir, en ambos planos verticales la inclinación es de 1:8 (figura 3.3).



**Figura 3.3 Isométrico de la subestructura de la plataforma PB-ZAAP-C estudiada en el presente trabajo.**

5. Niveles de arriostramiento y contraventeo

La subestructura tiene cinco diferentes niveles de arriostramiento horizontal presentados en la Tabla 3.2.

**Tabla 3.2 Niveles de arriostramiento horizontal.**

Nivel	Elevación (m)
1	+9.347 (+30'-8")
2	-6.706 (-22'-0")
3	-26.518 (-87'-0")
4	-50.902 (-167'-0")
5	-80.000 (-262'-5 5/8")

En todos los niveles de la subestructura, el arriostramiento horizontal tiene forma de "X" y servirá para proporcionar rigidez lateral y distribuir de manera uniforme los desplazamientos provocados por las cargas laterales.

Con el propósito de dar rigidez lateral en el plano de cada marco, se usa un sistema de contraventeo vertical tipo "X". Los elementos de arriostramiento y contraventeo vertical son de sección tubular.

6. Placa base

En el último nivel de arriostramiento (Elev. -262'-5 5/8"), se utiliza un sistema de placa base para apoyo temporal de la subestructura sobre el nivel del lecho marino. Esto con el propósito de brindarle estabilidad durante el proceso de hincado de por lo menos dos pilotes, tal como lo indican las recomendaciones del API RP 2A-WSD (API, 2000).

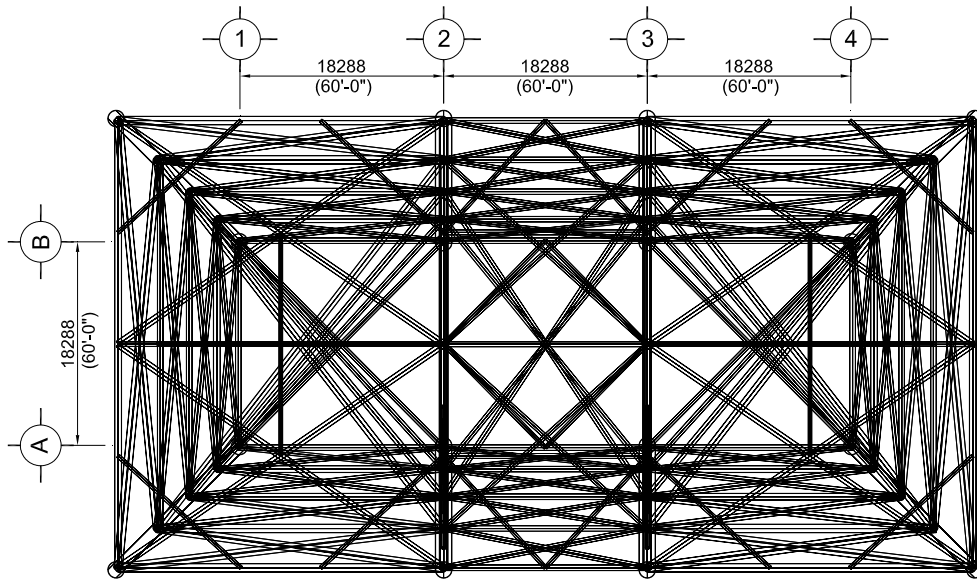
7. Materiales

Las columnas están hechas de placa rolada de acero ASTM A-36 en las longitudes libres de incidencias de arriostramientos y de placa rolada de acero API 2H Gr. 50 en las zonas de incidencia con arriostramientos.

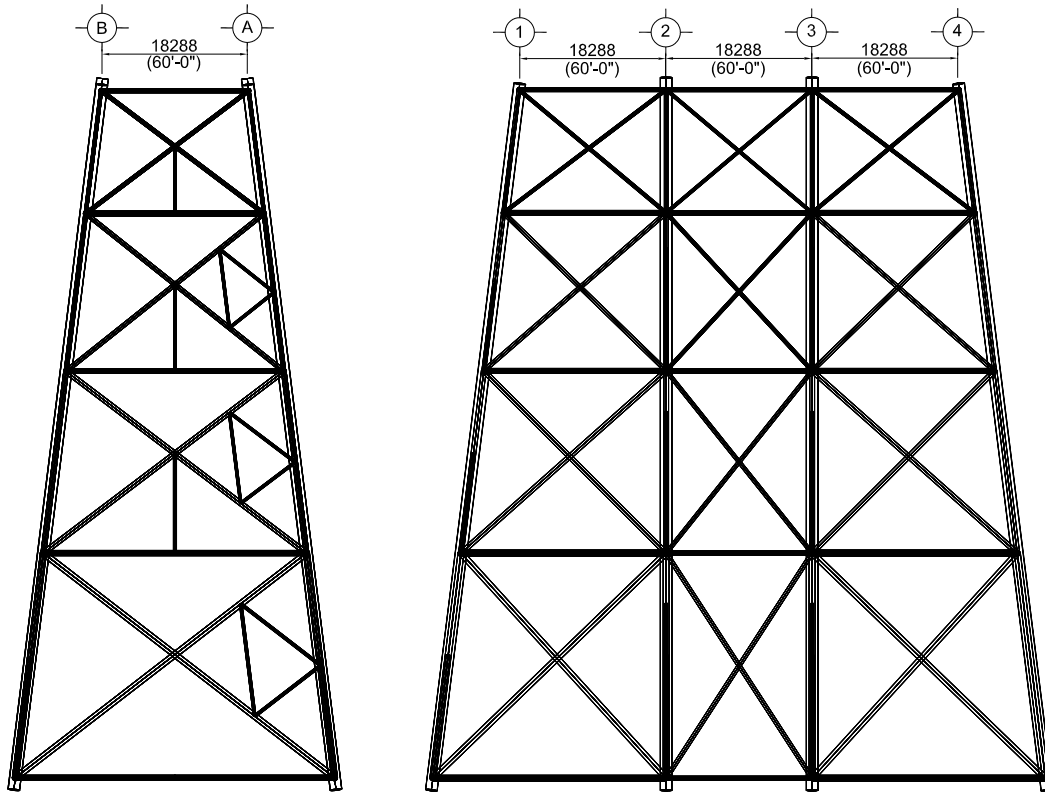
Los arriostramientos y contraventeos con tubería de conducción o de placa rolada de acero ASTM A-36, ASTM A-53 y API 5L Gr. B.

Los carretes son de acero API 2H Gr. 50 para las conexiones principales entre arriostramientos y contraventeos.

Las figuras 3.3 a 3.5 ilustran la estructuración general de las elevaciones y niveles de arriostramiento horizontal de la subestructura.



**Figura 3.4** Planta tridimensional de la subestructura (acotaciones en mm).



**a) Vista lateral**

**b) Vista frontal**

**Figura 3.5** Elevaciones de subestructura (acotaciones en mm).

### 3.3 RESTRICCIONES DE DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

La revisión del dimensionamiento de los elementos estructurales de la subestructura, contravientos horizontales y verticales, está basada en las recomendaciones del API RP 2A-WSD (API, 2000), incisos 2.3.6.d “Requerimientos de ductilidad” y 3.3.1.d “Esbeltez de miembros”.

La Tabla 3.3 presenta los factores de longitud efectiva recomendados para determinar las relaciones de esbeltez de los miembros de la subestructura, inciso 3.3.1d del API RP 2A-WSD (API, 2000).

**Tabla 3.3 Factores de longitud efectiva (API, 2000).**

Especificación de miembros	Factor $K_{ef}$
Longitud cara a cara entre columnas para diagonales principales	0.80
Longitud entre cara de columna y centro de unión de contraviento tipo “K”	0.80
Segmento de contraviento principal tipo “X”	0.90
Segmento de contraviento secundario horizontal tipo “X”	0.70

Las diagonales de contraviento tipo “X”, en los marcos verticales, tomarán las fuerzas de cortante de los elementos de arriostramiento horizontal y la carga axial de las columnas. Los elementos diagonales absorben dichas cargas de tal forma que ellos trabajarán a compresión o tensión durante la aplicación de cargas laterales (API, 2000).

La relación de esbeltez ( $K_{ef}L/r$ ) de las diagonales de contraviento principales en marcos verticales está limitada a 80 y su relación de diámetro a espesor a  $1900/F_y$ , donde  $F_y$  estará en ksi;  $K_{ef}$  es el factor de longitud efectiva de la sección (adimensional);  $L$  es la longitud libre sin arriostrar de la sección en pulgadas y  $r$  es el radio de giro de la sección en pulgadas.

Para  $F_y = 36$  ksi, se tiene que  $1900 / 36 = 53$ . Por lo tanto, todos los elementos fabricados con acero A-36 deben cumplir con la relación  $D_e/t_{sec} \leq 53$ .

De la misma manera, para los elementos fabricados con acero API-2H Gr. 50  $1900 / 50 = 38$ ; entonces  $D_e/t_{sec} \leq 38$ .

