



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON

ESTIMACION DEL COMPORTAMIENTO AL COLAPSO DE  
PLATAFORMAS MARINAS SUJETAS A CARGOS DE  
OLEAGE.

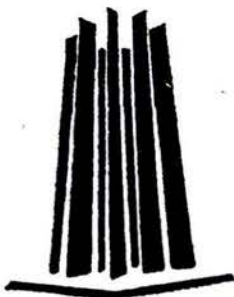
**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**I N G E N I E R O C I V I L**

P R E S E N T A :

**EDSON AUGUSTO ALVAREZ RAMIREZ**



ASESOR DE TESIS: ING. KARLA IVONNE GUTIERREZ VAZQUEZ  
DR. JOSE EFRAIN RODRIGUEZ SANCHEZ

MEXICO

2004



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

---

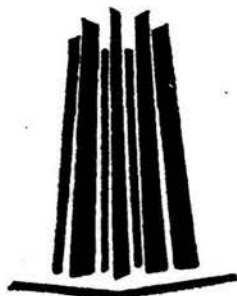
---

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON

ESTIMACION DEL COMPORTAMIENTO AL COLAPSO DE  
PLATAFORMAS MARINAS SUJETAS A CARGOS DE  
OLEAGE.

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**EDSON AUGUSTO ALVAREZ RAMIREZ**

ASESOR DE TESIS: ING. KARLA IVONNE GUTIERREZ VAZQUEZ  
DR. JOSE EFRAIN RODRIGUEZ SANCHEZ



## AGRADECIMIENTOS

A nuestra máxima casa de estudios:

*Universidad Nacional Autónoma de México.*

A la persona que me dio el ser:

*Maria de Lourdes Ramírez García.*

A mi Madre por sus cuidados, cariños y todo el apoyo  
brindado para lograr una de mis grandes metas en la vida:

*Candelaria García Soto*

A mis Papás:

*Adrián Guadalupe Ramírez García.*

*José Esteban Álvarez Solano.*

A mi Novia por su comprensión y dulzura  
en los momentos difíciles de mi vida:

*Rocío Magali Barrita Romero*

A mis tíos por su ejemplo y apoyo:

*Micaela Ramírez García.*

*Diego Luis Rosas Padilla.*

*Adrián Felipe Ramírez García.*

*Inés García Orta.*

*Rogelio Álvarez Solano.*

*Lilia Temix Echevarria.*

*Verónica Álvarez Solano.*

*Héctor Díaz Barroso.*

*Roque Álvarez Solano.*

Al Instituto Mexicano del Petróleo por las  
facilidades prestadas para la realización de  
este trabajo y a sus honorables Ingenieros.

*Dr. José Efraín Rodríguez Sánchez.*

*M en C. José Daniel Muñoz Espinosa.*

*A Dios por darme salud y todo lo que  
tengo.*

*La felicidad no es un estado del ser  
humano permanente, se presenta por  
momentos, y este es uno de ellos.*

# ***ESTIMACIÓN DEL COMPORTAMIENTO AL COLAPSO DE PLATAFORMAS MARINAS SUJETAS A CARGAS DE OLEAJE.***

<b>Capítulo 1 MARCO FÍSICO DEL PROBLEMA</b>	<b>Página.</b>
1.1. Descripción genérica de las Plataformas.	
1.1.1. Tipos y Servicios.	1
1.1.2. Estructuración.	3
1.2. Solicitaciones Mecánicas.	
1.2.1. Fuerzas de Oleaje.	4
1.2.2. Fuerzas de Viento.	14
1.2.3. Fuerzas de Corriente.	17
1.2.4. Fuerzas de Sismo.	18
<b>Capítulo 2 MARCO TEÓRICO DEL MECANISMO DE COLAPSO.</b>	
2.1. Conceptos Generales.	
2.1.1. Carga Crítica.	20
2.1.2. Colapso.	20
2.2. Mecánica del Medio Continuo. Elástico.	21
2.3. Mecánica del Medio Continuo. Plástico.	23
2.4. Mecanismos de Plastificación.	24
2.4.1. Elementos Estructurales.	30
2.4.2. Conexiones Tubulares.	31
<b>Capítulo 3 DESARROLLO DE MODELOS DEL COMPORTAMIENTO AL COLAPSO DE PLATAFORMAS MARINAS.</b>	
3.1. Identificación de variables relevantes en el comportamiento al colapso de plataformas marinas.	33
3.2. Desarrollo de los modelos de plataformas marinas para estimar el comportamiento al colapso.	43
3.3. Establecimiento de las consideraciones relevantes de análisis de los modelos.	52
<b>Capítulo 4 CASOS DE APLICACIÓN.</b>	
4.1. Análisis de los modelos.	56
4.2. Análisis de sensibilidad de los parámetros relevantes.	62
4.3. Influencia de los parámetros relevantes en la carga de colapso de la estructura.	84
<b>Capítulo 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	
5.1. Conclusiones y Recomendaciones	96
<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	98



---

### **OBJETIVO:**

Identificar las variables relevantes en la estimación del comportamiento al colapso de plataformas marinas.

### **ALCANCES Y METAS:**

1. Identificar las sollicitaciones oceanográficas a las cuales están sujetas las plataformas marinas.
2. Identificar los mecanismos de colapso en sistemas estructurales.
3. Desarrollar modelos matemáticos de plataformas marinas.
4. Realizar análisis de colapso e identificar el efecto de las variables en los resultados obtenidos.



Debido a la importancia económica nacional que representan las plataformas fijas localizadas en la Sonda de Campeche, es necesario mantener niveles de seguridad adecuados para dichas instalaciones. Con este propósito las plataformas marinas se analizan utilizando los análisis elástico y de resistencia última. El análisis de resistencia última permite identificar los mecanismos de colapso que pueden presentarse en el sistema estructural sometido a un tipo de carga. Para el caso de plataformas marinas las cargas que pueden causar el colapso son las generadas por el oleaje en condiciones de tormenta.

En este trabajo se analizan configuraciones estructurales típicas de plataformas marinas sometidas a cargas de oleaje de tormenta con el propósito de identificar los mecanismos de colapso y las variables que intervienen en los análisis de resistencia última. Asimismo, el análisis de resistencia última se realiza mediante dos tipos de software, en uno de ellos se realiza un modelo detallado de la estructura mediante elementos tipo barra y en el otro se modela la estructura de manera simplificada.

En el análisis de resistencia última intervienen varios parámetros provistos por el ingeniero analista, lo cuales tienen diferente efecto en los resultados, por lo que en este trabajo se identifican los más relevantes a fin de determinar su influencia en los resultados.

En el capítulo 1 se identifican las generalidades correspondientes a las plataformas marinas así como el aspecto teórico de las sollicitaciones a las que se encuentran sometidas.

En el capítulo 2 se revisan los mecanismos de falla de sistemas estructurales sencillos, así como las teorías de comportamiento de materiales aplicables en el rango elástico e inelástico.

En el capítulo 3 se desarrollan los modelos matemáticos de las plataformas típicas elegidas.

En el capítulo 4 se presentan los resultados de los análisis de resistencia última y se identifican los parámetros relevantes en este tipo de análisis.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones encontradas en este trabajo.



## 1.1 Descripción genérica de las plataformas marinas fijas tipo Jacket.

### 1.1.1. Tipos y servicios.

Las plataformas fijas se caracterizan por encontrarse asentadas sobre el suelo marino, durante los pasados 20 años dos grandes categorías de plataformas fijas se han venido desarrollando: Plataformas de concreto (gravedad) desarrolladas en el Mar del Norte y la Plataforma convencional de acero o tipo (Jacket) desarrollada en el Golfo de México, estas plataformas han representado la solución estructural más común para conjuntos de producción y perforación. Sin embargo la experiencia indica que en profundidades mayores de 300 m ya no son eficientes. En este trabajo hablaremos de las plataformas desarrolladas en el Golfo de México. [17]

De acuerdo al servicio que prestan las plataformas se clasifican como:

*Plataforma de perforación.-* Cuentan con 2 cubiertas, en la cubierta superior aloja la totalidad del equipo de perforación y la torre, grúas para maniobras de carga y descarga, módulo habitacional, un helipuerto y una zona para almacenaje de insumos en cantidad suficiente para mantener por varios días las operaciones de perforación, en caso de interrumpirse el abastecimiento habitual por mal tiempo u otra causa; y en la cubierta inferior se localiza el equipo de producción así como los tableros para su control de pozos y la trampa de diablos. Las dos cubiertas se localizan a 15.850 y 21.641 m sobre el NMM soportadas por 8 columnas; en las estructuras recientemente diseñadas para la Sonda de Campeche, la cubierta inferior está localizada en la Elev. +19.100 m. Estas plataformas en México se diseñaban para perforar hasta 12 pozos, aunque no siempre operan todos, los diseños nuevos consideran la perforación de 18 pozos.

*Plataforma de inyección.-* Este tipo de plataformas se instala con la finalidad de perforar pozos para inyectar agua presurizada a los estratos productores de crudo cuya producción ha sido mermada y así incrementar el rendimiento. Cuentan con cubiertas y capacidades de perforación prácticamente idénticas a las plataformas de perforación.

*Plataforma de producción.-* Contiene equipo e instalaciones para separar la mezcla de petróleo, gas, agua y sedimentos que constituye al crudo recién extraído, darle un tratamiento preliminar para después poder transportarlo (petróleo, gas), quemarlo (gas) o reinyectarlo al suelo (agua, sedimentos). Dependiendo de la capacidad de manejo y separación de crudo, estas plataformas se subdividen en productoras temporales o permanentes. Su clasificación influye en el espacio requerido de cubiertas: las temporales constan regularmente de 2 cubiertas soportadas por 8 columnas. Por su parte las productoras permanentes instaladas a la fecha, tienen 3 cubiertas apoyadas sobre 8 ó 12 columnas.





Plataforma de enlace.- Habitualmente se localizan entre la plataforma perforación y la de producción. En ella se recibe el crudo vía ducto y se envía por el mismo medio a la plataforma de producción para la separación y transporte subsecuente a terminales en tierra o en mar, generalmente cuentan con una sola cubierta que se apoya sobre 8 columnas.

Plataforma habitacional.- Su función es soportar módulos de vivienda. Cuentan con 2 cubiertas apoyadas sobre 8 columnas aunque también existen algunas apoyadas sobre 4 columnas.

Plataforma de compresión de gas.- En ella reside equipo de compresión para presurizar el gas proveniente de las plataformas productoras y enviarlo a las terminales en tierra mediante gasoductos submarinos. Cuenta con 2 cubiertas apoyadas sobre 8 columnas.

Plataforma de rebombeo.- Sustentan turbo bombas que sirven para impulsar el crudo a través de los ductos submarinos ya sea de gas o de crudo hacia terminales en tierra o boyas en el mar. Habitualmente están conformadas por 2 cubiertas apoyadas sobre 8 columnas.

Plataforma de telecomunicaciones.- Soporta la torre de telecomunicaciones, el módulo de telecomunicaciones y de radares en algunos casos también modulo habitacional y helipuerto. Estas estructuras comúnmente soportan una sola cubierta en 3 piernas, aunque existen también casos con 4 piernas.

Plataforma recuperadora.- Se les nombra también protectoras de pozos; se utilizan para proteger a un pozo que se ha perforado con fines exploratorios. Si la producción del pozo resulta rentable, se procede a la instalación de una plataforma para su explotación, en caso contrario se taponan y se abandonan. Están conformadas habitualmente con una sola cubierta y un helipuerto, soportadas por 3 piernas, aunque menos comunes las hay de 4 piernas.

Plataforma para quemador.- Soportan un puente de comunicación que lleva una línea de gas, una torre para el quemador y el quemador del gas excedente que no puede ser aprovechado. Está constituida por una cubierta y soportada por 3 columnas.

Plataforma de apoyo intermedio.- Cuando los claros a librar entre plataformas con puentes son muy grandes, es necesario contar con un apoyo intermedio. Esa es la función de estas plataformas, cuentan con una cubierta apoyada frecuentemente en 3 columnas con algunos casos escasos que se apoyan en 4 columnas. [9]



### 1.1.2. ESTRUCTURACIÓN.

Las plataformas marinas están compuestas por una superestructura y una subestructura, siendo la primera la que se encuentra fuera del agua en la parte superior y la segunda la que se encuentra dentro del mar hasta el fondo marino. Se le denomina plataforma fija tipo jacket debido a que dentro de las piernas de la subestructura van los pilotes, los cuales penetran el lecho marino hasta el nivel de hincado de diseño

Dependiendo del servicio que prestará la plataforma es el diseño con el que contará la superestructura, la cual está constituida normalmente de vigas de sección abierta, columnas circulares, y el sistema de piso es de rejilla de alta resistencia, todo constituido de acero estructural.

La subestructura está normalmente constituida por miembros cilíndricos de acero, tanto para las piernas así como para los elementos secundarios de arriostramiento. Las piernas de la subestructura tienen una inclinación para proveer de mayor resistencia a las cargas horizontales y debido a que los pilotes se encuentran dentro de las piernas de la subestructura también cuentan con esta inclinación. Sin embargo esta inclinación es normalmente menor que  $10^\circ$  ya que inclinaciones mayores ocasionarían problemas de instalación.

Los pilotes sirven básicamente para dos propósitos:

- ❖ Proveen el soporte necesario para la superestructura.
- ❖ Asegurar la estructura contra fuerzas laterales como oleaje, viento y corriente.

La función de la superestructura es proveer el sistema de piso para la vivienda y operación de equipos y personas que trabajan en la extracción de petróleo y gas. Sus elementos principales (vigas y columnas) que la componen son de gran dimensión esto hace que aunado al sistema de piso sea una estructura bastante rígida.

La subestructura provee a los pilotes el arriostramiento entre ellos para que trabajen en conjunto según sea el número de piernas con el que se cuente pueden ser desde tres (tripode) hasta doce (dodecápodo) piernas. [16]

Debido a lo comentado anteriormente, para este trabajo el enfoque principal será para el sistema subestructura pilote ya que éste determina el colapso global de la estructura.

La estructuración de la subestructura está diseñada para soportar y distribuir los esfuerzos y cargas generados por cada una de las etapas de vida de la plataforma, (construcción, transportación, instalación y operación). Para cumplir con dicho objetivo en algunos casos



es necesario la colocación de elementos que sirven de refuerzo solo en una etapa de la plataforma quedando sin función para etapas posteriores.

Siendo un caso típico las placas de apoyo que se colocan para la sustentación de la subestructura durante el proceso de hincado de pilotes o los elementos pequeños entre las bahías de arriostramiento que solo sirven para la etapa de transportación de la subestructura, posteriormente estos elementos no contribuyen en mucho a la distribución de esfuerzos cuando la plataforma se encuentra en operación o tormenta.

Para este trabajo se discutirán dos tipos de plataformas, serán tetrápodos y octápodos debido a la complejidad de su sistema estructural y a que este tipo de estructuras son las que más frecuentemente se encuentran en la Sonda de Campeche.

## 1.2 Solicitaciones Mecánicas.

Debido al ambiente en el que las plataformas marinas fijas operan, se encuentran sometidas a las siguientes cargas ambientales:

- a. Oleaje.
- b. Viento.
- c. Corriente.
- d. Sismo.

Así como de sus respectivas cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva) correspondientes al servicio que prestan.

A continuación se describen los aspectos teóricos y prácticos para el análisis de estas sollicitaciones mecánicas.

### 1.2.1. Oleaje.

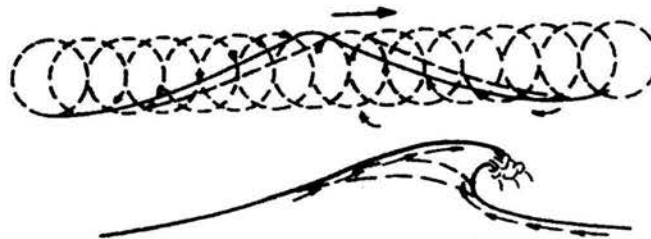
Salvo algunas excepciones que corresponden a fenómenos extraordinarios como los maremotos, las olas son debidas a la acción del viento sobre la superficie marina. Al trasladarse las masas de aire sobre el mar, las pequeñas diferencias de presión que hay en el aire y la fricción entre aire y agua producen fuerzas sobre la superficie, las cuales ponen en movimiento las partículas de agua.

Al encrespase la superficie del mar, el viento ejerce fuerzas de empuje sobre la parte posterior de las olas y de succión sobre la parte frontal. Dichas fuerzas van aumentando al crecer la ola y al oponer ésta cada vez un área mayor a la acción del viento, hasta que se llega a un estado de equilibrio entre las fuerzas de arrastre debidas al viento y las de gravedad del agua, el oleaje llega a un estado estacionario, si el viento actúa con una velocidad constante durante un lapso suficientemente grande. Las características del oleaje



dependen esencialmente de la velocidad del viento que lo genera y podrá establecerse una correlación entre los dos fenómenos.