Se verificó el cumplimiento de la relación de esbeltez y de la relación diámetro a espesor de los elementos estructurales de la subestructura. Los cálculos se realizaron con la finalidad de identificar los elementos que son susceptibles de experimentar efectos de pandeo. Los resultados de estos cálculos no están al alcance de este trabajo, sin embargo, es conveniente señalar que los elementos estructurales satisfacen los lineamientos del API RP 2A-WSD.

Como parte de las actividades previas al análisis y diseño de una plataforma, se elaborará el modelo tridimensional de la subestructura y superestructura.

El análisis de la plataforma se restringe al comportamiento de la subestructura. Por tal motivo, en este capítulo sólo se describe el modelo geométrico de la misma. El modelo considera todos los elementos estructurales principales y secundarios que participan en la rigidez de la estructura, tales como columnas, arriostramientos, placa base y pilotes.

En el modelo no se contempla la simulación de los accesorios de la subestructura tales como mesa de estrobos, tapas superiores e inferiores de columnas, tanques de flotación, sistema de lanzamiento, orejas de izaje y arrastre, ánodos, ductos ascendentes, sistema de inundación, camisas de succión, defensas y embarcaderos, los cuales no contribuyen en la rigidez de la estructura. Su presencia toma lugar en la transmisión de cargas gravitacionales sobre la subestructura, ya sea como pesos concentrados en los nodos de apoyo o como cargas uniformemente repartidas a lo largo de los elementos estructurales.

#### **4.1 MODELO ESTRUCTURAL**

Para llevar a cabo el análisis tridimensional de la subestructura, se utilizó como herramienta de cómputo el programa SAP2000, versión 9.10 (CSI, 2004).

El sistema de ejes globales se indica en la figura 3.3. La generación del modelo se realizó de acuerdo con la información contenida en los planos estructurales de la subestructura de la plataforma de producción PB-ZAAP-C.

Usualmente el modelo de los pilotes se realiza siguiendo la pendiente de las columnas de la subestructura y se prolongan hasta alcanzar los niveles de desplante; se consideran las secciones y materiales que se indican en los planos correspondientes. Para considerar la interacción suelo-pilote, el suelo se modela de acuerdo con las curvas T-Z, P-Y y Q-Z proporcionadas en los estudios de mecánica de suelos (API, 2000). La curva T-Z representa la transmisión del cortante por carga axial del pilote versus la deflexión local del pilote; la curva P-Y proporciona una relación entre capacidad lateral del suelo y la deflexión. Q-Z es la curva que representa la capacidad por punta del pilote contra la respuesta de deflexión axial.

En el interior de las columnas y a todo su largo, se deslizan los pilotes de cimentación de sección tubular. Para considerar su presencia en el modelo estructural, las columnas de la subestructura y los pilotes se modelan como una sección equivalente por áreas; los diámetros utilizados son de 1651 y 1613 mm (65" y 63.5") de espesor variable.

Con el propósito de representar el comportamiento lineal del suelo y la interacción suelo-pilote, la cimentación se simula por medio de resortes con rigidez equivalente (Meli, 2000).

---

## 4.2 CARGAS BÁSICAS

En la sección 2.2.2 del API RP 2A-WSD (API, 2000) se indica que la carga de sismo, donde aplique, debe ser impuesta a la plataforma como una condición de carga accidental única.

La carga sísmica se debe combinar con otras cargas simultáneas tales como la gravitacional, presión hidrostática y de flotación. La carga gravitacional deberá incluir el peso propio de la plataforma (esta incluye el peso de la estructura, equipo y accesorios) así como las cargas vivas.

### **Cargas de la superestructura**

Representan el peso propio de los elementos estructurales, el sistema de piso, el peso de equipos, carga viva y peso de tuberías. Las cargas gravitacionales de la superestructura se resumen en la Tabla 4.1.

### **Cargas de subestructura**

Son el peso propio de los miembros estructurales y la flotación. También se consideró el aumento de las secciones y peso debido al crecimiento marino de todos los elementos que están en contacto permanente con el agua.

La densidad del crecimiento marino es de  $1201.4 \text{ kg/m}^3$  y su espesor se modeló de acuerdo con las recomendaciones de la norma NRF-003-PEMEX-2000 (PEMEX, *et al.*, 2000). Este debe aplicarse en todos los elementos estructurales que se ubiquen total o parcialmente entre las elevaciones referidas. La Tabla 4.2 indica el espesor de crecimiento marino.

La masa adherida a la subestructura se tomó en cuenta de acuerdo con la densidad del agua de mar ( $1000 \text{ kg/m}^3$ ) y la geometría de los miembros estructurales.

Todos los miembros estructurales localizados por debajo del nivel  $-3.048 \text{ m}$  ( $10'-0''$ ) serán protegidos por ánodos de sacrificio para protección catódica. El número requerido y la distribución de los ánodos se determinan por medio de un proceso de cálculo, el cual no está al alcance de este trabajo. El peso de cada ánodo es de  $328.8 \text{ kg}$  (incluyendo el efecto de la flotación).

### **Patrón de cargas laterales**

El patrón de carga lateral corresponde a las cargas inerciales, el cual se determinó mediante un método estático. Para el cálculo de las fuerzas de inercia se tomó el peso de la subestructura y las cargas gravitacionales de la superestructura, ésta última contempla el peso de tres cubiertas. En la Tabla 4.3 se indica el valor de las cargas aplicadas en cada nivel de arriostramiento.

## 4.3 COMBINACIÓN DE CARGAS

La carga sísmica está presentada por el patrón de carga lateral y se combinó con las cargas gravitacionales descritas en el punto precedente: flotación, el peso propio de la plataforma, equipo y accesorios. Las cargas vivas y las cargas de almacenamiento deben tener un porcentaje del 75% de las cargas suministradas (API, 2000).



**Tabla 4.1 Cargas gravitacionales en la superestructura de la plataforma PB-ZAAP-C.**

No. de carga	Descripción de carga	Carga	
		(t)	(kips)
1	Peso propio de la superestructura	3000.0	6613.8
2	Muerta largueros y arriostramientos Niv. +19.1 m	156.0	343.9
3	Muerta largueros y arriostramientos Niv. +31.1 m	153.7	338.8
4	Muerta largueros y arriostramientos Niv. +41.0 m	161.7	356.5
5	Rejilla Niv. +19.1 m	105.5	232.6
6	Rejilla Niv. +31.1 m	95.5	210.5
7	Rejilla Niv. +41.0 m	95.4	210.3
8	Equipo vacío Niv. +19.1 m	446.7	984.8
9	Equipo vacío Niv. +31.1 m	254.0	559.1
10	Equipo vacío Niv. +40.0 m	712.0	1569.7
11	En equipos incremento por operación Niv. +19.1 m	45.0	99.3
12	En equipos incremento por operación Niv. +31.1 m	216.1	476.5
13	En equipos incremento por operación Niv. +40.0 m	186.3	410.6
14	Viva en área de pasillos Niv. +19.1 m	758.6	1672.5
15	Viva en área de pasillos Niv. +31.1 m	641.4	1413.9
16	Viva en área de pasillos Niv. +40.0 m	677.3	1493.3
17	Viva en áreas libres Niv. +19.1 m	1119.0	2466.9
18	Viva en áreas libres Niv. +31.1 m	323.1	712.2
19	Viva en áreas libres Niv. +40.0 m	1024.8	2259.3
20	Muerta en módulos Niv. +31.1 m	466.6	1028.6
21	Muerta en módulos Niv. +40.0 m	31.8	70.1
22	Viva en módulos Niv. +31.1 m	847.9	1869.3
23	Viva en módulos Niv. +40.0 m	44.0	97.0
24	De tuberías Niv. +19.1 m	75.0	165.3
25	De tuberías Niv. +31.1 m	352.3	776.7
26	De tuberías Niv. +40.0 m	527.0	1161.8
27	Muerta de puentes	599.4	1321.5
28	Muerta de pasillos en puentes	37.6	82.9
29	Viva en pasillos de puentes	196.5	433.2
30	Muerta de tuberías en puentes (vacías)	213.3	470.3
31	Incremento por operación de tuberías en puentes	34.7	76.5
<b>TOTAL =</b>		<b>13598.3</b>	<b>29978.6</b>

**Tabla 4.2 Espesor de crecimiento marino recomendado (NRF-003-PEMEX-2000).**

Intervalo de elevación respecto al NMM (m)	Espesor de crecimiento marino duro (cm)
+1.0 a -20.0	7.5
-20.0 a -50.0	5.5
-50.0 a -80.0	3.5

**Tabla 4.3 Cargas inerciales determinadas por el método estático (t).**

Nivel (m)	Eje			
	1	2	3	4
-50.902 (-167' - 0")	6.5	13.0	13.0	6.5
-26.518 (-87' - 0")	9.4	18.7	18.7	9.4
-6.706 (-22' - 0")	11.1	22.1	22.1	11.1
+9.347 (+30' - 8")	334.7	669.4	669.4	334.7

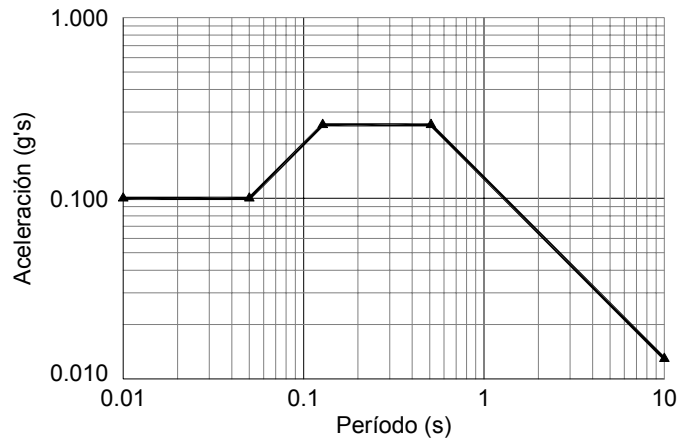
Como parte de los trabajos que integran el análisis y diseño estructural de una plataforma marina, se realizan diversos análisis estructurales para cumplir con los lineamientos de las normas y especificaciones. El análisis estático en sitio para las condiciones de operación y de tormenta permite conocer el comportamiento estructural de la plataforma ante los efectos producidos por cargas gravitacionales y ambientales. Se realiza un análisis dinámico por fatiga espectral para determinar el número de ciclos de carga permisible y la vida útil de las conexiones por la acción dinámica del oleaje. Los análisis estructurales por sismo también deben ser realizados para evaluar la integridad estructural de la plataforma ante la acción de eventos sísmicos intensos y excepcionales.

### 5.1 ANÁLISIS DE RESISTENCIA Y DE DUCTILIDAD

Cuando se trata de un diseño sísmico, la norma NRF-003-PEMEX-2000 (PEMEX, *et al.* 2000) obliga a realizar dos tipos de análisis. El primero lo designa como “análisis a nivel de resistencia”, y el segundo “análisis a nivel de ductilidad”. Cada uno persigue un propósito distinto.

El análisis a nivel de resistencia se requiere para garantizar que la plataforma posea niveles de resistencia y rigidez adecuados para evitar un daño estructural significativo ante la presencia de un sismo que tiene una probabilidad razonable de no ser excedido durante la vida útil de la plataforma. Este requisito se considera satisfecho si la estructura es diseñada para soportar las cargas obtenidas a partir del espectro de diseño que se muestra en la figura 5.1.

El análisis a nivel de ductilidad es requerido para garantizar que la plataforma posea la reserva de capacidad suficiente para evitar su colapso ante la presencia de un sismo excepcional e intenso. El análisis de ductilidad se podrá realizar a través de un análisis de resistencia última utilizando un AENL. La relación entre la carga última de la estructura (obtenida de este análisis) y la carga de referencia debe satisfacer el factor de reserva de resistencia mínimo.



**Figura 5.1** Espectro de diseño a nivel de resistencia. Periodo de retorno 200 años (NRF-003-PEMEX-2000).

---

El diseño sísmico se realiza para una categoría única e incluye un espectro de respuesta y factores de reserva de resistencia (RSR). Los requerimientos de resistencia, ductilidad, combinación de cargas sísmicas y lineamientos adicionales deben aplicarse conforme a las recomendaciones del API RP 2A-WSD (API, 2000).

El valor mínimo del RSR requerido para el análisis a nivel de ductilidad, en la evaluación de una plataforma marina con categoría de exposición muy alta, es de 1.6. Este factor se presenta en la Tabla 12.1 de la NFR-003-PEMEX-2000 (PEMEX, *et al.* 2000). El uso de este factor implica considerar un arriostramiento horizontal y vertical completo, quedando excluida la utilización de juntas tipo “K”. El arriostramiento horizontal y vertical de la subestructura en estudio está garantizado y satisface las recomendaciones del API RP 2A-WSD, Sección C2.3.6d (API, 2000).

## 5.2 ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro sísmico de la figura 5.1 está basado en un estudio de caracterización sísmica para la Sonda de Campeche (Chávez, 1987) obtenido a partir de la información geológica, geofísica y geotécnica de las zonas de influencia. El proceso estadístico de dicha información, aunado al uso de relaciones de atenuación que consideran diferentes tipos de sismo y que afectan potencialmente a la Sonda de Campeche, permitieron obtener relaciones entre las aceleraciones del terreno y los periodos de retorno asociados. El estudio de caracterización sísmica fue complementado con las recomendaciones más recientes sobre diseño sísmico (Bea, 1997).

El espectro de diseño propuesto en la norma NFR-003-PEMEX-2000 (PEMEX, *et al.* 2000) corresponde a la envolvente del valor promedio de las aceleraciones máximas de la estructura, en la zona de interés y no a la envolvente de los máximos de las aceleraciones máximas. Esta condición obliga a que la estructura sea revisada mediante un análisis de resistencia última para garantizar que los factores de seguridad (índices de confiabilidad) sean al menos los estipulados en los comentarios de dicha norma.

## 5.3 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

En áreas de actividad sísmica baja, el diseño de plataformas podría normalmente ser controlado por condiciones de tormenta u otras cargas ambientales más que por sismo.

Para áreas donde la aceleración horizontal del terreno es menor que 0.05g, por ejemplo, el Golfo de México, un análisis sísmico no es requerido, ya que el diseño por cargas ambientales, sin considerar el sismo, proporciona suficiente resistencia contra los efectos potenciales de zonas sísmicamente activas.

Para áreas donde la aceleración horizontal del terreno está en el intervalo de 0.05 a 0.1g, todos los requerimientos sísmicos de resistencia de la Sección 2.3.6c (API, 2000) se deben cumplir al considerar la intensidad del movimiento del terreno y las características de un sismo raro e intenso en lugar de un sismo a nivel de resistencia (API, 2000). En este evento, los accesorios de la cubierta deben ser diseñados para el sismo a nivel de resistencia de acuerdo con 2.3.6e2 (API, 2000) y los requerimientos de ductilidad de la Sección 2.3.6d (API, 2000) son suspendidos.

Las juntas tubulares necesitan ser diseñadas con los esfuerzos permisibles especificados en la Sección 2.3.6e1 (API, 2000) usando el cortante por penetración resultante del análisis, en lugar de la carga de tensión o de pandeo por compresión de los miembros que inciden en la junta (API, 2000). La revisión de las juntas tubulares no se realizará en este trabajo.

En el cálculo de los esfuerzos de un elemento estructural, los esfuerzos inducidos por la carga sísmica deberán ser combinados con los producidos por la carga gravitacional, presión hidrostática, y flotación. Para los requerimientos de resistencia, los esfuerzos permisibles básicos del AISC y aquellos presentados en la sección 3.2 deberán ser incrementados en 70% (API, 2000).

El propósito de los requerimientos de ductilidad es asegurar que las plataformas localizadas en zonas sísmicamente activas tengan una reserva de capacidad suficiente para prevenir el colapso bajo un sismo extraordinario e intenso. Para evitar el colapso durante el sismo más importante, los miembros deben proporcionar ductilidad de tal forma que absorban y disipen energía por medio de deformaciones inelásticas.

Un análisis de ductilidad de una estructura convencional tipo jacket con 8 piernas o más no es requerido si la estructura está localizada en una región donde la relación de intensidad del movimiento sísmico excepcional e intenso con el sismo a nivel de resistencia es al menos 2, los pilotes están desplantados en suelos que son estables bajo cargas sísmicas impuestas por sismos excepcionales e intensos y si las siguientes condiciones son adicionadas para limitar la configuración de la estructura y sus miembros (API, 2000).

Las diagonales de contraventeo en los marcos verticales deberán ser configuradas de tal forma que las fuerzas de cortante entre los elementos de arriostramiento horizontal o en la vertical que corre entre las piernas son distribuidas aproximadamente de igual forma en ambos arriostramientos de contraventeo a tensión y compresión.

La relación de esbeltez ( $KL/r$ ) de las diagonales de contraventeo principales en marcos verticales está limitada a 80 y su relación de diámetro a espesor ( $D/t$ ) está limitada a  $1900/F_y$  donde  $F_y$  estará en ksi ( $13100/F_y$  para  $F_y$  dado en MPa).

#### 5.4 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

En este trabajo se evaluó el comportamiento sísmico no lineal de la plataforma marina PB-ZAAP-C. Se utilizó el método del espectro de capacidad, que es usado en cualquier estructura formada por marcos planos. Principalmente, este método se ha aplicado a edificios y para fines de estudio, también se ha usado en puentes (Muñoz, 2001).

Mediante el uso de este método se llevó a cabo la revisión de la capacidad de desplazamiento de la plataforma marina en dos direcciones de análisis. Con base en los resultados se concluye si la norma NRF-003-PEMEX-2000, en sus recomendaciones sobre el diseño sísmico, resulta limitada, correcta o sobrada para el espectro de diseño.