Las partículas de agua que forman una ola no se trasladan, sino que oscilan describiendo una trayectoria aproximadamente circular esto depende de la profundidad del agua. La posición relativa de una partícula que se encuentra en la superficie, con respecto a las contiguas, varían con el tiempo, en un instante dado ocupa una posición diferente sobre el círculo que está describiendo. De esta manera la superficie del agua adopta una forma como la que se aprecia en la figura 1.15 y ésta define el perfil de la ola. La variación de este perfil da la impresión de una traslación del agua, sin embargo, las partículas de agua no se trasladan. [17]



**Figura 1.1 Dirección de propagación.** [17]

Las partículas que se encuentran bajo la superficie también oscilan, describiendo círculos cada vez de menor diámetro a medida que aumenta la profundidad. Por tanto el perfil de la ola mantiene la misma forma al aumentar la profundidad, pero la amplitud del movimiento disminuye, figura 1.16



**Figura 1.2 Variación del perfil a diferentes profundidades.** [17]

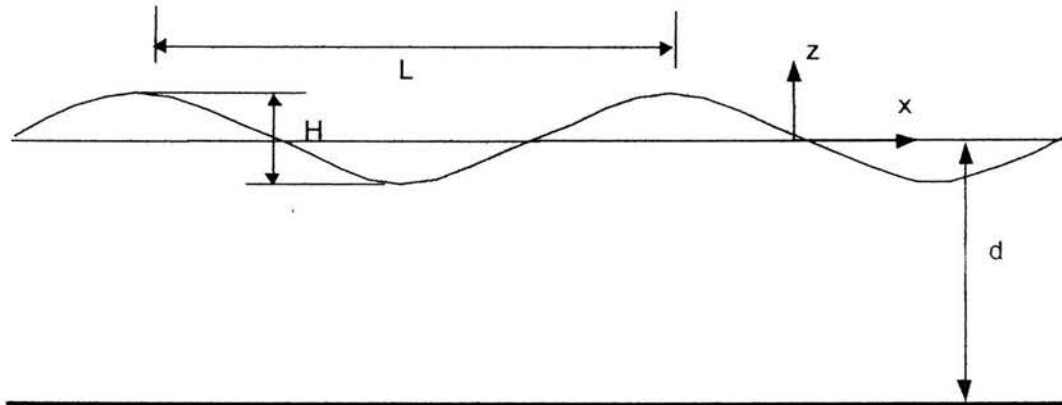
La descripción anterior es válida en aguas profundas donde la interacción con el fondo marino no afecta el movimiento del agua en el oleaje. Cuando la profundidad,  $d$  del fondo marino es menor que la mitad de la longitud de la ola  $d < L/2$ , la fricción con el fondo causa una fuerza que se opone a la que genera el oleaje; por ello la altura y longitud de la ola disminuye y la trayectoria que describen las partículas se distorsiona, pasando de circulante a elíptica.



Al seguir disminuyendo la profundidad del lecho marino, las fuerzas de fricción con el fondo causan un desequilibrio en las partículas que mantienen estacionario el oleaje, de manera que las partículas que ocupan una posición más elevada rebasan las que se encuentran más adelante dando lugar al rompimiento de la ola y a la liberación de una gran cantidad de energía.

Debido a que el oleaje se caracteriza por ser irregular y aleatorio, además de desarrollarse prácticamente en tres dimensiones su descripción matemática presenta ciertas dificultades.

Para fines prácticos y para la aplicación de teorías de oleaje lineales se considera que las olas están en dos dimensiones profundidad (Z) y longitud (X) y se propagan a una altura constante  $d$  (tirante), también se asume que el oleaje se mantiene de forma permanente, que no hay corrientes ocultas y que la superficie está libre de otros objetos o estructuras y el flujo se considera incompresible, no viscoso e irrotacional. La figura 1.17 muestra la forma general de un tren de olas. [2]



**Figura 1.3 Onda de oleaje idealizada.**

La altura de ola  $H$  es la distancia vertical desde el valle hasta la cresta, hay que prestar atención a que la elevación máxima de la ola sobre el nivel de aguas tranquilas es mayor que  $H/2$ , ya que la superficie del agua sufre un levantamiento global,  $h_0$ , de manera que la elevación de la cresta resulta  $H/2 + h_0$  y la profundidad del valle  $H/2 - h_0$ . La longitud de ola  $L$  es la distancia horizontal entre dos crestas sucesivas, el período de la ola  $T$  es el intervalo de tiempo entre el paso de dos crestas sucesivas en un punto particular y la



celeridad de la ola es la velocidad con la que viaja la ola a través del fluido  $c = L/T$ . Es conveniente indicar la celeridad en función de la frecuencia angular de la ola  $\omega = 2 \cdot \pi/T$  y el número de la ola  $k = 2 \cdot \pi/L$ , por lo tanto  $c = \omega/k$ . Cualquier tren de olas generalmente es especificado por las cantidades H, L y d o por H, T y d y el objetivo de cualquier teoría de oleaje es determinar c.

Se han desarrollado varias teorías para analizar matemáticamente el fenómeno, mismas que han ido evolucionando desde que hicieron su aparición.

La teoría clásica, desarrollada por Airy en 1845, se denomina “teoría lineal de pequeña amplitud”, siendo su importancia notable debido a que se ajusta bastante bien al comportamiento real de las olas cuando se encuentra en profundidades infinitas siendo, además, de fácil aplicación.

En 1802 Gerstner desarrolló la “teoría trocoinal” que fue la primera en considerar ondas de amplitud finita; para describir el perfil de la onda se considera adecuada, dejando mucho que desear en cuanto al movimiento orbital de las partículas. Por su parte Stokes en 1880 estableció una teoría, también de amplitud finita, la cual en sus aproximaciones de 3° y 4° orden describe adecuadamente el oleaje en mar profundo.

Las teorías mencionadas no presentan validez cuando se trata de profundidades reducidas ya que no consideran la influencia del fondo del océano sobre el perfil de las ondas. La teoría de Korteweg o senoidal merece especial mención en este sentido ya que es la que mejor define el funcionamiento ondulatorio en profundidades someras, aunque su principal obstáculo lo representa la dificultad práctica para su aplicación.

La teoría senoidal tiene su límite de aplicación cuando se acerca la ruptura del oleaje, en cuyo caso la teoría de la onda solitaria ofrece una buena aproximación y su manejo es relativamente sencillo.

En función del movimiento de las partículas líquidas las teorías se pueden agrupar en tres grupos

- a) Oscilatorias: la partícula líquida describe órbitas cerradas (por ejemplo trocoinal).
- b) Cuasi-oscilatorias: órbitas no cerradas con ligero movimiento neto en algún sentido o con pequeños desplazamientos de masa (por ejemplo teoría senoidal).
- c) De translación: el movimiento orbital es una translación con transporte de masa; fenómeno típico de una ola en rompimiento (teoría de la onda solitaria).



Movimientos causados por la fricción con el fondo marino.

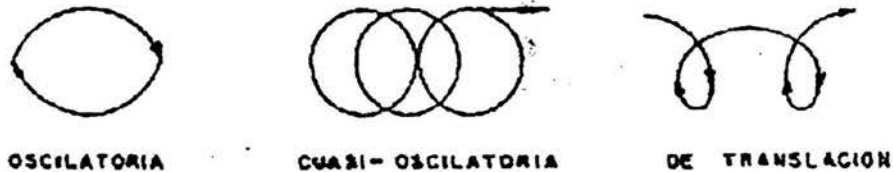


Figura 1.4. Movimiento de las partículas líquidas [17]

Las teorías también pueden caracterizarse basándose en los perfiles que describen las ondas en cada una de ellas; en la figura siguiente se presenta algunos ejemplos:

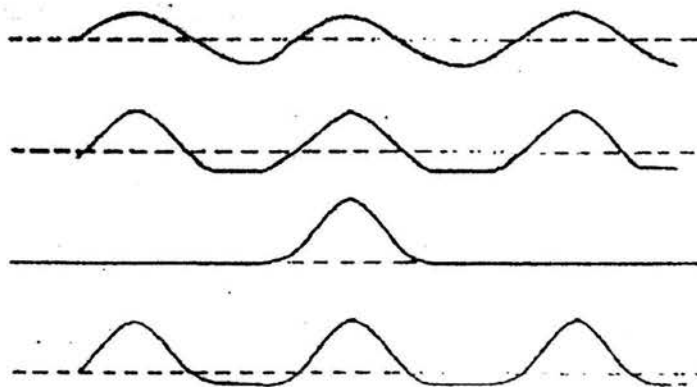


Figura 1.5. Perfiles de diversos tipos de onda. [17]

Las fuerzas de oleaje en una plataforma marina son dinámicas en la naturaleza pero estas cargas pueden ser representadas por sus cargas estáticas equivalentes y se pueden determinar mediante tres diferentes formas:

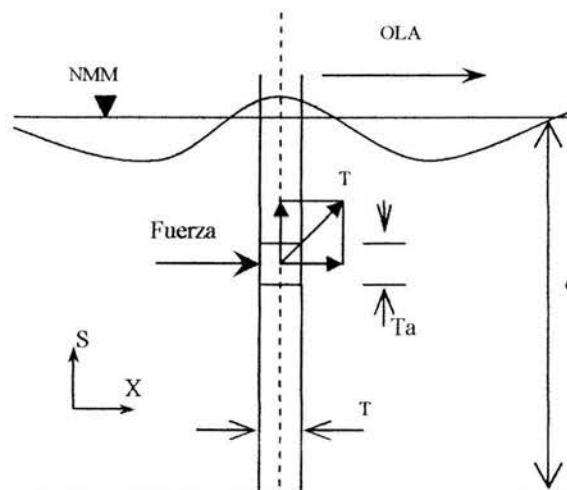
- a) Ecuación de Morison.
- b) Teoría de Froude – Krylov.
- c) Teoría de difracción.

Cuando la fuerza de arrastre es pequeña y la fuerza de inercia predomina, pero la estructura es relativamente pequeña, se puede aplicar la teoría de Froude – Krylov. Esta teoría utiliza la presión de oleaje incidente y el método del área de presión en la superficie de la estructura para determinar la fuerza.



Cuando el tamaño de la estructura es comparable con la longitud de la ola, la estructura altera el campo del oleaje alrededor de la misma, en este caso la difracción del oleaje en la superficie de la estructura debe ser tomada en cuenta para la evaluación de las fuerzas, a esta teoría se conoce como la teoría de difracción. Las teorías mencionadas presentan soluciones cerradas para casos simples, generalmente envuelven una serie de técnicas numéricas para resolver la ecuación de Laplace con las condiciones límite asociadas.

La ecuación de Morison fue desarrollada para describir las fuerzas de oleaje horizontales actuando sobre una pila vertical que se extiende desde la línea de lodos hasta la superficie libre del agua, la teoría parte de que la fuerza ejercida por olas superficiales continuas tiene dos componentes, inercia y arrastre (Ver figura 1.20), esta ecuación es aplicable a estructuras pequeñas en comparación con la longitud de la ola y con fuerza de arrastre significativa.



**Figura 1.6. Fuerzas de oleaje sobre un cilindro [2]**

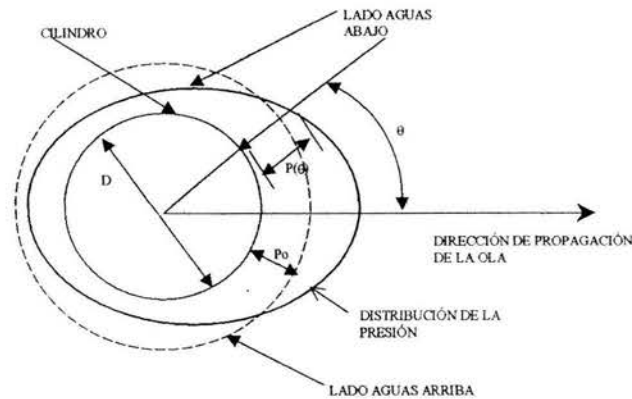
El principio envuelto en el concepto de la fuerza de inercia es que una partícula de agua moviéndose en una ola lleva un momentum en ella. Como la partícula de agua pasa alrededor del cilindro circular, éste se acelera y se desacelera. Esto requiere que el trabajo se haga a través de la aplicación de una fuerza sobre el cilindro para incrementar este momentum.

La causa principal de la fuerza de arrastre es la presencia de una región de estela sobre el lado de “aguas abajo” del cilindro. La estela es una región de baja presión comparada a la presión sobre el lado de “aguas arriba”, lo cual genera una diferencia de presión por la estela entre el flujo aguas arriba y el de aguas abajo en un instante de tiempo dado.





El movimiento de la partícula es oscilatorio. Así el lado de aguas abajo del cilindro se invierte cada medio ciclo, como se observa en la figura 1.21.



**Figura 1.7. Distribución de presiones por oleaje alrededor de un cilindro. [2]**

En la figura 1.21  $P_0$  es la presión inicial,  $P(\theta)$  es la presión en el lado aguas arriba en un instante de tiempo dado que se presenta en un ángulo  $\theta$  arbitrario medido a partir de la dirección de propagación de la ola,  $D$  es el diámetro del cilindro.

El diferencial de presión causa que se ejerza una fuerza en la dirección de la velocidad instantánea de la partícula de agua. En un flujo estacionario el lado aguas abajo está fijo y la fuerza de arrastre es proporcional al cuadrado de la velocidad de la partícula de agua, el valor absoluto de la velocidad se ocupa para asegurar que la fuerza de arrastre está en la dirección de la velocidad.

Combinando los componentes de fuerza de inercia y arrastre, la ecuación de Morison se escribe:

$$f = C_M A_l \frac{\partial u}{\partial t} + C_D A_D |u|u \quad (1.1)$$

donde:

$$A_l = \rho \frac{\pi}{4} D^2 \quad A_D = \frac{1}{2} \rho D \quad (1.2)$$

$C_M$  = Coeficiente de inercia.

$\frac{\partial u}{\partial t}$  = Aceleración de la partícula de agua en la línea central del cilindro.

$C_D$  = coeficiente de arrastre.



$u$  = velocidad instantánea de la partícula de agua.

$\rho$  = densidad del líquido.

$D$  = diámetro del cilindro.

Para obtener la historia de fuerzas por oleaje es conveniente escribir la ecuación de Morison como sigue:

$$f(t) = C_{M\rho} \frac{\pi}{4} D^2 \ddot{u}(t) + C_D \frac{1}{2} \rho D |u(t)| u(t) \quad (1.3)$$

donde  $f(t)$  es la fuerza por unidad de longitud del cilindro.

Morison basa su teoría en asumir que la cinemática del flujo en la región cercana a la estructura no cambia en la dirección del oleaje incidente. Cuando un cuerpo se extiende sobre una fracción significativa de la longitud de la ola, la incidencia de las olas generalmente experimenta una significativa dispersión o difracción y los cálculos de la fuerza de oleaje deben entonces tomar en cuenta estos efectos.

Esta situación caracteriza el régimen de difracción de la interacción oleaje/estructura y se considera que ocurre generalmente cuando la estructura se extiende más de un quinto de la longitud de ola incidente. Lo anterior contrasta la interacción del oleaje con un elemento estructural esbelto donde el flujo de separación domina el comportamiento de la carga pero más allá de la vecindad inmediata del elemento el tren de olas no es relativamente afectado.

La ecuación de Morison calcula la fuerza de oleaje a partir de la velocidad y la aceleración relativa entre las partículas de agua y los elementos estructurales:

$$F = \frac{1}{2} w C_D D |u - \dot{x}| (u - \dot{x}) + \frac{1}{4} w C_A D^2 (\ddot{u} - \ddot{x}) + \frac{1}{4} w D^2 \ddot{u} \quad (1.4)$$

donde:

$F$  = vector de fuerza por unidad de longitud normal al eje del cilindro.

$D$  = diámetro del miembro.

$C_D$  = coeficiente de arrastre.

$C_A$  = coeficiente de masa adherida para aceleraciones del cuerpo

$C_M$  = coeficiente de masa virtual (para aceleraciones del fluido).

$u$  = velocidad del agua normal al eje del cilindro.

$\ddot{u}$  = aceleración del agua normal al eje del cilindro.



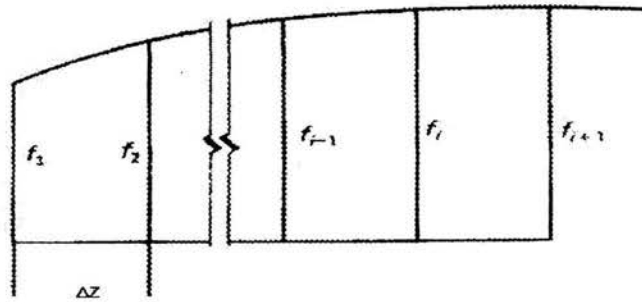
$x$  = velocidad del miembro normal a su eje.

$\ddot{x}$  = aceleraciones del miembro normal a su eje.

Y la fuerza total ejercida sobre el tubo podría calcularse de manera exacta integrando la presión a lo largo del tubo.

$$F = \int_{z_0}^z f(z) dz .$$

Se prefiere hacerlo a partir de una integración numérica determinando una fuerza concentrada para cada coordenada del tubo, mediante las formulas de Newmark que supone una variación lineal de la curva entre uno y otro intervalo de amplitud constante,  $\Delta z$



**Figura 1.8** Integral Numérica [7]

$$F_i = \frac{\Delta z}{6} (f_{i-1} + 4f_i + f_{i+1}) \text{ para puntos intermedios.} \quad (1.5)$$

$$F_i = \frac{\Delta z}{6} (2f_1 + f_2) \text{ para puntos extremos.} \quad (1.6)$$

La secuencia de pasos recomendada en el cálculo de las fuerzas estáticas de oleaje será descrito a continuación, el procedimiento para una dirección dada comienza con la especificación de la altura de ola el periodo de ola asociado, profundidad del agua en condiciones de tormenta y el perfil de corriente.

- Se determina el período aparente para posteriormente utilizarlo en el efecto Doppler de la corriente en el oleaje.
- La cinemática bidimensional de la ola son determinadas de una teoría apropiada para la altura de ola especificada, profundidad del agua en condiciones de tormenta y el periodo aparente.