La capacidad sísmica de la estructura se representa por medio de una gráfica que relaciona el desplazamiento lateral de la estructura contra la aceleración espectral asociada a cada etapa del comportamiento elástico e inelástico de la estructura. Se evaluaron las formas modales para el primer modo de vibración y se estimó la aceleración espectral de cada etapa.

Se presenta una evolución gráfica de la formación de las articulaciones plásticas presentes en el comportamiento inelástico de la estructura. Se discute sobre las herramientas de análisis empleadas para estudiar el comportamiento de la estructura, en especial el comportamiento inelástico, del cual se presentan las hipótesis que utiliza y sus limitaciones.

---

La respuesta inelástica de la subestructura depende de las propiedades de los elementos estructurales que la componen, es decir de la rigidez y resistencia del material, y éstas a su vez del comportamiento de las secciones transversales. También depende del número de secciones más vulnerables fuera del intervalo de comportamiento elástico, de la secuencia de deformación lateral y la formación de articulaciones plásticas hasta llegar al mecanismo de falla.

#### 5.4.1 Metodología

Se construye la curva de capacidad, para identificar fuerzas laterales características de la estructura. La fuerza lateral, en este trabajo, se aplicó en los niveles de arriostramiento de la subestructura con una distribución que corresponde al modo fundamental elástico de la estructura. El análisis no lineal se realizó con el programa SAP2000; se consideraron dos direcciones de análisis “X” y “Y”.

La formación de articulaciones plásticas define el comportamiento no lineal de un elemento estructural mediante un diagrama bilineal fuerza-desplazamiento o momento-rotación. Existen articulaciones que se desarrollan por rigidez axial, cortante, torsión y momento flexionante, todas desacopladas. Sin embargo, también es posible la formación de articulaciones plásticas mediante la interacción de carga axial y momento flexionante. Se supone que la longitud en la que se desarrolla esta articulación es discreta y existe la posibilidad de ubicarla en un punto sobre el eje axial del elemento.

Las articulaciones de acero estructural por defecto son generalmente basadas en las Tablas 5.4 y 5.8 del documento FEMA-273 (1997). En este caso, con la ec. (5-4) se estima la capacidad del elemento con un esfuerzo de fluencia de  $1.0F_y$  si  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  (36 ksi) ó  $0.8F_y$  si  $F_y > 2530 \text{ kg/cm}^2$  y la pendiente de la rigidez secante, en una curva de articulación plástica, se fija en 3% de la pendiente elástica (FEMA, 1997).

Si las propiedades que determinan una articulación plástica no están basadas en los criterios por defecto, éstas son determinadas por el diseñador. El programa SAP2000 genera estas propiedades cuando combina las propiedades por defecto con las propiedades de la sección asignadas a cada elemento.

Cuando una articulación se se forma en uno de los elementos estructurales, el programa SAP 2000 debe encontrar la forma de retirar la carga que la articulación fue capaz de resistir y una posible redistribución de esta hacia el resto de los elementos. La descarga de una articulación ocurre cuando la curva esfuerzo-deformación o momento-rotación muestra una decadencia en su capacidad (pendiente negativa). Las descargas a lo largo de una pendiente negativa pueden representar inestabilidad en un análisis estático y para tal efecto, una solución matemática única no siempre se garantiza. En un análisis dinámico la inercia provee estabilidad y una solución única.

En un análisis estático, se necesitan métodos especiales para resolver este problema de inestabilidad. SAP2000 provee tres diferentes métodos para resolver el problema de descarga de articulaciones, (CSI, 2000). El AENL se desarrolló considerando que cada vez que una nueva articulación alcanza una porción de la pendiente negativa de su curva esfuerzo-deformación, su comportamiento no lineal produce una modificación de la rigidez secante y el análisis se reinicia nuevamente. Es decir, todas las articulaciones que alcancen una pendiente negativa se modificará su comportamiento usando las propiedades de la la rigidez secante. Este método es similar al propuesto por los lineamientos de la FEMA-273 (1997).

La curva de capacidad se determinó mediante el programa SAP2000. Se usan elementos con comportamiento bilineal elastoplástico, es decir su capacidad estructural está regida por la formación de articulaciones plásticas debidas a acciones combinadas de carga axial y momento flexionante (PMM). Se usaron articulaciones P-M2-M3 en los elementos horizontales y verticales de cada marco; donde M2 y M3 corresponden con los momentos flexionantes alrededor de los ejes principales de la sección transversal. Se consideraron efectos P-delta para tomar en cuenta la no linealidad geométrica.

Para el análisis estático no lineal, el desplazamiento de control se localizó en el primer nivel de arriostamiento (nodo 127 del eje 1-A).

#### 5.4.2 Discusión de los resultados

Del modelo en estudio, se construyeron los diagramas de capacidad en ambas direcciones de análisis y se realizó un análisis del comportamiento sísmico esperado. La respuesta inelástica del modelo se revisó con base en los siguientes parámetros.

a) El periodo fundamental, en este caso el periodo efectivo de un sistema equivalente, se determinó para diferentes niveles de cortante basal en un proceso monotónico creciente. Cada nivel de cortante basal es representativo de una intensidad sísmica. El periodo fundamental, con un valor mayor que el inicial, puede considerarse como una medida de degradación de rigidez de la estructura al incursionar en el intervalo inelástico.

El método simplificado mejorado supone que el modo fundamental de vibrar domina la respuesta de la estructura en el intervalo elástico e inelástico. Con esta hipótesis fue posible definir la distribución de las fuerzas sísmicas y construir el diagrama de capacidad de la estructura.

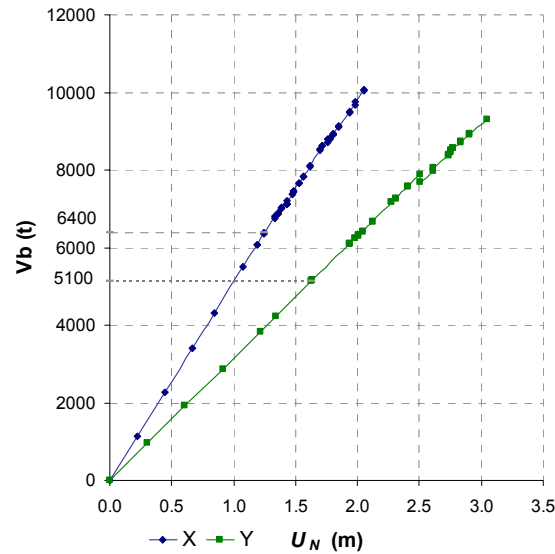
b) Desarrollo de la curva fuerza-desplazamiento representativa del comportamiento no lineal de la subestructura. Correspondiente a cada nivel de cortante basal y a la forma modal asociada al modo fundamental de vibración, se calculó la aceleración espectral para un nivel específico de carga sísmica.

La curva del AENL se transformó en el diagrama de capacidad con las ecuaciones (2.7) y (2.8). La curva de capacidad para ambas direcciones de análisis se muestra en la figura 5.2. En ésta, se aprecia que el límite máximo del comportamiento elástico es 6,400 t en la dirección “X” y 5,100 t en “Y”.

En la dirección “X”, la primera fluencia se presentó en la diagonal de contraventeo del marco longitudinal “A”, entre el segundo y tercer nivel de arriostamiento. Mientras que en la dirección “Y”, los primeros puntos débiles se identifican en las diagonales de contraventeo de los marcos internos 2 y 3, entre el primer y segundo nivel de arriostamiento.

c) El diagrama de demanda-capacidad, se expone en forma de pseudo-aceleraciones contra desplazamiento espectral, (figura 5.3 y 5.4).

En las figuras 5.3 y 5.4 se muestra el comportamiento del diagrama de capacidad. En éstas se observa un límite elástico elevado. El comportamiento se debe a la existencia de un gran número de elementos redundantes y a la disposición de los elementos diagonales (contraventeo y arriostamiento en X). Esto indica que la subestructura PB-ZAAP-C es capaz de desarrollar una reserva de capacidad suficiente para resistir el sismo señalado por la norma NRF-003-PEMEX-2000.



**Figura 5.2 Curva de capacidad de la subestructura de la plataforma marina PB-ZAAP-C determinada por un AENL.**

No fue posible determinar gráficamente la capacidad de desplazamiento con la curva que representa el factor de ductilidad  $\mu$  variable, tal como lo señala el procedimiento de análisis mejorado propuesto por Chopra y Goel (1999). Sin embargo, se puede recurrir a la ecuación (2.21), la cual provee una forma para determinar la demanda de desplazamiento máximo de un sistema inelástico desde un espectro de diseño disponible. Los valores así obtenidos se muestran en la Tabla 5.1.

$$D = \mu \frac{1}{R_y} \left( \frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \tag{2.21}$$

Una vez construido el diagrama de capacidad, cualquier número de sismos o espectros de diseño pueden ser superpuestos como en las figuras 5.3 y 5.4. Lo anterior demuestra que el comportamiento de la estructura se puede examinar por diversos sismos con varios valores de amortiguamiento.