- Las componentes horizontales de las partículas de oleaje inducido, velocidad y corriente son reducidas por el factor de cinemática,
- El perfil local de corriente efectivo es determinado multiplicando el perfil de corriente especificado por el factor de bloqueo de corriente.
- El perfil local de corriente efectivo es combinado vectorialmente con la cinemática de la ola para determinar las velocidades y aceleraciones incidentes locales del fluido para posteriormente ser utilizados en la ecuación de Morison
- Las dimensiones de los miembros son aumentadas debidas al crecimiento marino.
- Los coeficientes de inercia y arrastre son determinados en función de los parámetros de corriente y oleaje y de la forma del miembro, rugosidad del crecimiento marino, medida y orientación.
- Los coeficientes de fuerza del oleaje para el arreglo de conductores son reducidos por el factor de bloqueo de conductores.
- Los modelos hidrodinámicos para risers y accesorios son desarrollados.
- Las fuerzas de oleaje/corriente locales son calculadas para todos los miembros de la plataforma, conductores, risers y accesorios usando la ecuación de Morison.
- La fuerza global es calculada como la suma vectorial de todas las fuerzas locales.

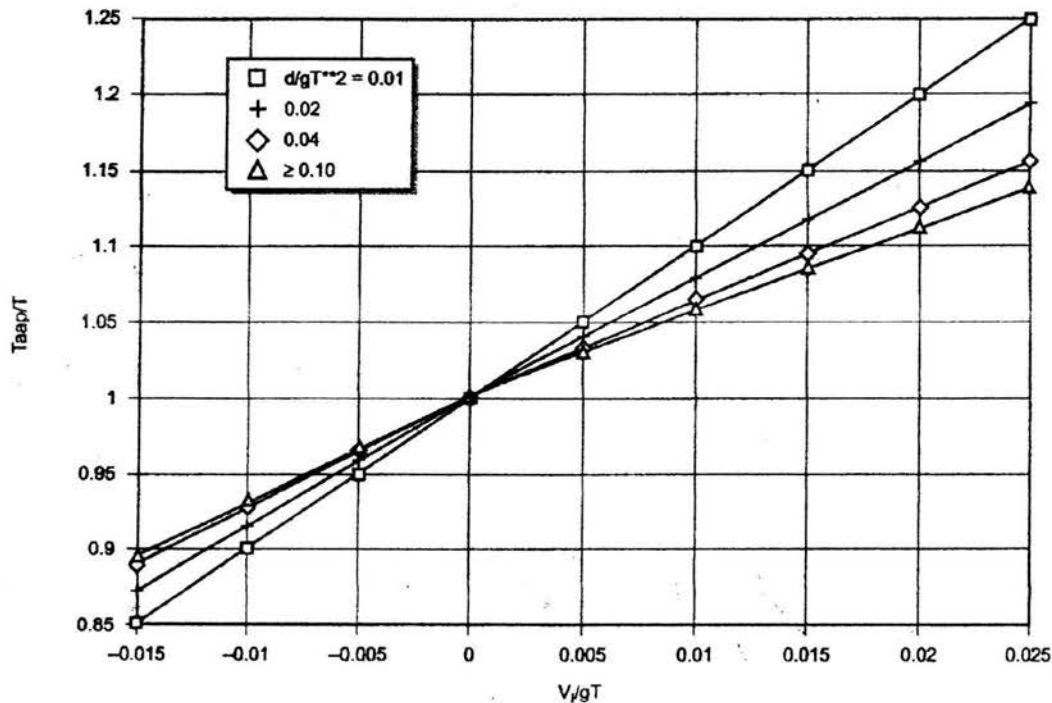


Figura 1.9 Gráfica para calcular el efecto Doppler. [1]

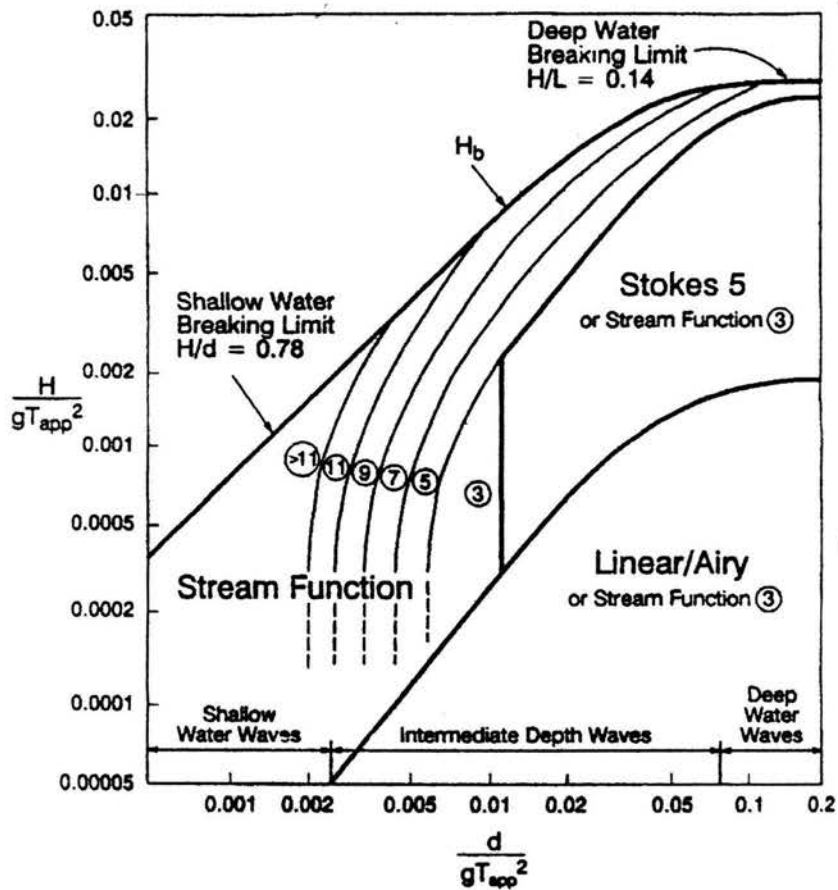
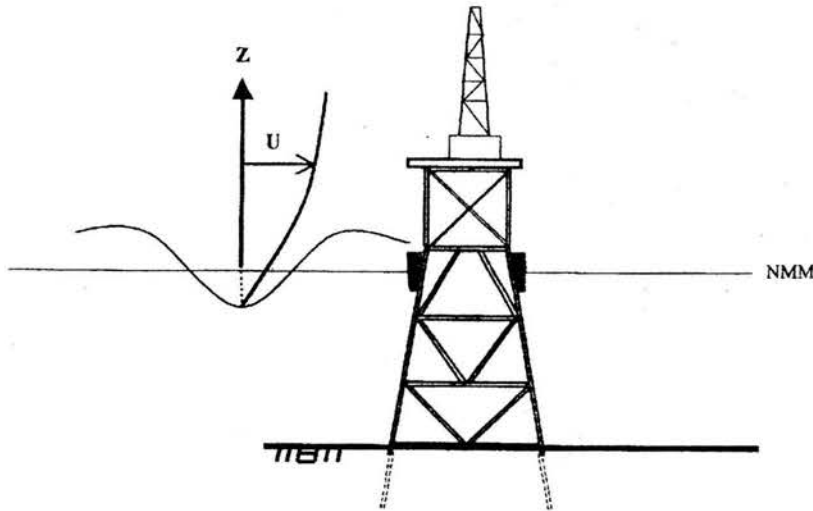


Figura 1.10 Gráfica para elegir la teoría de oleaje. [1]

### 1.2.2. Viento.

El viento es el movimiento de las masas de aire ó también otra definición aceptada técnicamente es: corriente horizontal de aire que circula con relativa proximidad a la superficie terrestre. El viento se atribuye a las desigualdades de la densidad del aire y a las presiones bajas y altas; el excesivo calentamiento del aire hace que éste se dilate y se anime de un movimiento ascendente dejando un lugar vacío en el lugar en donde se dilató, o centro de baja presión barométrica; este vacío se llena con aire más denso que procede de otras regiones o lugares de alta presión.

Supongamos un plano de referencia que describa la superficie media del mar, cuya normal es un eje Z paralelo a la altura de la plataforma; ahora si se realizan mediciones de la velocidad del viento a lo largo de Z, se puede observar que ésta tiene una distribución de velocidades no lineal.



**Figura 1.11 Distribución de las velocidades del viento con respecto a la altura [2]**

La distribución de velocidades aumenta como se aleja del Nivel Medio del Mar hasta llegar a un punto en donde las variaciones son insignificantes y se puede considerar constante, debido a que se encuentra alejada de la masa de agua como para sufrir modificaciones significantes.

La velocidad y la dirección del viento varían en el tiempo y espacio. En escalas típicas de estructuras costa afuera aun de gran magnitud, la estadística de las mediciones de las propiedades del viento (la media o la desviación estándar de la velocidad del viento) tomadas en duraciones del orden de una hora no varían horizontalmente, pero cambian con la elevación (factor de perfil). Dentro de las duraciones largas, existirán unas de duración cortas con velocidades mayores (factor de ráfaga). Por lo tanto la velocidad del viento es un valor representativo para esa elevación y duración dadas. [1]

La variación de la velocidad con la elevación y duración así como la intensidad de turbulencia del viento y el espectro de forma no han sido bien establecidos. Los datos disponibles muestran significantes variaciones y definitivamente la relación no puede ser prescrita. Las relaciones mostradas a continuación provienen de valores razonables de diseño.

Media del perfil.- La media del perfil para la velocidad del viento promedio tomado en una hora a la elevación  $z$  puede aproximarse con:

$$V(1hr, z_R) = V(1hr, z_R)(z / z_R)^{0.125} \quad (1.7)$$

Factor de ráfaga.- El factor de ráfaga  $G(t, z)$  puede ser definido como:

$$G(t, z) = \frac{V(t, z)}{V(1hr, z)} = 1 + g(t)I(z) \quad (1.8)$$



donde:

$I(z)$  es la intensidad de la turbulencia descrita a continuación y  $t$  es la duración de la ráfaga en segundos. El factor  $g(t)$  puede calcularse por:

$$g(t) = 3.0 + \ln \left[ \left( \frac{3}{t} \right)^{0.6} \right] \quad \text{para } t < 60 \text{ segundos} \quad (1.9)$$

Intensidad de la turbulencia.- es la desviación estándar de la normal de la velocidad del viento de la velocidad media tomada por más de una hora, así la intensidad de la turbulencia puede ser aproximada por:

$$I_z = \frac{\sigma(z)}{V(1hr, z)} = 0.5 \left( \frac{z}{z_N} \right)^{-0.125} \quad \text{para } z < z_N \quad (1.10)$$

$$I_z = \frac{\sigma(z)}{V(1hr, z)} = 0.5 \left( \frac{z}{z_N} \right)^{-0.275} \quad \text{para } z > z_N \quad (1.11)$$

donde  $z_N = 66$  pies (20m)

El valor de la fuerza de arrastre que ocurre debida a la velocidad del viento se puede expresar en la ecuación:

$$F = \left( \frac{w}{2} \cdot g \right) V^2 C_s A \quad (1.12)$$

donde:

F = fuerza del viento.

w = densidad del aire (1.211 kg/m<sup>3</sup>)

g = aceleración de la gravedad.

V = velocidad del viento.

C<sub>s</sub> = coeficiente de forma.

A = área del objeto

También se puede calcular la velocidad mediante la siguiente distribución.

Distribución logarítmica.- Supone que por debajo de una elevación de +30.00 sobre el Nivel Medio del Mar, el vector de velocidad del viento sufre variaciones logarítmicas considerables a lo largo del eje Z de la figura 1.25. Se puede determinar la zona en la que las variaciones son representativas mediante la siguiente ecuación. [2]



$$U(z) = U_R \frac{\ln \frac{z + z_0}{z_0}}{\ln \frac{z_R + z_0}{z_0}} \quad (1.13)$$

donde:

$U_R$  = Velocidad a la altura de referencia durante un período de una hora.

$Z_R$  = Altura de referencia igual a 10m.

$Z_0$  = Altura característica del flujo, para vientos mayores a 55 km/hr esta altura se define con la ecuación siguiente. [2]

$$Z_0 = 2.91E^{-05} \frac{U_R^2}{g} \quad (1.14)$$

### 1.2.3. Corriente.

De manera muy general la corriente se define como el desplazamiento de una masa de agua, determinada por dos características: dirección y velocidad

Las categorías más comunes son:

- 1) Corriente por mareas (asociadas con mareas astronómicas)
- 2) Corriente por circulación (asociados con patrones de circulación de la escala del océano.)
- 3) Corrientes generados por tormenta.

La suma vectorial de estas tres corrientes es la corriente total, la magnitud relativa de estas componentes y de su importancia para calcular las cargas en la plataforma varían según la localización. La frecuencia de ocurrencia de la velocidad y dirección total de corriente en diferentes profundidades para cada mes y/o temporada son muy útiles para la planeación de operaciones.

Hay al menos cuatro formas en que la marea o la corriente controlada por el viento pueden modificar el oleaje que induce fuerzas sobre una estructura.

- a) La presencia de una corriente en el campo de olas puede alterar la dirección de propagación de las olas y tiene el efecto de concentración o dispersión de energía de la ola en exactamente el mismo camino de refracción por el lecho marino.
- b) La corriente también cambia la forma del oleaje por sí misma; así un tren de olas que encuentra una corriente opuesta puede aumentar y consecuentemente liberar más energía al romperse.





- c) La corriente puede modificar sustancialmente la formación de remolinos en la estructura, por ejemplo una corriente fluyendo a través del eje de propagación de la ola tenderá a barrer con los vórtices producidos por el movimiento del oleaje sobre la estructura.
- d) La modificación más importante es la suma vectorial de oleaje y corriente inducidas a la velocidad de la partícula. Como las fuerzas de arrastre son proporcionales a la velocidad resultante, este efecto puede ser extremadamente importante. Las fuerzas inducidas por la corriente y el oleaje son calculadas por separado y después sumadas. En ausencia de olas la componente del arrastre de la ecuación de Morison puede ser usada como único componente de carga. [2]

#### 1.2.4. Sismo.

Para la realización de un análisis considerando las fuerzas sísmicas en estructuras costa afuera dependen básicamente de las características dinámicas de la estructura así como de la zona en la que se encuentra ubicada, ésta última para la elección de un espectro de diseño desarrollado en función de las características sísmicas de la zona.

Para áreas de intensa actividad sísmica la proyección de la intensidad y las características del movimiento sísmico usadas para evaluar y diseñar es determinada mediante un estudio específico del sitio. La evaluación de la intensidad y características del movimiento de tierra debe considerar las fallas activas dentro de la región y el tipo de falla, la magnitud máxima de sismo que pudiera ser generada por la falla, el índice regional de actividad sísmica, la proximidad del sitio potencial de origen de la falla, las atenuantes del movimiento de la falla entre el sitio de la plataforma, y la misma característica del suelo en donde se ubica la plataforma.

Para zonas de baja actividad sísmica como es el caso del Golfo de México se ha desarrollado una norma para la evaluación de plataformas marinas en la Sonda de Campeche. Este estudio se realizó con la finalidad de proporcionar a muy corto plazo a PEMEX un criterio de diseño sísmico para la Sonda de Campeche, que considere las condiciones propias de la Sonda (tipo de terreno - propagación de la onda, fuentes sísmicas - magnitud y localización de los sismos, etc.). En el desarrollo de este criterio se consideraron los resultados del Estudio de Riesgo Sísmico para la Sonda de Campeche, realizado por Mario Chávez en 1987 así como el empleo de las últimas técnicas vanguardistas utilizadas en la definición de los espectros de diseño a partir de un tratamiento semi - probabilista que considera la incertidumbre en la sismotectónica y geología del sitio especificada por la Norma ISO - 1996 y los estudios de riesgo sísmico para la Sonda de Campeche, realizados por el Profr. Robert Bea en 1997. [17]

El espectro de diseño al que se llegó se muestra en la figura 1.27 en la cual se hace un comparativo con otros espectros.

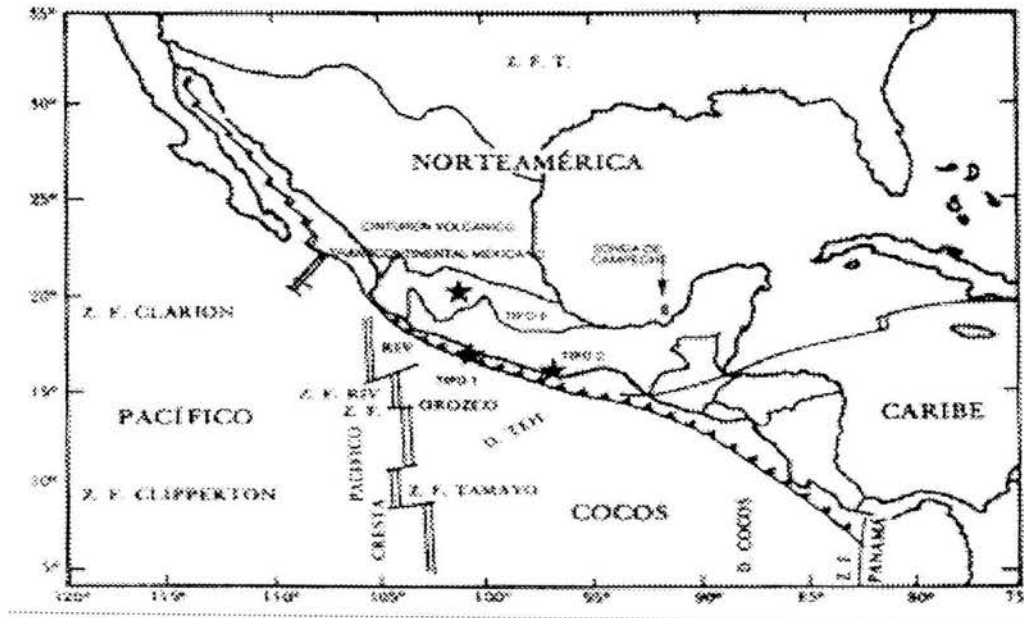


Figura 1.12 Zonas sísmicas que rodean la sonda de Campeche. [17]

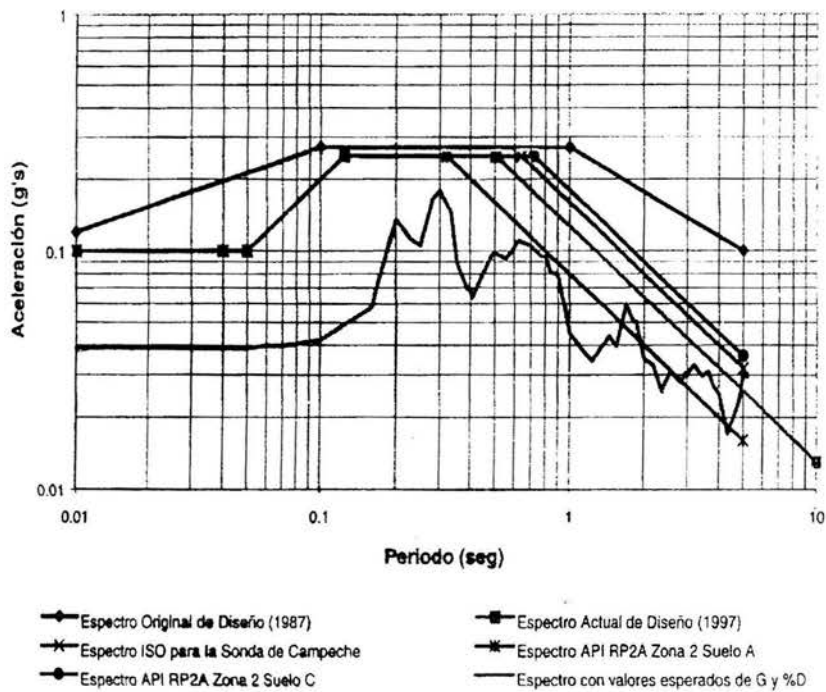


Figura 1.13 Espectros de diseño sísmicos. [17]



## **2.1 Conceptos generales.**

### **2.1.1. Carga crítica.**

Es la carga bajo la cual una estructura comienza a experimentar inestabilidad o formación de un mecanismo con articulaciones plásticas. Se le denomina carga crítica ya que cuando se alcanza dicha carga, la estructura está a punto de fallar o pandearse, es decir el elemento o estructura pasa de la condición de equilibrio estable a la condición de equilibrio indiferente, si dicha carga sigue aumentando el elemento pasará a la condición de equilibrio inestable.

A la carga crítica que lleva a la formación de un mecanismo con articulaciones plásticas se le denomina carga crítica de colapso, esto es, cuando las características tanto físicas como de condición de equilibrio de la estructura permiten que la carga llegue hasta el agotamiento de la resistencia del material y a la plastificación de la sección.

Y a la carga crítica bajo la cual se comienza a experimentar inestabilidad se le denomina carga crítica de pandeo y se presenta cuando las condiciones físicas y de equilibrio son tales que la carga logra el pandeo lateral a lo largo del eje de flexión más débil de la sección o el pandeo local de la sección transversal.

### **2.1.2. Colapso.**

Una vez que la carga crítica es rebasada es casi inevitable el colapso de la estructura. Debido a la relación entre la carga crítica y el colapso, éste puede ser por inestabilidad o por la formación de articulaciones plásticas suficientes para que se convierta en un mecanismo total o parcial.

La condición de equilibrio (isostática, hiperestática) así como la redundancia estructural bajo la cual se encuentre la estructura, forma parte importante para conocer el modo de falla de la misma, ya que si en una estructura hiperestática o de alta redundancia estructural llega a fallar un elemento o una conexión, por su grado de hiperestaticidad las cargas se distribuyen provocando que existan varios mecanismos de falla posibles, lo cual comparado con una estructura isostática que no cuenta con esta distribución de cargas no sucede. Ver Ejemplo de la referencia 7.

En el caso de estructuras hiperestáticas o muy redundantes se sabe que todos los mecanismos de falla globales posibles provienen de la combinación de un número relativamente reducido de mecanismos de falla independientes o individuales.



## 2.2 Mecánica del Medio Continuo Lineal.

Para poder estudiar las características esfuerzo-deformación de un material usado en ingeniería, se tiene que idealizar su comportamiento mediante un modelo para de ahí determinar sus ecuaciones constitutivas.

El comportamiento idealizado de dichos materiales bajo carga se refiere a que la relación esfuerzo- deformación es lineal hasta el punto de fluencia (elástico) y las deformaciones desaparecen cuando son removidas las cargas, una vez pasado este punto la relación esfuerzo-deformación es no lineal (plástico) y las deformaciones no desaparecen.

La ley de Hooke generalizada permite establecer relaciones de correspondencia lineal entre las componentes del Tensor Deformación y las del Tensor Esfuerzo [6]. En donde las deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos, por ejemplo:

$$e_{xx} = C_{11}\sigma_{xx} + C_{12}\sigma_{yy} + C_{13}\sigma_{zz} + C_{14}\tau_{xy} + C_{15}\tau_{yz} + C_{16}\tau_{zx} \quad (2.1)$$

en donde  $C_{mn}$  son las constantes elásticas características de cada material (homogeneidad).

Como las propiedades del material son las mismas en todas direcciones (isotropía), los esfuerzos principales producen deformaciones lineales principales en sus mismas direcciones, los esfuerzos cortantes puros producen solo deformaciones angulares en el mismo sistema coordenado y la relación esfuerzo-deformación es por lo tanto de la forma

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{pmatrix} \quad (2.2)$$

para un estado uniaxial de esfuerzos  $\sigma_{xx}$  las deformaciones diferentes de cero son:

$$e_{xx} = \frac{\sigma_{xx}}{E}, \quad e_{yy} = e_{zz} = -\nu \frac{\sigma_{xx}}{E} \quad (2.3)$$

donde  $E$  es el modulo de elasticidad y  $\nu$  el modulo de Poisson del material, de forma similar también se pueden obtener las deformaciones para los estados de  $\sigma_{yy}$  y  $\sigma_{zz}$ .



Para el estado puro de cortante en el cual  $\tau_{xy}$  es diferente de cero la deformación es  $\gamma_{xy} = \tau_{xy}/G$ , donde  $G$  es el modulo de cortante del material, de forma similar para los estados puros de cortante definidos por  $\tau_{yz}$  y  $\tau_{zx}$ . Ahora podemos expresar los coeficientes  $C_{mn}$  de la ley de Hooke en términos de las tres constantes elásticas  $E, \nu, G$  de la forma:

$$\begin{aligned} e_{xx} &= \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})], & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \tau_{xy} \\ e_{yy} &= \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{zz} + \sigma_{xx})], & \gamma_{yz} &= \frac{1}{G} \tau_{yz} \\ e_{zz} &= \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})], & \gamma_{zx} &= \frac{1}{G} \tau_{zx} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Las constantes elásticas no son independientes una de la otra y basta conocer dos de ellas para así calcular la que falta mediante esta relación:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.5)$$

es de mayor utilidad tener expresado los esfuerzos en función de las deformaciones

$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= \lambda \varepsilon + 2G e_{xx}, & \tau_{xy} &= G \gamma_{xy} \\ \sigma_{yy} &= \lambda \varepsilon + 2G e_{yy}, & \tau_{yz} &= G \gamma_{yz} \\ \sigma_{zz} &= \lambda \varepsilon + 2G e_{zz}, & \tau_{zx} &= G \gamma_{zx} \end{aligned} \quad (2.6)$$

donde.

$$\varepsilon = e_{xx} + e_{yy} + e_{zz} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad (2.7)$$

y

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.8)$$



### 2.3 Mecánica del Medio Continuo no lineal.

Se le denomina un medio continuo no lineal cuando por cualquier razón la relación esfuerzo-deformación no se comporta de manera lineal. Dentro de estos medios existen dos fuentes de no linealidad denominadas, de material y de geometría. Por ejemplo el análisis de carga última involucra comportamiento del material no lineal y probablemente geometría no lineal y la inestabilidad estructural es específicamente un fenómeno geométrico no lineal.

La mecánica del medio continuo lineal y no lineal se ocupan de los mismos temas tales como cinemática, esfuerzo, equilibrio, y comportamiento constitutivo. Pero en el caso lineal se hace una suposición fundamental, que la deformación es suficientemente pequeña como para cambiar la configuración geométrica del medio y las deformaciones son medidas en términos de una deformación total  $\epsilon$  ecuación (2.7). Mientras que en el caso no lineal la magnitud de la deformación está sin restricción.

Por lo tanto es claro que se tiene que redefinir la deformación para obtener resultados correctos para un medio que este sujeto a movimiento finito o en proceso de deformación [7]. Definida por la deformación de Green:

$$\epsilon_G = \frac{l^2 - L^2}{2L^2} \tag{2.9}$$

consideraremos un segmento elemental pequeño  $dX$  inicial dentro de un medio cualquiera paralelo al eje de las  $x$  que es deformado a una longitud  $ds$  como se muestra en la Figura 2.1

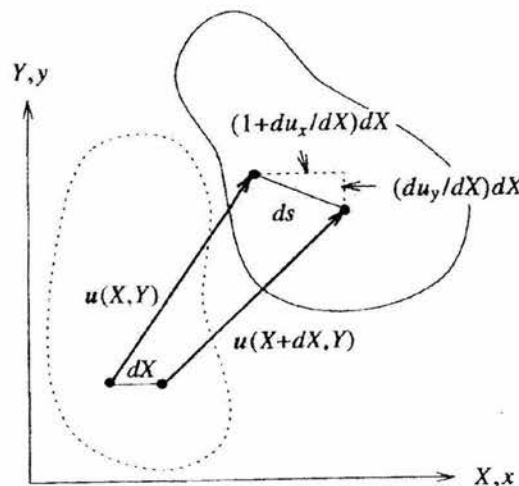


Figura. 2.1. Deformación general de un elemento en dos dimensiones. [5]



La longitud final desplazada puede ser evaluada como:

$$ds^2 = \left( dX + \frac{\partial u_x}{\partial X} dX \right)^2 + \left( \frac{\partial u_y}{\partial X} dX \right)^2 \quad (2.10)$$

la deformación puede ser definida como:

$$E_{xx} = \frac{ds^2 - dX^2}{2dX^2}$$

$$E_{xx} = \frac{1}{2} \left[ \left( 1 + \frac{\partial u_x}{\partial X} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_y}{\partial X} \right)^2 - 1 \right] \quad (2.11)$$

$$E_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial X} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u_x}{\partial X} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_y}{\partial X} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_z}{\partial X} \right)^2 \right]$$

de manera similar para  $E_{yy}$  y  $E_{zz}$  las deformaciones pueden definirse como:

$$E_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial Y} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u_x}{\partial Y} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_y}{\partial Y} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_z}{\partial Y} \right)^2 \right] \quad (2.12)$$

$$E_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial Z} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u_x}{\partial Z} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_y}{\partial Z} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_z}{\partial Z} \right)^2 \right] \quad (2.13)$$

Es claro que si los desplazamientos son pequeños, los términos cuadráticos pueden ignorarse y regresaríamos a la ecuación (2.7)

#### 2.4 Mecanismos de Plastificación.

Se considera que un material está en un estado plástico, cuando la relación esfuerzo - deformación no es lineal y la ley de Hooke ya no rige su comportamiento, por lo tanto se dice que el material fluye, en ese punto las deformaciones pueden crecer indefinidamente mientras el esfuerzo se mantiene constante (articulación plástica).

El aceptar esta hipótesis equivale a aceptar la grafica del modelo elástico - plástico idealizado de la prueba en tensión de una barra de acero, el cual ignora el aumento del esfuerzo que se presenta en ocasiones inmediatamente antes de que se inicie el flujo plástico y el endurecimiento por deformación [5] (ver figura 2.2).

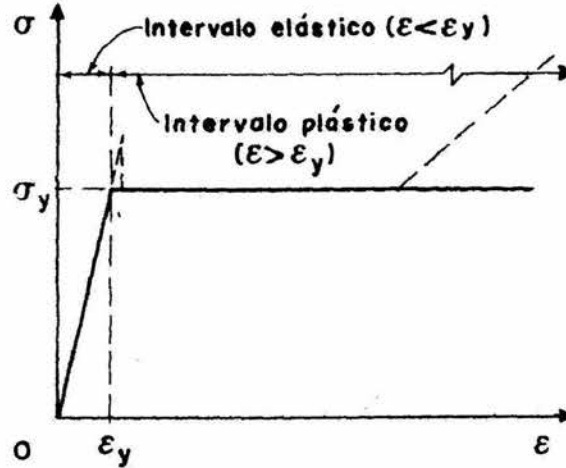


Figura. 2.2 Gráfica idealizada esfuerzo-deformación. [5]

La aproximación de la relación esfuerzo - deformación para un material completamente plastificado está dado por la ecuación de Levy – Mises, la cual relaciona el incremento total de la deformación con el esfuerzo desviador [13]:

$$\frac{d\varepsilon_x}{S_x} = \frac{d\varepsilon_y}{S_y} = \frac{d\varepsilon_z}{S_z} = \frac{d\varepsilon_{yz}}{\tau_{yz}} = \frac{d\varepsilon_{zx}}{\tau_{zx}} = \frac{d\varepsilon_{xy}}{\tau_{xy}} = d\lambda \quad (2.14)$$

en donde  $S_{ij}$  es el tensor desviador de esfuerzo y  $d\lambda$  es una constante no negativa la cual puede variar a través de la historia de carga. En estas ecuaciones se asume que el material ya fluyó y por ende todas las deformaciones que se den serán deformaciones plásticas y se desprecian las deformaciones elásticas. Por lo tanto estas ecuaciones solo se pueden utilizar para problemas puramente plásticos y no pueden ser utilizados en casos de comportamiento elasto - plásticos.

Un caso más general debería incluir ambos componentes de la deformación tanto las deformaciones elásticas así como las deformaciones plásticas, esto con el fin de contemplar los fenómenos antes ignorados al aceptar la grafica de la figura 2.2 y así dar un resultado mas acertado al comportamiento real y del estado de esfuerzo, y fue Prandt y Reuss quien propuso que el incremento de las deformaciones plásticas en cualquier instante de carga son proporcionales al tensor desviador de esfuerzo:





$$\frac{d\varepsilon_x^p}{S_x} = \frac{d\varepsilon_y^p}{S_y} = \frac{d\varepsilon_z^p}{S_z} = \frac{d\varepsilon_{xy}^p}{\tau_{xy}} = \frac{d\varepsilon_{yz}^p}{\tau_{yz}} = \frac{d\varepsilon_{zx}^p}{\tau_{zx}} = d\lambda \quad (2.15)$$

Considerando únicamente las direcciones principales de los esfuerzos, la ecuación (2.15) se puede escribir:

$$\frac{d\varepsilon_1^p}{S_1} = \frac{d\varepsilon_2^p}{S_2} = \frac{d\varepsilon_3^p}{S_3} = d\lambda \quad (2.16)$$

ó

$$\frac{d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_2^p}{S_1 - S_2} = \frac{d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p}{S_2 - S_3} = \frac{d\varepsilon_3^p - d\varepsilon_1^p}{S_3 - S_1} = d\lambda \quad (2.17)$$

Los numeradores de los términos de (2.17) son los diámetros de los círculos de Mohr de los incrementos de la deformación plástica y los denominadores son los diámetros de los círculos de Mohr de los esfuerzos (ver Fig. 2.3) esto implica que los círculos del incremento de las deformaciones y los de los esfuerzos son similares. Así mismo de las relaciones para los cortantes principales ecuación (2.17) podemos considerar que la relación de los incrementos de los tres cortantes plásticos principales y los esfuerzos cortantes principales son constantes.

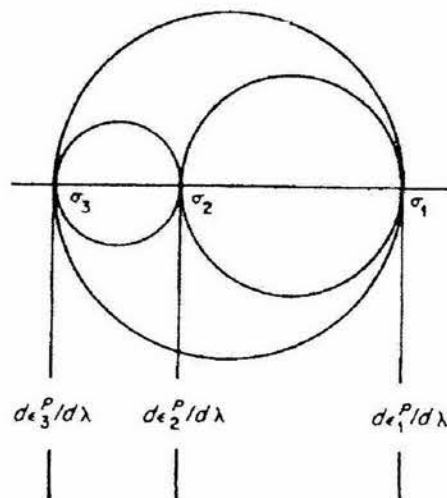


Figura. 2.3. Círculos de Mohr para incrementos de esfuerzos y deformaciones plásticas. [5]



La ecuación 2.15 puede ser escrita en términos del actual estado de esfuerzos como:

$$\begin{aligned}
 d\varepsilon_x^p &= \frac{2}{3} d\lambda \left[ \sigma_x - \frac{1}{2} (\sigma_y + \sigma_z) \right] \\
 d\varepsilon_y^p &= \frac{2}{3} d\lambda \left[ \sigma_y - \frac{1}{2} (\sigma_z + \sigma_x) \right] \\
 d\varepsilon_z^p &= \frac{2}{3} d\lambda \left[ \sigma_z - \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \right] \\
 d\varepsilon_{xy}^p &= d\lambda \tau_{xy} \\
 d\varepsilon_{yz}^p &= d\lambda \tau_{yz} \\
 d\varepsilon_{zx}^p &= d\lambda \tau_{zx}
 \end{aligned} \tag{2.18}$$

por lo tanto si  $d\lambda$  fuera conocida tendríamos la relación esfuerzo - deformación deseada.