El factor de reserva de resistencia se determinó como la relación de la carga última de la estructura (obtenida del AENL) entre la carga de referencia. La carga de referencia corresponde al análisis a nivel de resistencia de diseño, la cual es el cortante total obtenido a partir del espectro de la figura 5.1. El factor de reserva de resistencia resultó mayor que el requerido ( $RSR = 1.6$ ); la Tabla 5.1 muestra los valores determinados en cada dirección de análisis.

**Tabla 5.1 Factores de reserva de resistencia y deformación máxima.**

Dirección de análisis	$V_u$ (t)	$V_{bf}$ (t)	RSR	D (m)
Dirección "X"	10,240	907	11.3	0.96
Dirección "Y"	9,305	694	13.4	1.4



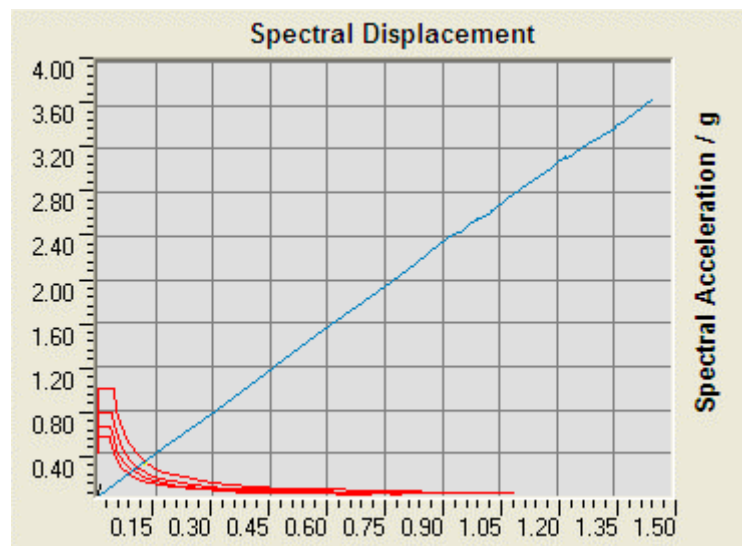
Cabe señalar, que los valores RSR garantizan los factores de seguridad (índices de confiabilidad). Para una plataforma marina con categoría de exposición muy alta, se estipula al menos un factor de seguridad de 3.4; por lo tanto, la subestructura cuenta con la reserva de capacidad suficiente para evitar su colapso ante la presencia de un sismo excepcional e intenso.

d) El mecanismo de colapso en dirección “X”: La simulación de un mecanismo no fue perceptible y en lugar de ello, el programa reportó inestabilidad del sistema estructural. La formación de articulaciones plásticas en el elemento vertical del eje 1 fue determinante en dicho comportamiento. En la dirección “Y”, ocurrió un caso similar al anterior, ahora la inestabilidad se generó por la aparición de articulaciones plásticas en los elementos de contraventeo de los cuatro marcos transversales, entre los niveles 2 y 3.

El comportamiento exhibido cumplió con la filosofía de vencer la capacidad de las diagonales de contraventeo vertical antes que los elementos horizontales y las piernas de la subestructura.

e) La evolución de las articulaciones plásticas en cada una de las direcciones analizadas se presenta en las figuras 5.5 a 5.8, desde la formación de la primera articulación hasta el nivel de carga inmediatamente anterior al que forma la inestabilidad. De forma general, en los casos estudiados y basados en un AENL, con una distribución triangular de cargas externas, se articulan primero los elementos diagonales de contraventeo vertical sometidas a carga axial combinada con momento flexionante.

Las articulaciones plásticas aparecen inicialmente en los niveles superiores de arriostramiento propagándose a los niveles inferiores, siempre en los nodos que trabajan a momento positivo y en los elementos sometidos a carga axial de compresión. Luego, se propagan a las columnas de los niveles de arriostramiento inferiores (elementos verticales) donde la carga sísmica produce fuerzas de tensión.



**Figura 5.3 Diagrama de demanda-capacidad en dirección X.**

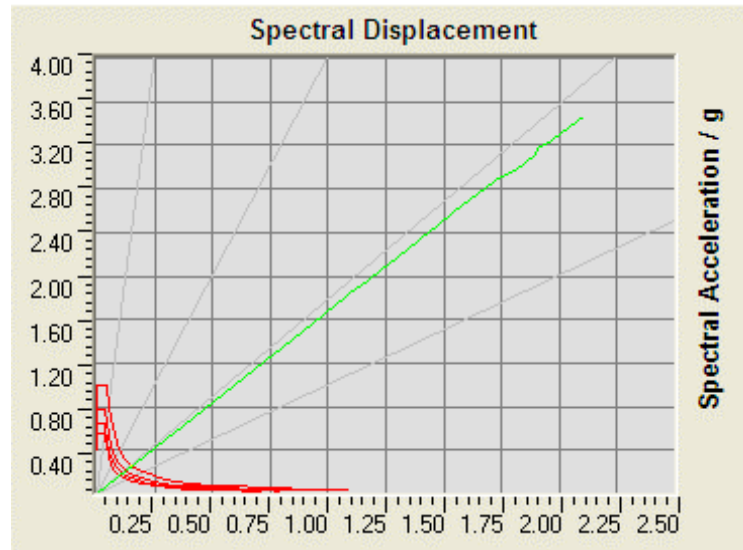
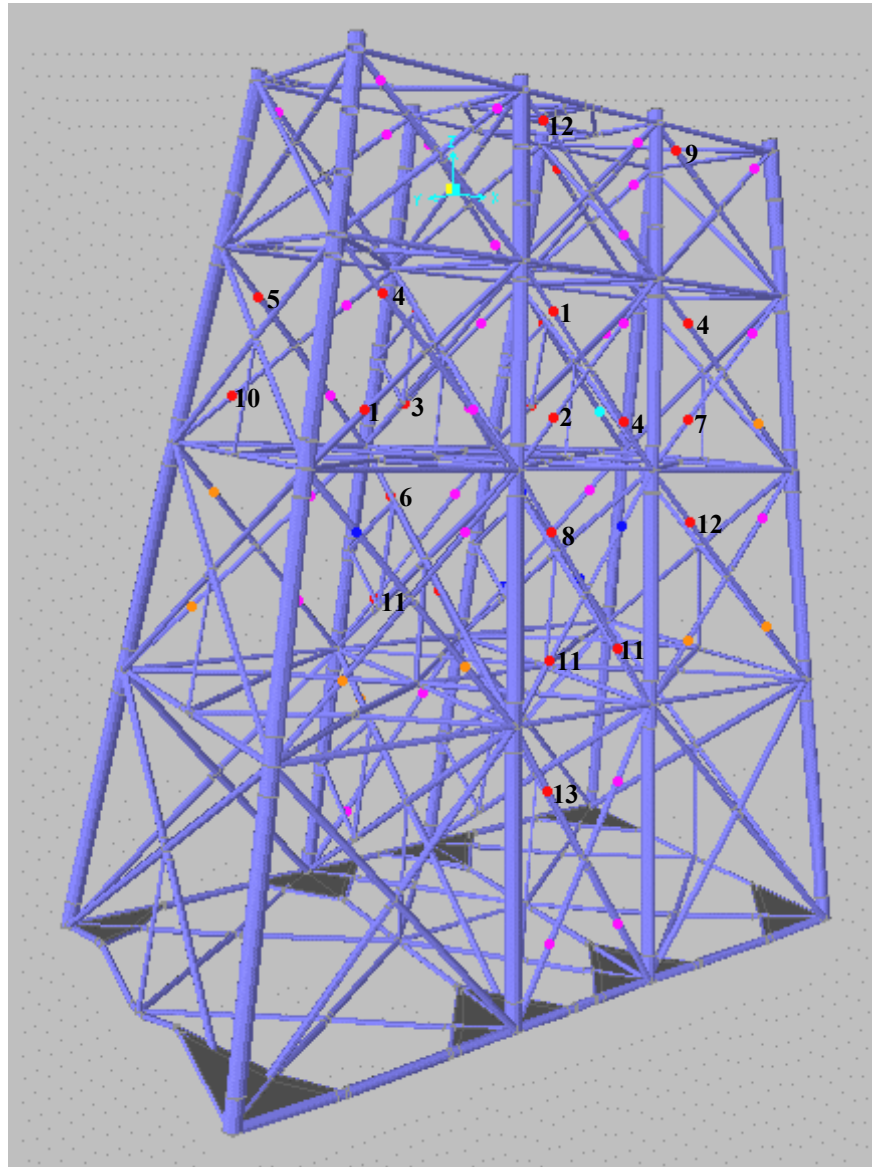
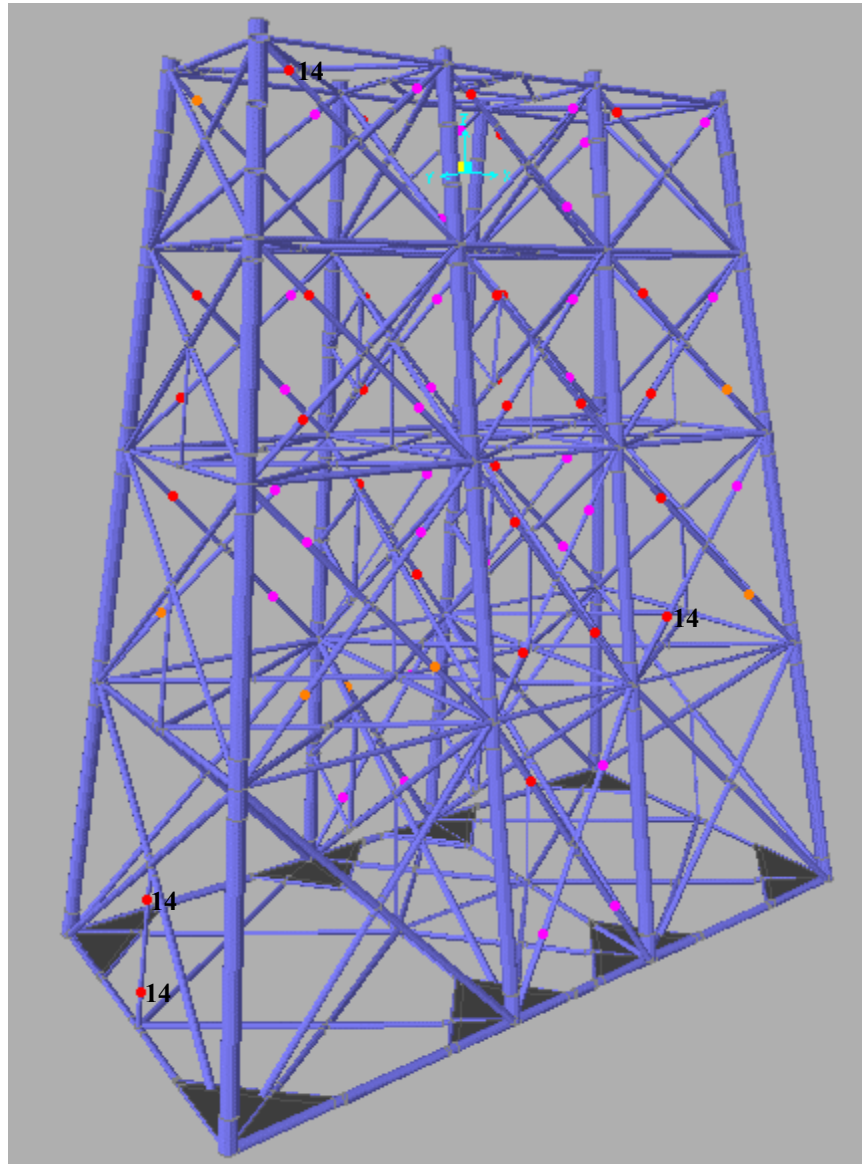