Para determinar  $d\lambda$ , de la ecuación 2.15 y considerando que la fluencia del material ocurrirá cuando el esfuerzo octaédrico de cortante alcance un valor máximo (criterio de fluencia) se tiene:

$$\begin{aligned}
 & (d\varepsilon_x^p - d\varepsilon_y^p)^2 + (d\varepsilon_y^p - d\varepsilon_z^p)^2 + (d\varepsilon_z^p - d\varepsilon_x^p)^2 + 6(d\varepsilon_{xy}^p)^2 + 6(d\varepsilon_{yz}^p)^2 + 6(d\varepsilon_{zx}^p)^2 \\
 &= (d\lambda)^2 \left[ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2 \right]
 \end{aligned} \tag{2.19}$$

En la que los cuadrados del esfuerzo cortante octaédrico (términos de la derecha) son proporcionales a los cuadrados de las deformaciones de cortante octaédricas. Por lo que la constante queda:

$$d\lambda = \frac{d\gamma_0^p}{\tau_{oct}} \tag{2.20}$$

ó

$$d\lambda = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{d\gamma_0^p}{\sqrt{J_2}}$$



donde  $J_2$  es la segunda invariante del tensor desviador de esfuerzos.

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right] \quad (2.21)$$

Es conveniente definir un esfuerzo equivalente o efectivo y un incremento equivalente o efectivo de la deformación plástica, así considerando solo los esfuerzos principales se tiene que  $J_2$  es:

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad (2.22)$$

y en tensión simple:

$$J_2 = \frac{1}{3} \sigma_1^2 \quad (2.23)$$

si se considera la ecuación (2.23) en el punto de fluencia, se tiene que,  $\sigma_1^2$  es entonces el esfuerzo de fluencia  $\sigma_0$  por lo tanto la condición de fluencia según el criterio de fluencia de Von Mises queda:

$$\frac{1}{2} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] = \sigma_0^2 \quad (2.24)$$

para el caso más general:

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right] \quad (2.25)$$

$$\sigma_e = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct} \quad (2.26)$$

$$\sigma_e = \sqrt{3J_2} \quad (2.27)$$

y para el caso de la deformación, de manera análoga se tiene:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (2.28)$$

en el caso de tensión simple:

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_1 \quad (2.29)$$

en el punto de fluencia podemos considerar que  $\sigma_1$  es el esfuerzo de fluencia  $\sigma_0$  al cual le corresponde una deformación plástica y considerando que la ecuación (2.24) equivale a asumir que la fluencia del material ocurrirá cuando el esfuerzo octaédrico cortante alcance



el esfuerzo de fluencia en tensión simple, así para el caso general y en términos de la deformación queda:

$$d\varepsilon_p = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[ (d\varepsilon_x^p - d\varepsilon_y^p)^2 + (d\varepsilon_y^p - d\varepsilon_z^p)^2 + (d\varepsilon_z^p - d\varepsilon_x^p)^2 + 6(d\varepsilon_{xy}^p)^2 + 6(d\varepsilon_{yz}^p)^2 + 6(d\varepsilon_{zx}^p)^2 \right]^{1/2}$$

$$d\varepsilon_p = \sqrt{2} d\gamma_0^p \quad (2.30)$$

Ahora la constante  $d\lambda$  puede escribirse:

$$d\lambda = \frac{3}{2} \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \quad (2.31)$$

y la relación esfuerzo – deformación (2.18) queda:

$$d\varepsilon_x^p = \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \left[ \sigma_x - \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z) \right]$$

$$d\varepsilon_y^p = \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \left[ \sigma_y - \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x) \right]$$

$$d\varepsilon_z^p = \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \left[ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad (2.32)$$

$$d\varepsilon_{xy}^p = \frac{3}{2} \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \tau_{xy}$$

$$d\varepsilon_{yz}^p = \frac{3}{2} \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \tau_{yz}$$

$$d\varepsilon_{xy}^p = \frac{3}{2} \frac{d\varepsilon_p}{\sigma_e} \tau_{xy}$$

Es muy importante establecer el criterio de fluencia que considere (según sea el material y la condición de trabajo) de manera acertada el nivel de esfuerzos para el cual se considere que el material ceda, debido a que el problema radica principalmente en conocer para que magnitudes y combinaciones de estado de esfuerzo comenzará a fluir el material en este caso el criterio de fluencia de Von Mises regularmente (no siempre) se ajusta a los resultados experimentales mejor que otros criterios para el caso de elementos estructurales de acero y es más fácil de aplicar ya que no es necesario conocer las magnitudes relativas del estado de esfuerzos principales.



### 2.4.1. Elementos Estructurales.

El caso de comportamientos no lineales en elementos estructurales, varía según las características propias de los mismos, principalmente de geometría, de solicitaciones a las que se encuentren sometidas, de la condición de apoyo, etc. Pero sustancialmente se puede presentar plastificación de secciones sometidas a flexión por [7]:

- 1) Por exceso de flexión en el plano de las cargas
- 2) Por inestabilidad, elástica o plástica (pandeo lateral por flexotorsión o pandeo local).

La primera forma es el más deseable puesto que en esas condiciones una sección de material dúctil puede alcanzar su capacidad máxima de carga; sin embargo, para que sea posible deben satisfacerse los requisitos necesarios para evitar un comportamiento como el segundo, bajo solicitaciones menores. Pero en la mayoría de los casos no es posible lograr el comportamiento óptimo desde el punto de vista exclusivamente estructural.

En el segundo caso, cualquier elemento puede pandearse lateralmente excepto cuando ese fenómeno esté impedido por elementos exteriores, si el momento de inercia de sus secciones transversales respecto al eje centroidal normal al plano de carga es considerablemente mayor que el que corresponde al otro eje centroidal y principal el pandeo lateral ocurre en el rango elástico y puede presentarse mucho antes de que los esfuerzos normales debidos a la flexión alcancen el límite de fluencia. Pero cuando se llega al esfuerzo de fluencia en algunas zonas de sus secciones transversales el pandeo lateral se inicia en el rango inelástico.

En el caso de miembros cargados axialmente, la plastificación de la sección puede darse por una combinación de dos o más de las causas que se enumeran a continuación:

- 1) Porque se alcance su resistencia máxima bajo momentos y fuerza axial combinados.
- 2) Por inestabilidad en el plano de los momentos ocasionada por exceso de flexión en ese plano, teniendo en cuenta la acción simultánea de la fuerza normal.
- 3) Por pandeo lateral debido a flexotorsión.
- 4) Por pandeo debido a compresión axial, alrededor de los ejes de momento de inercia mínimo.
- 5) Por pandeo local.

Cualquiera de las cuatro últimas formas de falla puede iniciarse en el intervalo elástico o en el inelástico, dependiendo de la mayor o menor esbeltez de la pieza en consideración, o de los elementos que forman.



La expresión completa para las deformaciones generadas de comportamientos no lineales que ocurren en secciones abiertas es [8]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x = & -y \left( \frac{d^2 v}{dx^2} + \frac{d^2 w}{dx^2} \theta \right) - z \left( \frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 v}{dx^2} \theta \right) + \alpha_w \left( \frac{d^2 \theta}{dx^2} - \frac{d^3 w}{dx^3} \frac{dv}{dx} + \frac{d^3 v}{dx^3} \frac{dw}{dx} \right) \\ & + \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{du}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{dw}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 + \frac{\rho^2}{2} \left( \frac{d\theta}{dx} \right)^2 \end{aligned} \quad (2.33)$$

Los primeros dos términos de la ecuación representan las deformaciones por flexión incluyendo la interacción entre flexión y torsión. El último término de la ecuación representa las deformaciones producidas por el acortamiento del elemento debido a los desplazamientos en  $u$ ,  $v$  y  $w$ . El término de en medio de la expresión resulta de la restricción de pandeo. En la práctica la restricción puede ser parcial o no existir y puede variar para diferentes tipos de conexiones estructurales. Debido a eso, es difícil cuantificar y por eso se puede no considerar. La deformación de segundo orden en  $u$  puede ser relegada ya que su contribución es tan pequeña en comparación con los otros términos. El resultado es la ecuación siguiente expresión:

$$\varepsilon_x = -y \left( \frac{d^2 v}{dx^2} + \frac{d^2 w}{dx^2} \theta \right) - z \left( \frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 v}{dx^2} \theta \right) + \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dw}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 + \frac{\rho^2}{2} \left( \frac{d\theta}{dx} \right)^2 \quad (2.34)$$

La expresión para la deformación cortante debida a la torsión de St. Venant en el intervalo inelástico está dada por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{xy} = 2\xi \left( \frac{d\theta}{dx} - \frac{d^2 w}{dx^2} \frac{dv}{dx} + \frac{d^2 v}{dx^2} \frac{dw}{dx} \right) \quad (2.35)$$

cuando se consideran los efectos de la torsión de St. Venant en barras de pared delgada de secciones abiertas, puede suponerse que cada uno de los rectángulos que la componen se comporta como si estuviesen aislados

#### 2.4.2. Conexiones Tubulares.

La función de una conexión es transmitir los elementos mecánicos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales de las vigas a las columnas y viceversa para que los elementos de la estructura trabajen en conjunto. Marcos provistos de juntas rígidas entre viga y columnas, capaces de transmitir de unas a otras los elementos mecánicos íntegros existentes en ellas sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo.



Una de las partes más críticas en una estructura es el nodo, por la concentración de esfuerzos que se desarrollan en ese punto. De manera particular en el caso de plataformas marinas, y debido a necesidad de colocar elementos de refuerzo para las diferentes etapas del proceso constructivo, quedan en algunos casos estructuras muy redundantes, con varios elementos y de diferentes dimensiones llegando a una misma junta, lo cual dificulta el diseño de la misma quedando una junta con demasiados esfuerzos actuando sobre ella. Haciendo más riesgoso el accionar de la misma y quedando con mucho más riesgo que otras de una falla de la junta por penetración de uno de los elementos secundarios en el elemento principal o desprendimiento de algún elemento secundario.

La capacidad de la conexión entre el elemento principal y los secundarios esta dada por [8]:

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi P_D}{2 \Phi_J P_{uj}} \right] + \left[ \left( \frac{M_D}{\Phi_J M_{uj}} \right)_{ipb}^2 + \left( \frac{M_D}{\Phi_J M_{uj}} \right)_{opb}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \leq 1.0 \quad (2.36)$$

donde el subíndice ipb y opb se refieren a la flexión dentro del plano y fuera de él,  $P_D$  es la carga axial del elemento secundario,  $P_{uj}$  es la capacidad axial última de la junta,  $M_D$  es el momento de flexión del elemento secundario,  $M_{uj}$  es el momento resistente último de la junta y  $\Phi_j$  es un factor de resistencia última para conexiones tubulares.

Cuando la capacidad calculada de la ecuación (2.36) es mayor que uno, se considera platificada y el o los elementos secundarios no contribuyen más con su rigidez en el sistema.



### **3.1 Identificación de variables relevantes en el comportamiento al colapso de plataformas marinas.**

Dentro del estudio de la aproximación matemática al colapso de una plataforma marina existen incertidumbres tales como las propiedades mecánicas de los elementos estructurales así como de las cargas presentes y futuras que pueden actuar sobre la estructura ya que suelen no conocerse con precisión. Esta afirmación es válida tanto para estructuras que se van a construir como para las que van a ser evaluadas.

Aún en estos últimos casos es imposible determinar con absoluta certeza las propiedades de todos los miembros estructurales y de las conexiones entre ellos, o las intensidades de las cargas actuantes; mucho menos, las solicitaciones accidentales que puedan presentarse en el futuro o la evolución de las propiedades estructurales como consecuencia, por ejemplo, de daño acumulado, intemperismo o procesos físico-químicos internos. [12]

Así con la finalidad de reducir la incertidumbre de las solicitaciones y aplicar un nivel de confiabilidad adecuado, se ha desarrollado para el caso de las plataformas marinas de la Sonda de Campeche una normatividad basada en riesgo. En donde se pueden tomar los parámetros meteoceánicos para cada caso, ya sea para evaluación como para diseño.

Basados en la experiencia y en la investigación, la ingeniería ha logrado realizar métodos de diseño y evaluación, para la instalación de nuevas plataformas marinas, así como del mantenimiento de las ya existentes.

Actualmente la computación y el desarrollo de programas que mediante modelos matemáticos permiten estudiar la aproximación del comportamiento estructural global de este tipo de estructuras. Resultando en algunos casos, programas muy completos pudiendo modelar características tales como daños, el comportamiento global estructura-cimentación, etc. Hasta algunos que mediante simplificaciones teóricas permiten una revisión rápida y aproximada de la estructura.

Es importante conocer las características y simplificaciones de los programas ya que de ello depende el comportamiento que tendrá dicho modelo. Los programas cuentan con múltiples consideraciones de análisis y el establecimiento de valores relacionados con el comportamiento elasto-plástico del material, o valores relacionados con el efecto pos-pandeo de elementos estructurales.

Tal experiencia, se toma como base para el desarrollo del presente trabajo, cuyo propósito es identificar la influencia de estas variables así como de las consideraciones del análisis para la aproximación del comportamiento estructural al colapso.

Para fines de este trabajo, dichas variables serán clasificadas en las siguientes categorías: Estructura, Solicitaciones, Modelos y Análisis.





Primeramente se revisarán los estados límite y establecerán los criterios a tomar para considerar una estructura colapsada, para posteriormente continuar con la descripción de las variables antes mencionadas.

### 3.1.1. Criterios y Estados Límite.

Debido a que las plataformas marinas son sistemas estructuras con un alto nivel de redundancia estructural, es conveniente definir como primer paso los parámetros o criterios para los cuales se puede hablar de un colapso global de la estructura.

Se dice que se ha alcanzado un estado límite (o límite de utilidad estructural) cuando la estructura, o una parte de ella, deja de cumplir satisfactoriamente la función para la que fue diseñada y construida. Para el caso de estructuras de acero los estados límite pueden ser clasificados como:

*Estado límite de resistencia.*- correspondiente a la capacidad máxima de carga asociada con el colapso total o parcial de la estructura. Cuando se alcanza un estado límite de resistencia se presenta un colapso total de la estructura o de una parte de ella.

Se alcanza cuando las resistencias máximas se presentan simultáneamente en un número de secciones transversales suficiente para que la estructura o parte de ella, se convierta en un mecanismo, incapaz de satisfacer las condiciones de equilibrio si se aumentan las cargas.

En estructuras isostáticas este estado límite queda determinado generalmente por una sola sección, mientras que las hiperestáticas lo determinan el comportamiento de varias secciones, las necesarias para la formación del mecanismo de colapso. [7]

*Estado límite de servicio.*- están relacionados con los criterios que gobiernan el uso normal de la construcción con respecto a deformaciones inaceptables, desplazamientos, vibraciones, etc. y la durabilidad.

La importancia de las deformaciones en las estructuras no proviene de ellas en sí, sino de sus consecuencias, por lo que pueden considerarse tres grupos de estados límite por deformaciones, correspondientes a:

- a) Apariencia
- b) Riesgo de daño en otras partes de la construcción, o en equipos que haya en ella.
- c) Sensación de inseguridad y falta de comfort en las personas que viven o trabajan en la estructura.



Desde el punto de vista del aspecto de una construcción no es posible dar valores generales de las magnitudes permisibles de las deformaciones, y algo semejante sucede con respecto a la sensación de inseguridad o falta de comodidad de los usuarios, aunque en los últimos años se han realizado investigaciones sobre este problema que han señalado que los factores determinantes no son, en general, la magnitud de las deformaciones, sino las características de las vibraciones de la estructura.

Las deformaciones permisibles de las estructuras se relacionan en la mayoría de los casos con el riesgo de que si se exceden se produzcan daños en otras partes de la misma, como en equipo, módulos habitacionales, etc. Como una consecuencia, los valores máximos permisibles dependen de las características de los elementos que pueden ser dañados, y no de la estructura en sí.

Las condiciones de los estados límite de servicio hacen que el método más apropiado para investigación sea casi siempre la teoría de la elasticidad.

*Estado límite de fatiga.*- relacionado con el efecto dañino de cargas cíclicas o repetitivas. Se define por la amplitud de los esfuerzos que causan la ruptura de una conexión, barra o estructura, después de un número determinado de ciclos de carga. Debe investigarse con métodos elásticos, pues las fallas por fatiga suelen presentarse con deformaciones plásticas casi nulas. [16]

El estado al que se hará referencia para considerar una estructura colapsada, será al estado límite de resistencia. Quedando por entendido como estructura colapsada los criterios mencionados y descritos en el mismo con anterioridad.