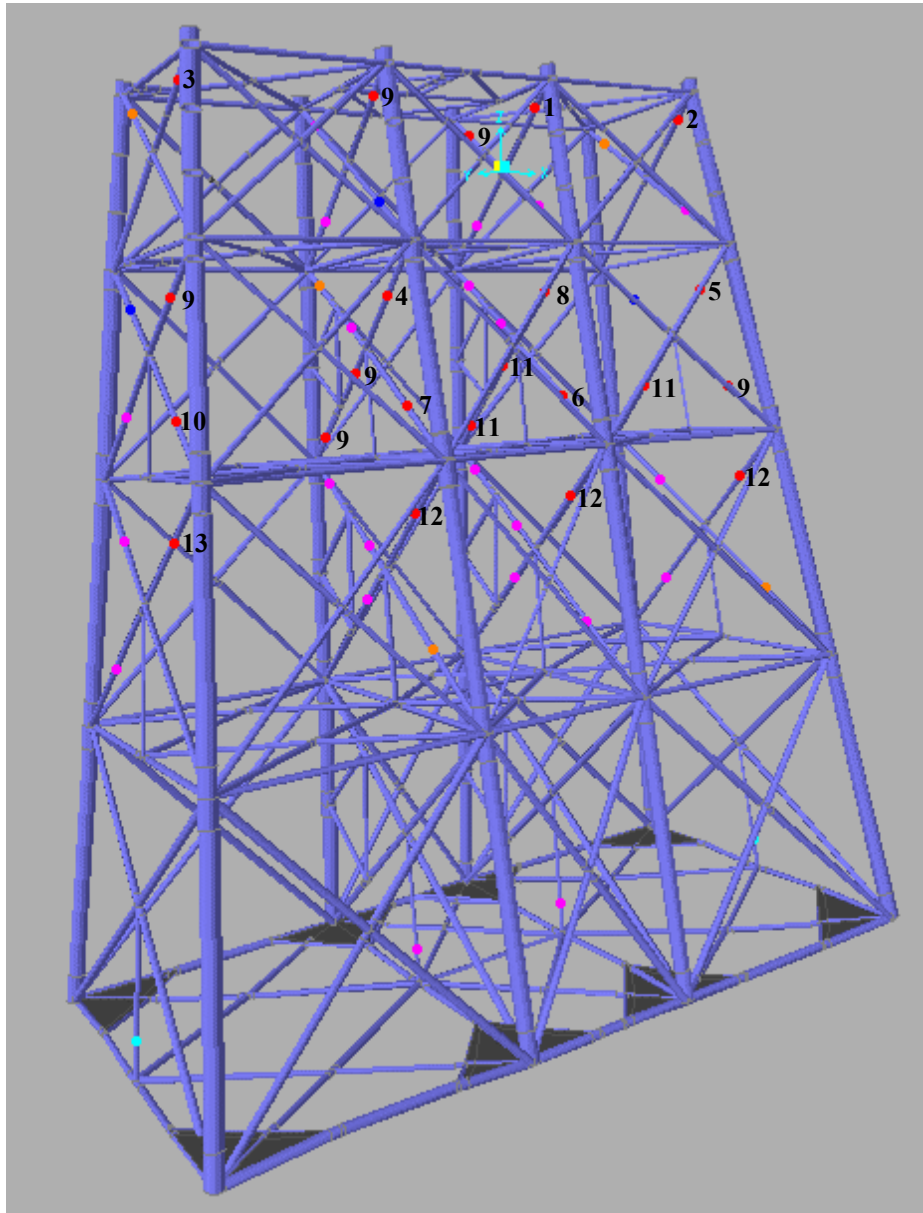
Figura 5.4 Diagrama de demanda-capacidad en dirección Y.



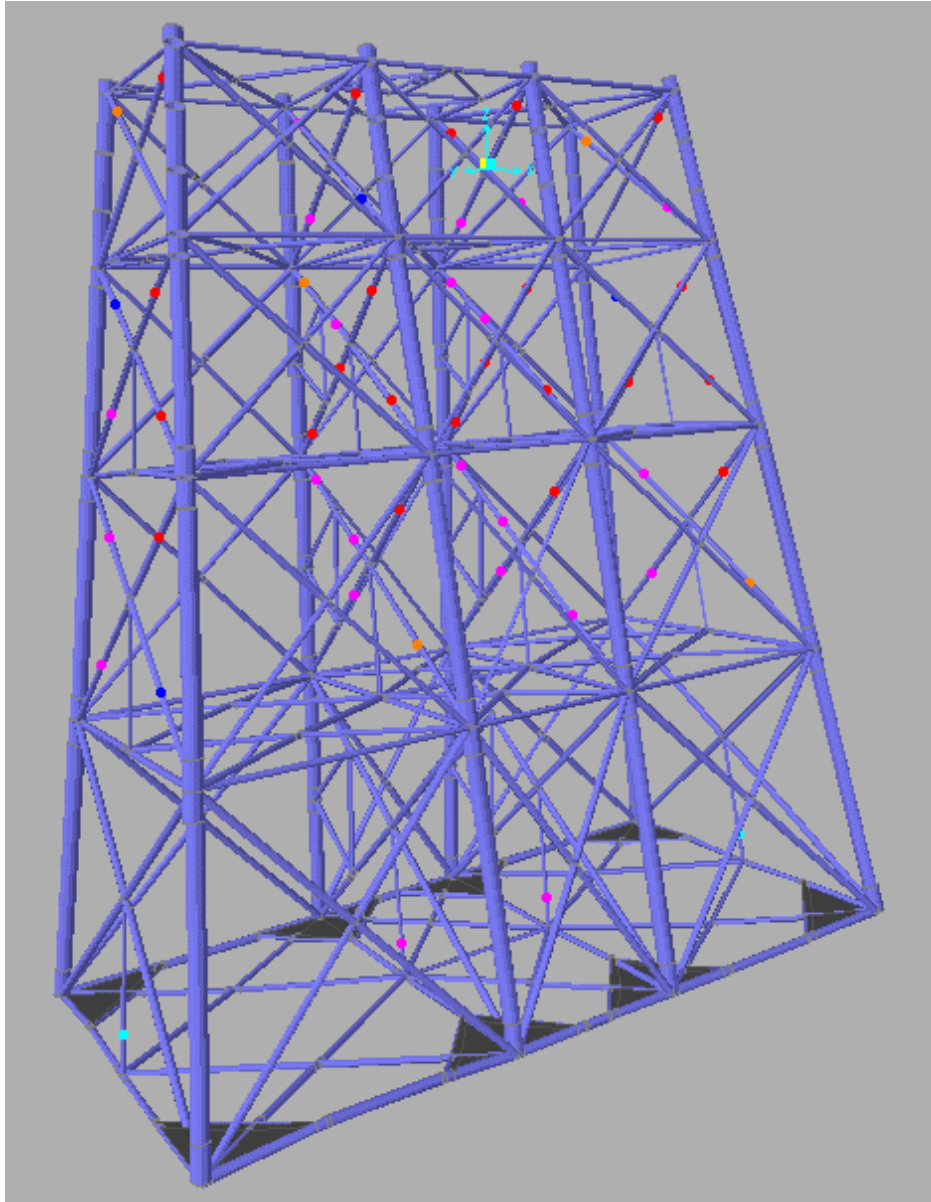
a) Etapa inminente de inestabilidad  
Figura 5.5 Formación de articulaciones plásticas en dirección  $X$ .