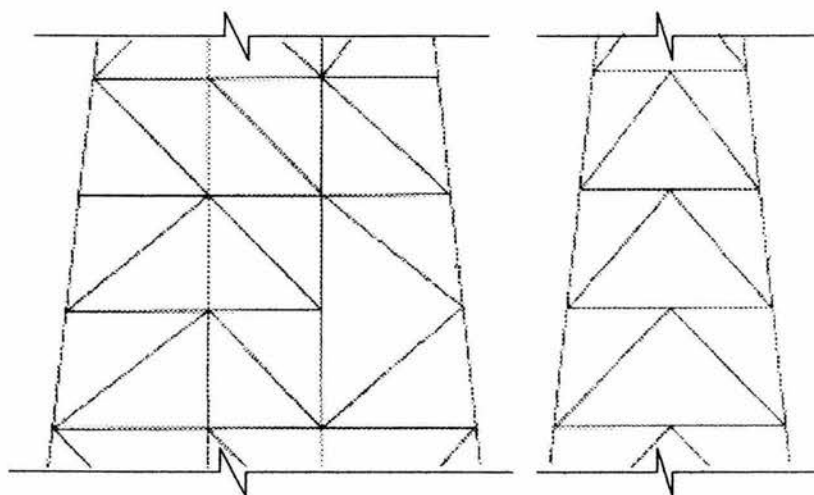
### **3.1.2. Estructura.**

#### **3.1.2.1. Topología.**

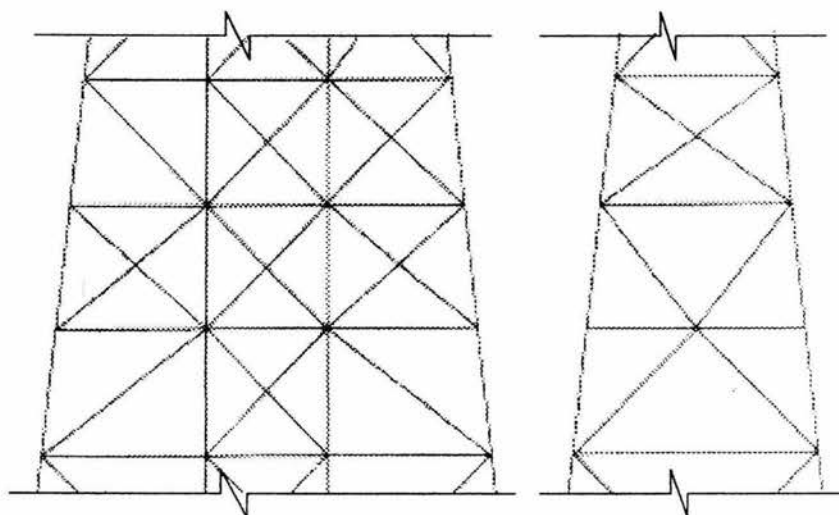
Las plataformas marinas deben tener una estructuración adecuada que garantice un comportamiento dúctil, ya que la respuesta de una plataforma sometida a movimientos de intensidad anormal o extremos como se presentan en caso de tormenta, puede involucrar acciones de inelasticidad. Los requerimientos de ductilidad intentan asegurar que el sistema estructura-pilote diseñado para tales áreas permanezca estable durante el evento de intensidad extrema del sitio. Esto se puede lograr proporcionando un sistema lo suficientemente redundante de modo tal que la carga se distribuya y la deformación inelástica ocurra antes del colapso y para minimizar cambios abruptos en la rigidez de la configuración vertical de la estructura.



Es decir la distribución y posición de los elementos de arrojamiento en los marcos verticales deben garantizar la redistribución de las cargas laterales, en caso de que ocurra el pandeo en algunos de estos elementos de arrojamiento y mejorar el comportamiento pos-pandeo del arrojamiento diagonal y de miembros conectados no tubulares tales como vigas de sección abierta en el nivel de la superestructura, ya que ésta se encuentra conectada con los pilotes y subestructura en el punto de trabajo de esta manera las deformaciones del sistema pilotes-subestructura son transmitidos a la superestructura. [1]



**Figura 3.1 Configuración de elementos verticales no recomendada. [1]**



**Figura 3.2 Configuración de elementos verticales recomendada. [1]**



Cabe señalar que también una estructuración muy redundante se traduce en un incremento del costo y en problemas constructivos y diseño de juntas por la alta concentración de esfuerzos en uniones donde lleguen dos o tres elementos de arrostramiento a una pierna o columna. Existen elementos que se colocan única y exclusivamente para reforzar elementos en la etapa de transportación y lanzamiento de la plataforma.

### 3.1.2.2. Daños

Después de un acontecimiento ambiental extraordinario o durante las operaciones habituales de la plataforma ésta llega a sufrir daños, los cuales se pueden identificar en función de su causa:

- a) Los generados por causas naturales y por las características propias de la estructura, tales como fatiga, corrosión, daños por huracán o sismo. Este tipo de daños puede predecirse en términos de probabilidad.
- b) Los producidos por errores humanos, como impactos de embarcación, incendios, caída de objetos, diseño deficiente, fallas en la fabricación y/o instalación; son impredecibles.

Entre las principales consecuencias que resultan de estos daños tenemos:

- Fracturas.
- Grietas por fatiga.
- Abolladuras y tallones en elementos.
- Orificios en elementos.
- Deflexiones permanentes en elementos.
- Desprendimiento de elementos.
- Penetración en juntas tubulares.
- Corrosión excesiva
- Socavación del lecho marino.
- Crecimiento marino.

Dado que en una plataforma se tiene una gran cantidad de juntas y elementos estructurales y que además en cada uno se pueden presentar diferentes tipos de fallas locales, el número total de líneas de falla posibles que producirían el colapso global de la estructura pueden ser del orden de varias decenas, ya que en algunas ocasiones, la falla de algún elemento estructural puede no tener efectos inmediatos sobre la estructura, y en otros casos las consecuencias no se dejan esperar. [10]

Así que una vez que se presenta el daño en la plataforma sea cual sea su causa, se tiene la incertidumbre de cómo y que porcentaje afectará el comportamiento de la estructura tanto en condiciones de operación así como bajo condiciones de cargas extremas (tormenta o sismo), de tal modo, que la estimación de la probabilidad de falla global es un aspecto que



se encuentra íntimamente relacionado con la redundancia y ductilidad estructural de las plataformas fijas antes mencionados, en el caso de presentarse algún daño local de magnitud considerable (grieta, abolladura, pandeo, fractura).

Las consecuencias de falla local de los elementos de las plataformas están ligadas directamente con la probabilidad de falla global o colapso de la estructura. Por esta razón puede tomarse como medida de dichas consecuencias, la disminución de la confiabilidad global de una plataforma por la existencia de un daño en un elemento o junta. De acuerdo a estudios realizados recientemente (Aviguero & Bea, 1998) mediante análisis de resistencia última, se ha demostrado que las plataformas marinas fijas poseen una gran capacidad para tolerar daños siempre y cuando la plataforma marina cuente con una estructuración lo suficientemente redundante y dúctil. [10]

### 3.1.2.3. Interacción suelo-estructura.

El análisis convencional de estructuras se lleva normalmente considerando que el movimiento que se aplica en su base, o las fuerzas estáticas equivalentes que obran en sus distintos niveles así como los elementos mecánicos de los componentes de la estructura, son independientes de las características de la cimentación y el suelo. Sin embargo, existen casos en que las propiedades mecánicas del suelo y las propias de la estructura (condición de apoyo) hacen que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura sea sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente; en estos casos se dice que existe interacción suelo-estructura.

En las obras de Ingeniería Civil se presenta dos formas diferentes de estudiar el fenómeno de interacción suelo-estructura. Las interacciones estática y dinámica.

*La interacción estática.* - es estudiada por la geotecnia; este tipo de interacción se desarrolla por los diferentes contrastes en el comportamiento mecánico de los elementos que componen el sistema estructural ante sollicitaciones estáticas. La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos, tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos de la cimentación. Los elementos mecánicos dependen de la compresibilidad del subsuelo y de la rigidez de la estructura. [4]

Este tipo de interacción consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. Es decir, con las ecuaciones obtenidas con el análisis estructural y el de hundimientos del terreno, se establecen las condiciones de compatibilidad de desplazamientos entre ellos. Sustituyendo los asentamientos en función de las reacciones en las ecuaciones del análisis estructural, desapareciendo así como incógnitas los desplazamientos quedando únicamente los giros y



las reacciones del terreno. El problema se reduce a resolver un sistema de ecuaciones, y ya conocidas las reacciones pueden evaluarse los hundimientos del terreno.

*La interacción dinámica.*- que concurre a la Ingeniería Estructural, consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos por la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de este ante solicitaciones dinámicas, para su estudio es necesario considerar dos tipos de interacción dinámica, la cinemática y la inercial.

La interacción cinemática es la determinación del movimiento del terreno que proviene de la rigidez del sistema estructura-cimentación como si no tuviera masas, generado por la excitación de cargas dinámicas (sismo, oleaje, etc.).

La interacción inercial es la determinación de la respuesta de la estructura real apoyada sobre los resortes y amortiguadores sustituidos del suelo calculados con las funciones de impedancia del lugar. Una manera de tomar en cuenta este tipo de interacción consiste en modificar las características dinámicas de la estructura. Tales como en la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de la estructura, el alargamiento del periodo fundamental de vibración y el aumento del amortiguamiento de la estructura suponiendo que ésta se apoya rígidamente en su base. El uso de éstas, reducirá los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta con base indeformable, pero puede incrementar los desplazamientos laterales e incluso flexibilizar más el sistema, teóricamente hacerlo más dúctil. [3]

### 3.1.3. Solicitaciones

La acción de eventos oceanográficos extremos inducen cargas laterales en las estructuras que pueden causar daños, principalmente cuando dichas cargas exceden a las de diseño, provocando en algunos casos la falla de juntas tubulares por penetración y pandeo de algunos elementos. Ocasionando en el caso más desfavorable, hasta el colapso local o global de la estructura.

Debido a que en un evento oceanográfico extremo las solicitaciones pueden llegar a sobrepasar las de diseño, es necesario conocer el efecto que este fenómeno puede llegar a tener sobre cada una de ellas.

El viento durante condiciones de tormenta llega a generar grandes fuerzas sobre las partes superiores expuestas de la estructura (pantallas). Las velocidades máximas de viento tomadas en un periodo de una hora a 10 metros sobre el NMM durante condiciones de huracanes en el Golfo de México pueden exceder alcanzar hasta 3.40 Km/hr, causando, a su vez, fuerzas horizontales en una plataforma típica de 50 Ton o más. [14]



La magnitud de las fuerzas producidas por el oleaje durante condiciones de tormenta en las partes sumergidas de la estructura asociado con el movimiento del agua, inducen fuerzas horizontales de varios porcentajes de kilos o más en una estructura típica.

Siendo de mayor importancia las olas que impactan en la cubierta inferior, induciendo cargas sobre los equipos y en la sumatoria de cargas globales el mayor porcentaje de fuerza en el momento de volteo (cortante basal).

La altura de ola generada en el Golfo de México durante condiciones de tormenta puede llegar hasta los 23 metros impactando la cubierta inferior de la mayoría de las plataformas actualmente instaladas, esto asociado con los movimientos de agua mencionados anteriormente generan un cortante basal en plataformas de gran magnitud como son octápodos de hasta 3000 Ton.

Finalmente, la corriente contribuye significativamente al total de las fuerzas ejercidas en las partes sumergidas de la estructura. Ya que durante condiciones de tormenta, las velocidad de corrientes en la superficie de 1.56 m/sec o mayores no son raras, dando un aumento en las fuerzas horizontales sobre la estructura iguales al 30 % o más, en las fuerzas de oleaje-inducido. [14]

#### **3.1.4. Modelos y Análisis.**

Actualmente los programas de análisis estructural son una herramienta importante tanto para el diseño como para la evaluación de estructuras costafuera existentes. Ya que en los programas más desarrollados permiten estudiar más a detalle el comportamiento estructural global, mediante la consideración de análisis en 3 dimensiones, la modelación de la interacción suelo-estructura, modelación de daños existentes en elementos estructurales, análisis dinámicos mediante espectros de aceleración, etc.

Pero este tipo de análisis detallados involucra muchas horas-hombre y un costo elevado del programa. Así también existen programas experimentales que mediante una serie de simplificaciones y consideraciones de análisis, realizan una aproximación de los resultados, ahorrando con ello horas-hombre.

El uso correcto de este tipo de software podría dar una aproximación muy cercana de la condición de la plataforma y en algunos casos evitar llegar a una evaluación estructural detallada. El uso de este tipo de programas hace necesario contar con una gran experiencia en diseño estructural y un amplio conocimiento teórico así como del conocimiento de las simplificaciones del programa y el funcionamiento del mismo, para la obtención de resultados confiables.

A continuación se describen los dos programas con los que se cuentan para el desarrollo del presente trabajo.



#### 3.1.4.1. Modelo simplificado (TOPCAT)

TOPCAT es un programa de análisis pensado para el diseño estructural preliminar y la revisión de plataformas marinas fijas. Desarrollado por Marine Technology and Management Group at U. C. Berkeley. [15]

TOPCAT permite al usuario un desarrollo rápido de un modelo simple para una o varias plataformas tipo estándar para así poder analizar el modelo bajo las siguientes condiciones:

- Cargas debidas a la acción del viento, oleaje y corriente.
- Cargas de sismos.
- Fatiga en términos de ciclos de cargas de oleaje.

TOPCAT está orientado hacia la evaluación de miembros estructurales principales (pilotes, piernas de cubierta sin arriostamiento, diagonales de arriostamiento) en plataformas; elementos pertenecientes a la cubierta, atracaderos y conductores pueden ser ingresados en el modelo pero serán tomados como miembros no estructurales y servirán solo para el cálculo de cargas de las solicitaciones que incidan ahí.

El programa permite la modelación de plataformas tipo jacket como tripodes, tetrápodos, octápodos, dodecápodos. Todas las plataformas son asumidas aproximadamente simétricas y se supone que no poseen masas significantes y áreas de proyección excéntricas las cuales resultarían en torsión. Las plataformas tipo jacket se suponen piloteadas a través de las piernas, pero también se puede incluir pilotes faldón. Las opciones de análisis permiten que los esfuerzos de los conductores, línea de lodos y arriostamientos contribuyan con su resistencia. Permite la entrada de hasta 10 estratos de suelo como número máximo y pueden ser arenas o arcillas con sus propiedades de resistencia respectivamente.

TOPCAT ha sido desarrollado para funcionar en un ambiente de Microsoft Excel 7.0 junto con Windows 95. El programa consiste en una tabla de trabajo, la cual contiene todas las formulas de calculo de la funciones de preproceso y posproceso. Los algoritmos que controlan la entrada y salida de datos fueron hechos en ambiente Visual Basic y el lenguaje macro de Microsoft Excel 7.0. Los archivos de entrada generados por el programa son guardados por separado como archivos de Excel, consistente en una sola hoja de cálculo. [15]





### 3.1.4.2. Modelo Detallado (SACS)

Engineering Dynamics Inc. ha desarrollado el sistema de software SACS que sirve tanto para Ingeniería Costafuera como para aplicaciones de Ingeniería Civil en general. SACS consisten de varios módulos de programas de análisis, los cuales sirven de interfase para integrarse entre sí.

El sistema del SACS puede realizar análisis estático y dinámico, así como análisis de transportación e instalación de estructuras costafuera. Como ya se mencionó SACS consiste en varios módulos completamente interrelacionados unos con otros, a continuación se mencionan algunos de los módulos de interés para la modelación al colapso y su funcionamiento.

*Precede.-* Este módulo permite la entrada de las propiedades geométricas de la estructura, características del material, así como las solicitaciones de la misma. Mediante un ambiente gráfico. Las cargas pueden ser por oleaje, viento, corriente, sismo y gravitacionales (viva y muerta) y así mismo se puede realizar la definición de las combinaciones de dichas cargas.

*Data generator.-* Es un editor para todos los archivos que se usan en este programa, contiene ayudas y menús mediante los cuales se permite la modificación de los mismos con más eficiencia.

*Seastate.-* Mediante este módulo se generan las cargas sobre la estructura, resultantes del viento, oleaje, corriente, flujo de lodo, gravitacionales y de flotación. Seastate está diseñado para generar un archivo de datos para un análisis de cargas estáticas.

Algunas de las características principales del programa son las siguientes:

Las aceleraciones y velocidades de oleaje pueden ser generadas mediante 5 diferentes teorías de oleaje. La corriente y el viento pueden ser incluidos en diferente dirección del oleaje. Los efectos del crecimiento marino en miembros estructurales pueden ser incluidos.

*Collapse.-* Mediante este módulo se realiza un análisis de colapso, utilizando las diferentes combinaciones de carga definidas mediante el módulo Precede y generadas en el módulo Seastate. Dentro de los efectos que este módulo permite modelar están: el comportamiento lineal y no lineal del material, la no linealidad de las características del suelo y la cimentación. Incluye la modelación de pandeo global/local con 8 o más semi-secciones por miembro. Permite considerar la flexibilidad de las juntas de acuerdo a sus características geométricas así como la plastificación y falla de las juntas por exceso de deformaciones o por penetración. Se puede ajustar las características del endurecimiento por deformación de acuerdo al tipo de acero y tipo de gráfica de modelo idealizada (Ver gráfica 2.2) así como los efectos de los esfuerzos residuales. [8]



El programa contiene otros módulos en donde se pueden desarrollar análisis de fatiga, dinámicos, flotación, transportación, etc. Pero debido al alcance de este trabajo solo se describen los módulos que se usarán.

### **3.2 Desarrollo de modelos matemáticos de plataformas marinas para estimar el comportamiento al colapso.**

El proceso de modelación estructural inicia con la recopilación de información necesaria para determinar las características estructurales de la plataforma así como de las sollicitaciones a las que estará sujeta la estructura.

La información recopilada permite definir los diferentes parámetros técnicos, tales como tipo de servicio que presta la plataforma, cargas actuantes, dimensiones y tipo de estructura.

Para el desarrollo de este trabajo dichas sollicitaciones serán tomadas de acuerdo a la Norma PEMEX [14] en función de la localización de la plataforma, y del servicio que preste la misma.

La información que se necesita para el desarrollo de los modelos varía de acuerdo al tipo de software en cual será desarrollado. Como es evidente para el modelo detallado se hace necesario contar con mucha más información que para el desarrollo del modelo simplificado.

A continuación se describen tanto la información como el procedimiento para el desarrollo de un modelo simplificado y uno detallado, en TOPCAT y el otro en SACS respectivamente.

#### **3.2.1. Modelo simplificado. (TOPCAT)**

Para la realización de este tipo de modelos solo es necesario conocer las características generales de la plataforma, como son dimensiones de los marcos, número de cubiertas, número de bahías de la subestructura, tipos de acero, dimensiones de elementos de arriostramiento diagonales y de las juntas tubulares, así como las características de las sollicitaciones como son tirante de agua, velocidades del viento y corriente, altura de la ola etc. Permiten la entrada de valores de incertidumbre y tendencias para obtener un análisis más aproximado.

El tiempo generalmente programado para la realización de este tipo de evaluaciones simplificadas es; 1 semana y media para la recopilación de información y una vez recopilada la información el modelo se realiza en 2 o 3 días. Como es de esperarse estos tiempos son óptimos y no toman en cuenta retrasos debido a la inexistencia de información, y problemas en el software.



El programa funciona en el ambiente de Excel, y el ingreso de los datos de la plataforma se hace mediante los menús y submenús que aparecen en la parte superior de la ventana del programa.

### **3.2.1.1. Recopilación de información.**

Como ya se mencionó con anterioridad esta información servirá para definir los parámetros técnicos de la plataforma y permitirá decidir que parámetros ingresar y que se ajusten más a la estructura real.

La información a recopilar para el desarrollo del modelo es la siguiente:

#### **a. Información General**

- ✓ Campo de localización
- ✓ Tipo de servicio que presta la plataforma
- ✓ Tipo de Estructura
- ✓ Tirante de agua donde se localiza

#### **b. Información del diseño original.**

Planos estructurales principales de la plataforma, incluyendo el tipo de acero empleado.

##### **Superestructura:**

- ✓ Planos de Planta de Cubierta Principal
- ✓ Planos de Planta Cubierta Inferior
- ✓ Planos de Plantas de Cubiertas adicionales (si aplica).
- ✓ Planos de Marcos Longitudinales.
- ✓ Planos de Marcos Transversales.
- ✓ Planos de Pedestal de Grúa (si aplica).

##### **Subestructura:**

- ✓ Planos de Plantas de Arriostramiento.
- ✓ Planos de Marcos Longitudinales.
- ✓ Planos de Marcos Transversales.
- ✓ Planos de Pilotes Interiores y de Esquina.
- ✓ Planos de Detalles de conexiones generales.

Adicionalmente se debe contar con planos de los principales misceláneos y accesorios de la plataforma, los de embarcaderos, los de defensas de piernas y de ductos, así como los de escaleras y pasillos, entre otros.



**c. Estudio de Mecánica de suelos**

Estudio de mecánica de suelos del sondeo más cercano al sitio de instalación de la plataforma, el cual deberá contener como mínimo la siguiente información:

Tirante, Localización Geográfica.

Estratigrafía con clasificación de suelos.

Gráficas de Cohesión, Capacidad por punta, Capacidad de fricción lateral, de deformación al 50%, de peso volumétrico, de ángulo de fricción interna de los suelos ( $\phi$ ), de factor de capacidad por punta ( $N_q$ ), de límite de resistencia por punta ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) y de límite de resistencia por fricción ( $f_{m\acute{a}x}$ ).

**d. Reportes de inspección**

Reportes de inspección más recientes de la estructura, los que existan. Se incorporarán en el modelo los hallazgos como daños y reparaciones existentes, que se considere que puedan tener influencia en el comportamiento estructural de la plataforma. [11]

**3.2.1.2. Desarrollo del modelo simplificado.**

Para el desarrollo de un modelo en TOPCAT, se debe hacer un archivo de entrada. Este archivo contendrá la siguiente información:

- ✓ Tipo de plataforma y dimensiones globales.
- ✓ Localización y medidas de miembros estructurales principales; piernas, elementos de arriostramiento diagonales, características de las juntas y pilotes.
- ✓ Localización y medidas de elementos estructurales opcionales a modelar, tales como los localizados en la línea de los conductores.
- ✓ Características del suelo a partir de la línea de lodos.
- ✓ Parámetros de análisis tales como, resistencia del material, resistencia al pandeo y factor de resistencia al pos-pandeo para arriostramientos diagonales e incertidumbres y tendencias de cargas y resistencias.
- ✓ Coeficientes usados para estimar las cargas aerodinámicas, hidrodinámicas e inercia (sismo).
- ✓ Parámetros para los diferentes tipos de análisis tormenta, sismo y fatiga.



Esta información es declarada en tres fases:

- 1) Definición de los parámetros globales de la plataforma, por ejemplo tipo y dimensiones, arreglo de los arriostramientos, pilotes y elementos no estructurales, características del suelo y varios parámetros de análisis de tendencias e incertidumbres.
- 2) Definición de características locales de la estructura de la plataforma y de elementos no estructurales, por ejemplo diámetro de los arriostramientos diagonales, espesor, tipo de acero, tipos y características de las juntas, dimensiones y peso de las cubiertas, etc.
- 3) Especificación de los parámetros que se usaran en los diferentes tipos de análisis, como pueden ser sismo, tormenta, y fatiga, por ejemplo altura de ola, periodo de ola, velocidad de corriente, velocidad del viento, esfuerzo de fatiga, altura de ola nominal y otros parámetros de carga asociados. [15]

### **3.2.2. Modelo Detallado (SACS).**

Debido a que este tipo de programas permiten capturar más a detalle cada característica de la estructura y la elección de las opciones de análisis es mucho más amplia se permite una aproximación más confiable (teóricamente) de las condiciones reales de la estructura.

El tiempo de desarrollo de este tipo de modelos para revisiones estructurales detalladas; es aproximadamente, 2 semanas para la recopilación de la información, 1 mes para realizar el modelo, 1 semana para pruebas y finalmente 2 semanas para el análisis y entrega de reportes.

Es importante contar con información confiable y reciente de las condiciones de la plataforma para así obtener un modelo representativo de la estructura con el fin de evitar incertidumbres. Queda al criterio del ingeniero la elección y captura de los parámetros y factores que se aproximen a las condiciones reales así como la definición de los casos más desfavorables.

#### **3.2.2.1. Recopilación de información.**

##### **a. Información General**

- ✓ Campo de localización
- ✓ Tipo de servicio que presta la plataforma
- ✓ Tipo de Estructura
- ✓ Tirante de agua donde se localiza
- ✓ Orientación respecto al norte geográfico
- ✓ Fecha aproximada de la instalación



**b. Información del diseño original.**

Planos estructurales principales de la plataforma, incluyendo el tipo de acero empleado.

**Superestructura:**

- ✓ Planos de Planta de Cubierta Principal
- ✓ Planos de Planta Cubierta Inferior
- ✓ Planos de Plantas de Cubiertas adicionales (si aplica).
- ✓ Planos de Marcos Longitudinales.
- ✓ Planos de Marcos Transversales.
- ✓ Planos de Pedestal de Grúa (si aplica).
- ✓ Planos de Detalles de conexiones generales.

**Subestructura:**

Planos de Plantas de Arriostramiento.

- ✓ Planos de Marcos Longitudinales.
- ✓ Planos de Marcos Transversales.
- ✓ Planos de Pilotes Interiores y de Esquina.
- ✓ Planos de Detalles de conexiones generales.

Adicionalmente se debe contar con planos de los principales misceláneos y accesorios de la plataforma como la protección catódica (características, número y localización), los de embarcaderos, los de defensas de piernas y de ductos, así como los de escaleras y pasillos, entre otros.

**c. Estudio de Mecánica de suelos**

Estudio de mecánica de suelos del sondeo más cercano al sitio de instalación de la plataforma a evaluar, el cual deberá contener como mínimo la siguiente información:

Tirante, Localización Geográfica y UTM.

Estratigrafía con clasificación de suelos.

Pruebas de Campo realizadas.

Gráficas de Cohesión, Capacidad por punta, Capacidad de fricción lateral, de deformación al 50%, de peso volumétrico, de ángulo de fricción interna de los suelos ( $\phi$ ), de factor de capacidad por punta ( $N_q$ ), de límite de resistencia por punta ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) y de límite de resistencia por fricción ( $f_{m\acute{a}x}$ ).

Tablas de carbonatos ( $\text{CaCO}_3$ ).

Datos de curvas  $P_y$ .



Datos de curvas  $T_z$ .

Datos de curvas  $Q_z$ .

**d. Hincado de pilotes**

Registros de hincado de pilotes, los que deberán contener la siguiente información:

Nombre de la Empresa que realizó la Instalación.

Nombre de la localidad con localización Geográfica y UTM.

Fecha de la instalación

Tipo de martillo.

Penetración de Diseño.

Penetración Real.

Diámetro de pilote.

Planta de localización de cada pilote.

Número de golpes por pie y de golpes totales.

Cambios de tramo de pilote.

Itinerario de registro (golpes/minuto).

Observaciones encontradas durante la instalación.

**e. Reportes de inspección**

Reportes de inspección más recientes de la estructura o los que existan. Se incorporarán en los análisis los hallazgos como daños y reparaciones existentes, que se considere que puedan tener influencia en el comportamiento estructural de la plataforma.

Estos reportes de inspección son el resultado de la aplicación de un manual de inspección. Todo reporte de inspección debe contener los conceptos que registran los resultados obtenidos durante los trabajos de inspección, 12 conceptos para la superestructura y 16 para la subestructura:



**Superestructura:**

- ✓ Inspección visual general (VGE).
- ✓ Inspección con daños mecánicos (MEC).
- ✓ Corrosión (COR).
- ✓ Inspección visual detallada (VDE).
- ✓ Elementos Susceptibles a pandeo (PAN).
- ✓ Medición de espesores (ESP).
- ✓ Medición de inclinación horizontal (INCH).
- ✓ Medición de inclinación vertical (INCV).
- ✓ Inspección con equipo ACFM (ACF).
- ✓ Inspección con Líquidos penetrantes (LPT).
- ✓ Inspección de accesorios (ACC).
- ✓ Localización general de equipo (EQU).

**Subestructura:**

- ✓ Inspección visual general (VGE).
- ✓ Medición de potencial catódico (POT).
- ✓ Inspección con daños mecánicos (MEC).
- ✓ Corrosión (COR).
- ✓ Inspección de atracaderos (ATR).
- ✓ Inspección de defensas de pierna (DPI).
- ✓ Inspección de defensas de ductos ascendentes (DDU).
- ✓ Inspección visual detallada (VDE).
- ✓ Inspección con partículas magnéticas (MAG).
- ✓ Inspección con equipo ACFM (ACF).
- ✓ Elementos Susceptibles a pandeo (PAN).
- ✓ Medición de espesores (ESP).
- ✓ Ánodos seleccionados (AND).
- ✓ Crecimiento Marino (CMS)





- ✓ Socavación y Acumulamiento (SYA).
- ✓ Inspección de la conexión superestructura - pilote - subestructura (CNX).

**f. Reportes de inspecciones especiales**

En el caso de que se hayan efectuado inspecciones especiales, se deberá contar con esta información para determinar la existencia de daños adicionales importantes y que estos sean tomados en cuenta durante el proceso de evaluación. Estos reportes deben contener la información necesaria dependiendo del tipo de inspección realizada de acuerdo al evento que originó el daño y deben ser presentados en forma similar a los reportes de inspección normales

**g. Planos de localización general de equipos existentes**

Planos de localización general de los equipos en cada una de las cubiertas de la plataforma incluyendo los equipos existentes y equipos a ser instalados a futuro (si aplica), así como la lista de pesos de todos los equipos en condiciones de vacío y operación.

**h. Planos de localización de tuberías existentes**

Planos de localización de tuberías alojadas en la plataforma indicando su localización, dimensiones, servicio y pesos, tanto para las tuberías existentes, así como para las futuras (en caso de que aplique).

**i. Planos de arribos de líneas submarinas a la plataforma**

Planos de localización y arribo de líneas (tuberías) submarinas indicando el diámetro, espesor, plataforma de donde proceden, pierna de la plataforma a donde arriban.

**j. Nivel de producción de hidrocarburos que maneja la plataforma**

El cliente deberá proporcionar o confirmar el dato descriptivo del volumen de producción de hidrocarburos manejado de la plataforma, en barriles por día (BPD), y el servicio que presta la misma. Esta información será utilizada para determinar la categoría de exposición de la plataforma, de acuerdo a lo indicado en la sección 9 de la norma NRF-003-PEMEX-2000. [14]

**k. Historial de modificaciones y/o refuerzos estructurales**

En el caso de que se hayan realizado modificaciones y/o refuerzos estructurales a la plataforma, de existir se deberá contar con la información correspondiente a estas modificaciones, como planos generales y de detalle donde se incluya además el tipo de



material empleado en el refuerzo y/o reparación, y memoria de cálculo de la ingeniería realizada. [11]

### 3.2.2.2. Desarrollo del Modelo

El ingreso de las propiedades geométricas y de solicitaciones de la plataforma se realiza mediante el módulo del programa SACS llamado PRECEDE.

El ingreso de los datos puede ser mediante un ambiente gráfico o bien por medio de un archivo de datos ASCII SACS realizado mediante otro de los módulos del SACS llamado DATA GENERATOR.

La información que queda contenida en este archivo es la siguiente y según su ingreso se pueden clasificar en tres:

Características generales y geométricas de la estructura como por ejemplo; número de piernas, si es una plataforma tipo jacket o si cuenta con pilotes faldón, características de los conductores si es que cuenta con ellos, nivel de la línea de lodos, profundidad del agua, ubicación del punto de trabajo de trabajo, y las diferentes elevaciones de las bahías tanto de la subestructura como de la superestructura.

1. La topología de la estructura, es decir el arreglo estructural tanto de la subestructura y superestructura, los grupos de secciones así como sus medidas y tipo de material, los cuales generalmente se agrupan por secciones del mismo tipo. Los daños existentes que se consideren que pongan su falla local ponga en riesgo la integridad global de la estructura.
2. Ingreso de las condiciones de carga gravitacionales como es carga muerta y carga viva así como de las características de las condiciones ambientales. Una vez definida estas cargas se procede a definir las combinaciones de carga y las direcciones de análisis.
3. Con la información geotécnica se realiza un archivo de suelo, el cual contiene las características del pilote (tipo de acero, longitud de penetración,) y características del suelo en el cual se encuentra.

Posteriormente, se realiza una discretización de las cargas en los nodos y elementos, mediante el módulo del SACS llamado SEASTATE. Posteriormente se determinan las combinaciones de carga así como las direcciones de análisis más desfavorables. Para finalmente realizar mediante el módulo COLLAPSE el análisis al colapso de la estructura. Cabe señalar que no existe un procedimiento general del desarrollo del modelo, debido a lo amigables del programa el ingreso de estos datos puede ser gráficamente o mediante la creación del archivo de datos ASCII.



### 3.3 Establecimiento de las consideraciones relevantes de análisis.

Tomando en consideración la identificación previa de las variables que pueden intervenir en la estimación del comportamiento al colapso de plataformas es necesario definir las variables preponderantes a estudiar para el presente trabajo y que intervienen en dicho comportamiento de la estructura.

Ya que como se mencionó, en el estudio de la estimación del comportamiento al colapso de estructuras existen múltiples incertidumbres, que puede ser desde la capacidad o resistencia de la estructura hasta las solicitaciones o cargas actuantes y futuras.

Podemos decir entonces que existen varias fuentes de incertidumbre: (1) la incertidumbre propia de los fenómenos naturales o de los materiales; (2) la incertidumbre producto de la información limitada que sobre un fenómeno o las características de la estructura se tiene; y (3) la incertidumbre producto de los modelos analíticos y matemáticos que se construyen del mundo físico para efectos del análisis.

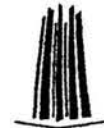
Actualmente la evaluación estructural así como el diseño de plataformas marinas se rige bajo una normatividad basada en riesgo, cuyo objetivo es tomar el menor riesgo posible de falla en función de su importancia económica.

En los siguientes subtemas se describirán los parámetros de relevancia en el comportamiento al colapso en las plataformas tipo jacket localizadas en la Sonda de Campeche. Basándose en la identificación previa de la sección (3.2).

#### 3.3.1. Estructura.

La topología de la estructura forma parte elemental en el comportamiento al colapso. Cuando la dicha estructura comienza a experimentar deformaciones plásticas o fallas locales en elementos de arriostamiento (pandeos) y juntas, una adecuada topología permitirá la redistribución de carga de los elementos ya fallados a los elementos aún con capacidad de carga, permitiendo que la estructura se comporte más dúctil. Siendo evidente que una mala estructuración permitirá que el colapso total de la estructura esté regido por la falla local y no por una falla en conjunto (Ver sección 3.2.1.).

Sin embargo para el desarrollo del siguiente trabajo no se modificara la topología de las estructuras a analizar, debido a que se pretende analizar las estructuras lo más apegado a la realidad.



Debido a que las plataformas tienen una gran capacidad a soportar daños (Ver sección 3.2.2), y el efecto de estos queda fuera del alcance de este trabajo no se consideraran los daños encontrados en las plataformas que se analizaran, aun y cuando se considere que pueden influir en el comportamiento estructural, ya que la intención de este trabajo es encontrar factores en común de plataformas marinas fijas tipo Jacket instaladas en la Sonda de Campeche y los daños sería una variable particular de cada caso.

La información aun referente a la contribución y efecto en las estructuras de la interacción suelo-estructura aún es escasa para solicitaciones ambientales como en el caso de las plataformas, y la existente para el caso de sismo solo afecta las propiedades dinámicas de la estructura. Para este trabajo se estudiará el efecto de la consideración de la interacción suelo- estructura en un análisis de cargas estáticas.

### **3.3.2. Solicitaciones.**

Siendo en la Sonda de Campeche las condiciones de tormenta las que rigen el diseño y la evaluación de plataformas (ver sección 1.2.4), se hará referencia a dichas condiciones.