**b) Etapa de inestabilidad**  
**Figura 5.6 Formación de articulaciones plásticas en dirección X.**



a) Etapa inminente de inestabilidad  
Figura 5.7 Formación de articulaciones plásticas en dirección  $Y$ .



**b) Etapa de inestabilidad**

**Figura 5.8 Formación de articulaciones plásticas en dirección *Y*.**

El MEC es un método simplificado y representa una herramienta útil para revisar la capacidad de deformación de una plataforma marina. Así mismo, se puede evaluar la capacidad estructural de ésta y su comportamiento inelástico ante la acción de sismos intensos. El método se aplicó a la subestructura PB-ZAAP-C en dos direcciones ortogonales; los lineamientos de ductilidad fueron tomados del API RP 2A-WSD (2000) y las recomendaciones de la NRF-003-PEMEX-2000. Para cada dirección de análisis se realizó un AENL, se construyó el diagrama de capacidad y se comparó con el de demanda.

### 6.1 CONCLUSIONES

- Debido a que en la normatividad de plataformas marinas en México no existe una restricción o parámetro que indique el desplazamiento máximo permisible al nivel del punto de trabajo de la subestructura, la demanda de deformación máxima producida por un sismo extraordinario determinada mediante un procedimiento simplificado de análisis estático no lineal es una ayuda para fijar un máximo de desplazamiento en una subestructura.
- El “método del espectro de capacidad” estima el comportamiento y la capacidad sísmica de la subestructura mediante un análisis monotónico al colapso, el cual involucra un patrón de carga lateral preestablecido que representa, de forma aproximada, los efectos inerciales que actúan en los niveles de arriostramiento.  
Este método presenta ventajas sobre los métodos simplificados similares, ya que proporciona una visión del comportamiento de la estructura en el intervalo inelástico. Se obtiene información sobre el mecanismo de colapso, el daño esperado ante una excitación en particular, la aceleración espectral máxima impuesta por un sismo, el periodo inelástico resultante, y desde luego la capacidad de carga y de deformación. En la estructura de estudio, no fue posible obtener una aceleración espectral máxima correspondiente con el espectro de respuesta señalado por la norma NRF-003-PEMEX-2000.
- La capacidad de diseño normalmente es tomada como la primera fluencia o el primer elemento con pandeo, determinada sobre la base de un método lineal. Esto implica que las técnicas de análisis avanzados no se emplean normalmente. Con el MEC se manifiesta que la subestructura de la plataforma en estudio posee una reserva de resistencia importante, como lo demuestra la evolución de las articulaciones plásticas y el diagrama de capacidad. Esto implica que la subestructura posee una reserva de resistencia más allá de la que se determina por medio de un diseño tradicional.
- Cuando se analiza una estructura elásticamente, no se toma en cuenta la redistribución de esfuerzos después de la fluencia, y por lo tanto se desprecia el incremento de resistencia. Si se calcula la resistencia de la estructura, usando análisis no lineal, se puede obtener racionalmente ese incremento en la resistencia y diseñar plataformas marinas más económicas.
- La incursión del sistema estructural (subestructura) en el intervalo de comportamiento inelástico produce el deterioro de la rigidez y el consecuente aumento del periodo fundamental de vibración.
- La predicción de demandas sísmicas con el AENL se realizó con la estimación de un desplazamiento máximo inducido en la subestructura y con la selección de un patrón de cargas laterales. Este último produce un patrón de desplazamiento similar al que se experimenta en un diseño sísmico. En el comportamiento no lineal existen parámetros que afectan dicha predicción tales como la resistencia de los elementos estructurales, la degradación de la rigidez, la consideración de los efectos P-delta y el amortiguamiento viscoso efectivo.

- Lo atractivo del método MEC consiste en que, una vez construido el diagrama de capacidad, cualquier número de sismos o espectros de diseño pueden ser superpuestos, y sin mayor esfuerzo de cálculo, el comportamiento de la estructura se puede examinar por diversos sismos con varios valores de amortiguamiento.
- Debido a su relativa simplicidad, éste método simplificado tiene ventajas sobre los métodos dinámicos no lineales, ya que los segundos presentan una gran complejidad tanto teórica como numérica. Por estas razones, el método estático no lineal es un método que puede ser aplicado de forma práctica en la ingeniería y desde luego, no queda restringido su estudio en el campo de la ingeniería sísmica.
- El AENL ha demostrado que es una herramienta útil pero no infalible. Este ha valorado la resistencia inelástica y las demandas de deformación de la subestructura expuesta a un mecanismo por puntos débiles. La ventaja de su utilización consiste en que el ingeniero reconozca la importancia de la respuesta sísmica y que cuantifique juiciosamente las demandas y capacidades de fuerza y deformación en la estructura. De igual manera, permite tener una idea de la capacidad y el control de la respuesta sísmica de las plataformas marinas con comportamiento inminente a la falla.
- No se debe perder de vista que el AENL es un método aproximado y está basado en cargas estáticas. Este tipo de análisis no puede representar un fenómeno dinámico con un alto nivel de confiabilidad.
- Existen limitaciones por el patrón de cargas. Este podría favorecer ciertos modos de deformación o perder otros debidos al movimiento del suelo, del periodo de las olas y las características de la respuesta dinámica inelástica de la estructura. El ejemplo, una estructura con el piso superior débil, un patrón de cargas constante guiará a la concentración de deformaciones inelásticas en el piso superior y nunca iniciará las deformaciones inelásticas en cualquier otro nivel. Así, se necesita de un buen juicio en la selección de un patrón de carga y en la interpretación de resultados obtenidos con éste.
- En este trabajo no se revisó la capacidad última de las juntas tubulares, sin embargo, la revisión de éstas puede ser un punto de partida para comparar los resultados obtenidos de un programa de uso convencional en el campo de la ingeniería. Se recomienda realizarlo ya que así, será posible calibrar y determinar valores RSR más realistas.
- Mediante el uso del MEC se llevó a cabo la revisión de la capacidad de deformación de la plataforma marina PB-ZAAP-C y, con base en los resultados obtenidos se concluye que la norma NRF-003-PEMEX-2000, en sus recomendaciones sobre el diseño sísmico, resulta adecuada para el espectro de diseño.

## 6.2 RECOMENDACIONES

Se presentan las siguientes recomendaciones como una expectativa de futuros trabajos. Los resultados de este trabajo, determinados mediante el MEC, se refinarán y la necesidad de obtener la capacidad sísmica de una plataforma marina conducirá al uso frecuente del método simplificado mejorado.

- El uso de este método simplificado debe ampliar su aplicación en las estructuras marinas. Gracias a esta herramienta se puede calcular el grado de daño que puede tener una subestructura, las cargas que todavía puede soportar y en su caso, una posible solución de dicho problema. Su empleo debe ser extensible en la evaluación de plataformas existentes.
- En la práctica no es usual determinar la respuesta de la plataforma marina en el intervalo de comportamiento inelástico (mecanismo de colapso), ni conocer el daño esperado (evolución de articulaciones plásticas) ante la excitación del espectro considerado, ni la capacidad de



deformación. En particular, sólo se limita a notificar la respuesta estructural dentro del intervalo de comportamiento elástico. Se recomienda emplear el MEC y desarrollar análisis que justifiquen el uso cotidiano en la práctica. Esto con el propósito de ofrecer un nuevo estilo de reportar el comportamiento estructural de una plataforma marina ante la presencia de sismos raros y excepcionales.

- Se recomienda incluir en los cálculos la interacción suelo-pilote, ya es importante conocer el comportamiento del sistema estructural ante tal situación. Así, se podría conocer qué es lo que falla primero (el suelo, los pilotes o la subestructura de la plataforma) cuando se produce la demanda máxima de deformación, ante la presencia de un sismo excepcional e intenso.

## REFERENCIAS

- API, (2000), "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-Working stress design", American Petroleum Institute, 21ª edición, Washington, D.C. EUA, diciembre.
- ATC, (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Reporte ATC-40, Vol 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, EUA, noviembre.
- Camilo P., (1995), "Procedimiento aproximado para la determinación de la capacidad sísmica de edificios", Tesis de maestría DEPMI, UNAM, México.
- Bea R., (1997), "Lineamientos de estudio y diseño sísmico para plataformas marinas", Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference, Yokohama, Japon.
- Bertero V. V., (1995), "Tri-service manual methods", en Vision 2000, Part 2, App. J. Sacramento, California.: Structural Engineers Association of California, EUA.
- Chávez M., (1987), "Análisis de riesgo sísmico en varios sitios de la Bahía de Campeche", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, marzo.
- Chopra A. K., (1995), "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice Hall, Nueva Jersey, EUA.
- Chopra A. K. y Goel R. K. (1999), "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems", Report No. PEER-1999/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of engineering, University of California, Berkeley, EUA, abril.
- Chrysostomou C. Z., Gergerly P. y Abel J. F., (1988), "Preliminary studies of the effect of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of steel frames", Informe técnico NCEER-88-0046, National Center for Earthquake Research, Buffalo, NY, EUA, diciembre.
- CSI, (2004), "SAP2000 Integrated finite element analysis and design of structures, verification manual", Versión 9.10, Computers and structures, Inc., Berkeley, California, EUA, agosto.
- Correa M., (1993), "Aplicación del método del espectro de capacidad en edificios del valle de México", Tesina de maestría DEPMI, UNAM, México, febrero.
- Deierlein G. G. y Hsieh S-H., (1990), "Seismic response of steel frames with semi-rigid connection using the capacity spectrum method", Proceedings of 4<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering 2:863-72.
- FEMA, (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 273, y "NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., EUA, octubre.

Fajfar P., Gaspersic P. y Drobic D., (1997), "A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures", Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia, A.A, Balkema, Rotterdam/Brookfield.

Fajfar P. y Krawinkler H. (1997), "Seismic design methodologies for the next generation of codes", Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia, A.A, Balkema, Rotterdam/Brookfield.

Fajfar P., (1998), "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", IKPIR Report EE-3/98, University de Ljubljana, Slovenia.

Fajfar P., (1999), "Capacity spectrum method based on inelastic spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Freeman S. A., Nicoletti J. P. y Tyrell J. V., (1975), "Evaluation of existing buildings for seismic risk-A case study of puget sound naval shipyard, Bremerton, Washington", Proceedings of 1<sup>st</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 113-22 Berkeley, California, EUA, EERI.

Freeman S. A., (1978), "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", Douglas McHenry International, Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, EUA.

Freeman S. A., (1998), "Development and use of capacity spectrum method", Proceedings of 6<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, CD-ROM, Oakland, California, EUA, EERI.

Jennings P. C., (1968), "Equivalent viscous damping for yielding structures", Journal of the Engineering Mechanics Division 94 (EMI): 103-116 ASCE, EUA.

Krawinkler H. y Seneviratna G. D. P. K., (1998), "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, abril-junio, pp 452-464.

Krawinkler H. y Nassar A. A. (1992), "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, eds. P. Fajfar y H. Krawinkler. Elsevier Applied Science, Nueva York, EUA.

Meli P., (2000), "Diseño estructural", Limusa, 2da edición, México.

Muñoz G. E., (2001), "Respuesta sísmica estática no lineal de puentes", Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Newmark N. M. y Hall W. J., (1982), "Earthquake spectra and design", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

Paret T. F., Sasaki K. K., Eilbeck D. H., y Freeman S. A., (1996), "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects", Paper No. 996, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

Park R. y Paulay T., (1976), "Reinforced concrete structures", John Wiley and Sons, Nueva York. EUA.

Park Y. J. y Ang A., (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, abril.

PEMEX, PEP, IMP, UNAM y Universidad de California., (2000), “Diseño y evaluación de plataformas marinas fijas en la Sonda de Campeche”, PEMEX Exploración y Producción, México, diciembre.

Priestley M. J. N., (2000), “Performance based seismic design”, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, enero–febrero.

Reinhorn A. M., Li C. y Constantinou M. C., (1995), “Experimental and analytical investigations of seismic retrofit of structures with supplemental damping”, Report No. NCEER-95-0001, State Univ. of Nueva York, Buffalo, EUA.

Reinhorn A. M., (1997), “Inelastic analysis techniques in seismic evaluations”, Seismic design methodologies for the next generation of codes, Eds. P. Fajfar y H. Krawinkler, 277-87, Rotterdam: Balkema.

Scott L. R., Vance V. y Krawinkler H. (1994), “Nonlinear static push-over analysis-why, when, and how?”, Memorias de la 5th U. S. National Conference on Earthquake Engineering, EUA, Vol. 1: 283-292.

Skallerud B. y Amdahl J., (2002), “Nonlinear analysis of offshore structures”, Research studies press LTD., Philadelphia, PA 19106, EUA, enero.

US-Japon Joint Technical Committee, (1984), “Interim summary report on test of 7-story R. C. building”, Journal of Structural Engineering, Vol 110, No. 10, Japón, octubre.

Veletsos A. S. y Newmark N. M., (1960) “Effects of inelastic behavior on the response of simple system to earthquake motions”, Memorias de la 2<sup>nd</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Japon 2: 895-912.

Vidic T., Fajfar P. y Fischinger M., (1994) “Consistent inelastic design spectra: strength and displacement”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23(5) 507-521.

## LISTA DE SIMBOLOS

$A$	Ordenada de la pseudo-aceleración en el espectro de diseño elástico en $(T_n, \zeta)$ .
“ $A$ ”	Procedimiento para estimar la demanda de desplazamiento.
$A_i$	Pseudo-aceleración correspondiente a la demanda de desplazamiento $D_i$ .
$A_P$	Pseudo-aceleración en el punto $P$ de la curva $P-Q$ .
$A_y$	Pseudo-aceleración correspondiente a la ductilidad permisible.
“ $B$ ”	Procedimiento para estimar la demanda de desplazamiento.
“ $C$ ”	Procedimiento para estimar la demanda de desplazamiento.
$C_v$	Coefficiente sísmico.
$D$	Demanda de desplazamiento inducida por sismo.
$D_i$	Demanda de desplazamiento máxima para procedimiento iterativo “ $A$ ”.
$D_{exact}$	Demanda de desplazamiento exacta determinada por medio de un procedimiento RHA.
$D_j$	Demanda de desplazamiento para procedimiento iterativo $i+1$ .
$D_P$	Desplazamiento máximo en el punto $P$ de la curva $P-Q$ .
$D_y$	Desplazamiento de fluencia de un sistema.
$E_D$	Energía disipada.
$E_s$	Energía liberada del sistema.
$F$	Fuerza lateral.
$F_o$	Fuerza de fluencia mínima requerida para que la estructura permanezca elástica.
$F_y$	Fuerza de fluencia de un sistema elastoplástico.
$K$	Rigidez de la rama elástica de un sistema bilineal.
$K_{sec}$	Rigidez secante de un sistema bilineal.
$M$	Matriz de masas del sistema.
$M_1^*$	Masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración.
$N$	Número de niveles de la estructura.
$NMM$	Nivel medio del mar.
$P$	Punto inicial de coordenadas $D_P$ y $A_P$ .
$Q$	Punto final de coordenadas $D_Q$ y $A_Q$ .
$R_y$	Factor de reducción de la fuerza de fluencia.
$S_A$	Pseudo-aceleración.
$S_D$	Pseudo-desplazamiento.
$T_n$	Periodo natural de vibración.
$T_{eq}$	Periodo natural de vibración del sistema equivalente.
$U_m$	Desplazamiento máximo en una gráfica fuerza-desplazamiento de un sistema equivalente.
$U_N$	Desplazamiento del $N$ -ésimo nivel.
$U_y$	Desplazamiento de fluencia en una gráfica fuerza-desplazamiento de un sistema equivalente.
$V_b$	Cortante basal.
$W$	Peso de un sistema estructural elastoplástico.
$f_y$	Fuerza de fluencia en una gráfica fuerza-deformación de un sistema equivalente.
$G$	Aceleración de la gravedad.
$m_i$	Masa del $i$ -ésimo nivel.
$\alpha$	Coefficiente que modifica la rigidez de la rama elástica en un sistema equivalente.
$\alpha K$	Rigidez de la rama de fluencia en un sistema equivalente.
$\zeta$	Relación de amortiguamiento viscoso.
$\zeta_{eq}$	Amortiguamiento viscoso equivalente.

$\zeta_{eq}$	Amortiguamiento viscoso total del sistema equivalente.
$\phi_{i1}$	i-ésimo elemento del modo fundamental $\phi_1$ .
$\kappa$	Factor de modificación del amortiguamiento equivalente.
$\mu$	Factor de ductilidad.
$\Gamma_1$	Factor de participación modal para el modo fundamental de vibración.