Estando la Norma de Diseño y Evaluación de las plataformas marinas ubicadas en la Sonda de Campeche basada en riesgo, es necesario conocer el comportamiento estructural de dichas estructuras en condiciones de eventos oceanográficos extremos, sobre todo cuando las cargas exceden a las de diseño.

El viento en condiciones de tormenta, llega a producir efectos considerables cuando se tienen grandes pantallas, como en el caso de plataformas que tienen grandes módulos. Pero es un caso particular y no un caso en común asociado con todas las plataformas. Debido a eso se tomará en cuenta la acción del viento, generada por las características y equipos con los que cuentan los modelos.

La corriente por si sola, solo llega a incrementar las cargas causadas por el oleaje en un 30% en las partes sumergidas de la estructura (Ver sección 3.1.3), pero cuando se toma en cuenta el crecimiento marino, éste aumenta los diámetros de los elementos sumergidos de la subestructura haciendo que la aportación de carga sea más desfavorable, pero como el crecimiento marino es considerado un daño en la plataforma y se mencionó con anterioridad que no se modelaran daños en la plataforma, se tomará en cuenta las velocidades de corriente en condiciones de tormenta pero no el aumento del diámetro de las piernas por el crecimiento marino.

Una de las variantes más importantes en las revisiones estructurales e incluso en las definiciones de normas, es la determinación de las condiciones de oleaje y alturas de ola en condiciones de tormenta.



Ya que la experiencia nos muestra que cuando la altura de ola alcanza la cubierta inferior se experimentan fuerzas sobre de la estructura de tal magnitud que son capaces de colapsar la estructura y en el menor de los casos llevarse equipo de la cubierta. El caso de la plataforma UNOCAL es un antecedente importante a considerar. Durante el paso del huracán Hilda en 1964, se presentaron daños severos en la plataforma UNOCAL, con un costo estimado de 500 millones de dólares estadounidenses y la pérdida de 39 vidas humanas. La cubierta de la plataforma fue “cortada” del jacket y se produjo pandeo de diagonales en la crujía superior del mismo. Siendo este un caso común en las plataformas viejas y recién instaladas, de ahí que se considerara que las condiciones de oleaje y altura de ola serán tales que teóricamente golpee la cubierta inferior.

### **3.3.3. Modelación.**

La aproximación matemática de las condiciones reales de la estructura así como el estudio del comportamiento estructural global bajo incrementos de carga, mediante un modelo, forman parte de las incertidumbres del estudio del comportamiento estructural.

Ya que según sean las opciones de análisis y características reales de la estructura que se modelen y de las cuales se elijan, varía el comportamiento de la estructura. Para modo de verificación de resultados se desarrollaron los mismos modelos para dos tipos de programas, ya descritos anteriormente.

Por lo tanto se tomarán como referencia de estudio dos tipos de programas para el diseño y evaluación de plataformas marinas, TOPCAT modelo simplificado y SACS modelo detallado.

Siendo TOPCAT un modelo simplificado, solo se realizará un tipo de análisis sin variar los parámetros de tendencia y incertidumbres, simplemente servirá para verificar si se aproxima a los del SACS, en que porcentaje y para que consideraciones del SACS se aproxima más.

Mediante el programa SACS se establecerán 2 direcciones de análisis y 7 casos de análisis para cada dirección, los cuales se describen a continuación.



Casos planteados en cada dirección de análisis.			
	Flexibilidad en juntas.	Pandeos API WSD	Interacción Suelo-Estructura
Caso 1	X	X	X
Caso 2		X	X
Caso 3	X	X	
Caso 4		X	
Caso 5	X		X
Caso 6			X
Caso 7			

**Tabla 3.1 Clasificación de los casos de análisis para SACS**

Existen dentro de este tipo de modelos muchos elementos que se consideran para las generación de cargas y que si contribuyen a la rigidez global de la estructura, pero por ser elementos que su falla no pone en peligro la integridad global de la estructura se consideran elásticos de esta manera el análisis se detendrá hasta alcanzar la carga última de la estructura. En el caso de ser de interés el análisis de este tipo de elementos se tendría que hacer un análisis local para ver su comportamiento.



#### 4.1 Análisis al colapso de los modelos matemáticos.

Mediante el procedimiento descrito en la sección 3.2 se desarrollaron cuatro modelos de plataformas marinas fijas instaladas en la Sonda de Campeche.

Son dos plataformas de ocho piernas (octápodo) y dos de cuatro piernas (tetrápodo), sus características generales se nombran a continuación.

##### **Octápodos**

*Octápodo 1.* El servicio que presta esta plataformas es de perforación (Ver sección 1.1.1), localizada en un tirante de 63.4 metros de agua. Cumple con los requerimientos de ductilidad de la sección 3.1.2.1 solo en el sentido corto de su estructuración, ya que en el sentido largo la topología no se encuentra distribuida de acuerdo a los requerimientos de ductilidad mencionados en la sección 3.1.2.1.

*Octápodo 2.* También esta plataforma presta el servicio de perforación, se localiza en un tirante de agua de 57.91 metros. Así como Octápodo 1 cumple los requerimientos de ductilidad solo en el sentido corto, no así en el sentido largo.

##### **Tetrápodos.**

*Tetrápodo 1.* El servicio que presta es de producción (Ver sección 1.1.1), localizada en un tirante de 48.3 metros. Cumple con los requerimientos de ductilidad de 3.1.2.1, en toda su estructuración.

*Tetrápodo 2.* El servicio que presta esta plataforma es habitacional, localizada en un tirante de 49.3 metros de agua. Tiene una de sus caras sin inclinación, cumple con los requerimientos de ductilidad pero cuenta con elementos de refuerzo cortos entre los elementos de arriostamiento diagonal.

De acuerdo a la sección 3.3 se realizará un análisis de tormenta con una altura de ola que pase la cubierta inferior. Cada uno de los programas (TOPCAT y SACS) tiene diferentes métodos de realizar el análisis de tormenta, que a continuación se describen.

##### **4.1.1. Análisis de Tormenta (TOPCAT).**

Para modelar las plataformas para ser analizadas mediante el programa TOPCAT, estas se consideran compuesta por los siguientes componentes: bahías de superestructura, bahías de la subestructura y el nivel de cimentación. Las bahías de la superestructura y de la subestructura tienen un esfuerzo y una rigidez en cada uno de los dos principales ejes horizontales; rotaciones alrededor de estos ejes es ignorada.



El esfuerzo y rigidez son definidos por los elementos estructurales mayores que constituyen el componente: elemento pierna columna para la bahía de la superestructura (si se encuentra no arriostrado) elementos tubulares de arrostramiento para las bahías de la subestructura (y para las bahías de la superestructura si está arriostrada). Los elementos de arrostramiento son colocados para proveer esfuerzo y rigidez solo a lo largo del eje del elemento; por lo tanto, los elementos en el lado corto no proveen resistencia en el sentido largo y viceversa. Los componentes en el nivel de la cimentación tienen esfuerzos y rigidez en ambos ejes horizontales, así como, esfuerzo y rigidez para la rotación alrededor de estos ejes.

Para el análisis de tormenta, TOPCAT ejecuta un análisis de demanda-capacidad. En lugar de realizar un análisis estructural convencional completo (formulando una matriz de rigidez completa para el modelo entero de la plataforma, aplicando un vector de carga al modelo, solucionando para los desplazamientos inducidos por el vector, y entonces usando los desplazamientos para encontrar fuerzas inducidas en los componentes de la plataforma), TOPCAT calcula la capacidad de cada uno de los elementos individualmente y entonces compara el esfuerzo que puede resistir el elementos contra la carga que debe resistir cada componente. Las cargas de tormenta, de viento, oleaje y corriente, son determinadas asumiendo que la plataforma es una estructura rígida, de ahí que no hay necesidad de un análisis matricial iterativo (usando una matriz de rigidez completa).

Las capacidades de esfuerzo para los diferentes componentes de la plataforma son estimadas aplicando un análisis plástico. Basado en un modelo de falla supuesto para el componente, se calcula la carga que lleva a la falla el elemento para posteriormente tomarla como la carga resistente del elemento.

Los mecanismos de falla que usa para encontrar la capacidad de carga de los componentes de la plataforma son los siguientes:

- 1) Simultaneas articulaciones plásticas en la parte superior e inferior de las columnas en una bahía no arriostrada con carga lateral aplicada en la parte superior, ver figura 4.1.



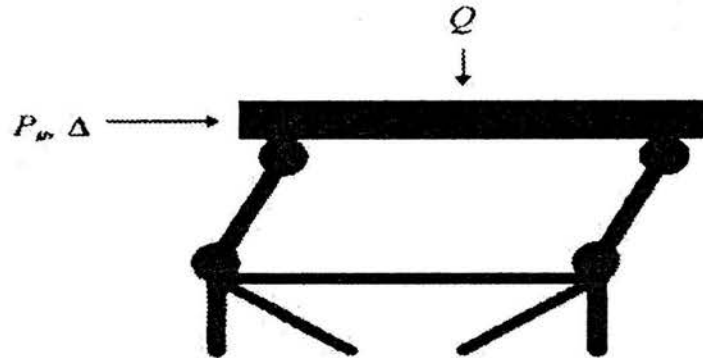


Figura 4.1 Componentes del mecanismo para la capacidad lateral de una bahía no arriostrada. [15]

- 2) Pandeo y fluencia de los arrostramientos diagonales, o fluencia o colapso de juntas tubulares en donde estén conectados los arrostramientos, en una bahía arriostrada con carga lateral en la parte superior, Figura 2.1.

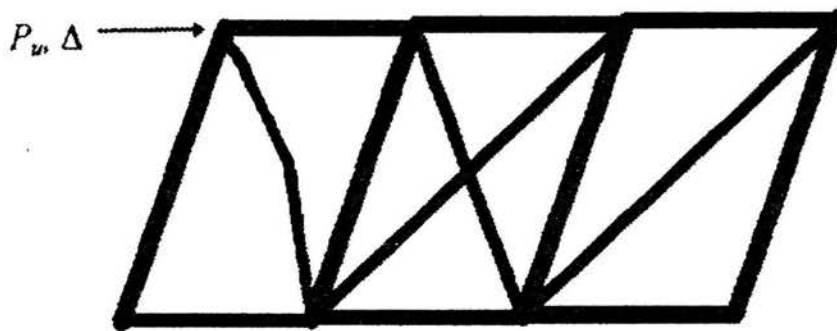
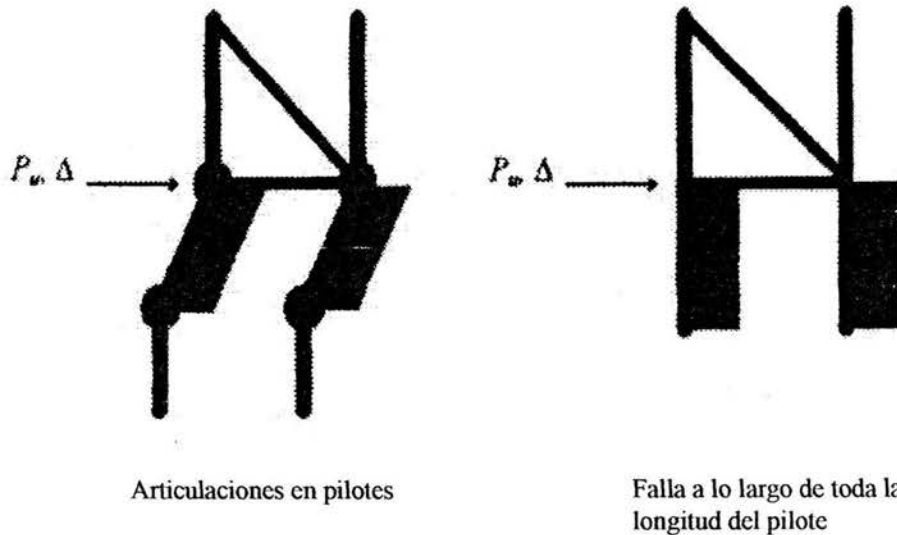


Figura 4.2 Componentes del mecanismo para la capacidad lateral de una bahía arriostrada. [15]

- 3) Fluencia simultánea de todos los pilotes en un mecanismo de dos articulaciones con carga lateral aplicada en la parte superior del pilote, o una falla por cortante en el suelo que soporta la estructura.



**Figura 4.3 Mecanismo de falla lateral de la cimentación. [15]**

- 4) Rotación de la cimentación para la primera incidencia de fuerza axial del pilote, por cualquier fluencia del pilote de acero o por fluencia de todo soporte del suelo alrededor del pilote, ver figura 4.3

Los resultados obtenidos mediante el TOPCAT son mostrados de modo gráfico. El gráfico muestra la demanda de cortante a lo largo de la profundidad de la subestructura y de los niveles de la superestructura.

Son generadas tres líneas, las cuales representan los límites de la capacidad de los elementos de las bahías de la subestructura y de la superestructura, así como la capacidad de las juntas para cada nivel de la subestructura.

El límite inferior es la carga necesaria para forzar que el miembro más débil de la bahía falle; mientras que superior límite superior es basada en la resistencia al post-pandeo y post-fluencia de todos los elementos de la bahía.

La línea de la capacidad de juntas representa la capacidad de los arriostramientos suponiendo que la junta más débil falle. (Ver figura 4.4)

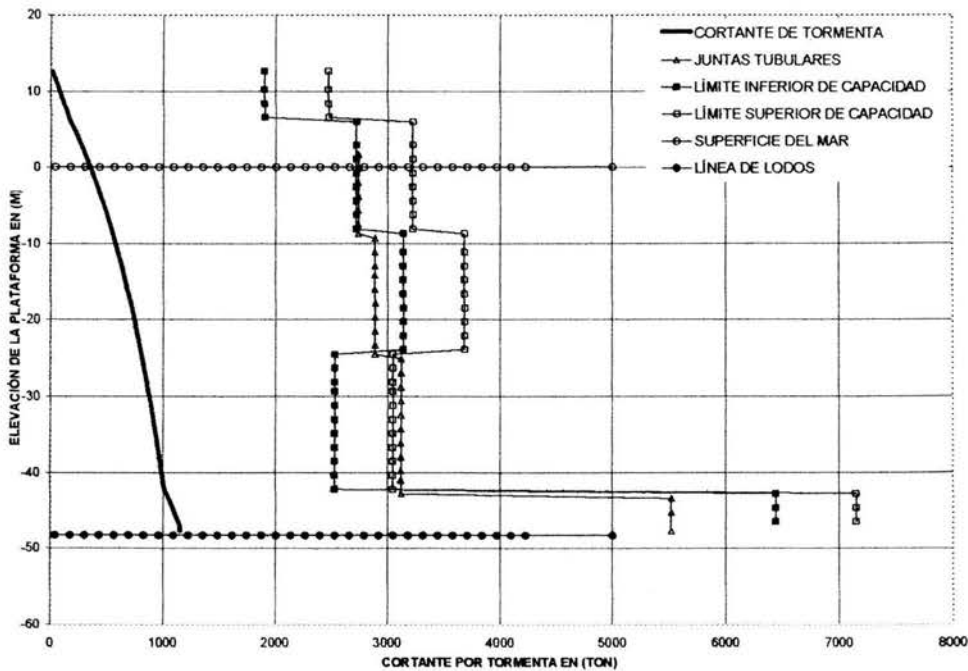


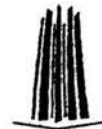
Figura 4.4 Ejemplo de la gráfica obtenida mediante TOPCAT.

#### 4.1.2. Análisis de Tormenta (SACS).

Mediante el módulo COLLAPSE se realiza un análisis matricial, incrementando las cargas estáticas en pasos definidos por el usuario. Se pueden definir más de una combinaciones de carga, pudiendo ser aculadas, si la capacidad de la estructura lo permite.

El proceso de solución involucra tres niveles de iteración. Para cualquier incremento de carga global, se realiza una solución viga-columna para cada miembro plástico, utilizando las propiedades de la sección transversal del subelemento (el programa divide cada elemento en 8 subelementos). Entonces la iteración sobre la rigidez global, se realiza incluyendo los efectos de flexibilidad de conexión, la plastificación y falla de las mismas, la iteración de rigidez de la cimentación junto con la de la estructura, dicha iteración incluye los efectos no lineales de la interacción pilote/suelo.

Para cualquier iteración de la solución global, es determinada la deflexión de la estructura y comparada con los desplazamientos de la solución de la iteración anterior. Si la convergencia no se logra, los nuevos desplazamientos globales de las conexiones y las vigas se usan junto con las cargas internas y externas para recalcular las matrices elementales de rigidez. Entonces la iteración de la rigidez estructural se repite incluyendo



los efectos de la cimentación hasta que los desplazamientos reúnan la tolerancia de la convergencia.

En el caso de la cimentación y los efectos interacción suelo-estructura el programa calcula inicialmente fuerzas y rigidez del suelo considerando que no existen deflexiones y rotaciones a lo largo del pilote. Para las deflexiones dadas en la cabeza del pilote los desplazamientos y rotaciones son calculados, para con ellos calcular las fuerzas y rigideces del suelo correspondientes.

Usando las deflexiones y rotaciones, el programa calcula las fuerzas internas de los segmentos del pilote así como la plasticidad de estos mismos. Los resultados de las fuerzas plásticas son aplicados a los segmentos del pilote en la siguiente iteración. Este procedimiento es repetido hasta que las deflexiones y rotaciones converjan.

En la posición final flexionada, el programa calcula la matriz de rigidez, incrementando las deflexiones y rotaciones de la cabeza del pilote y calculando las fuerzas y momentos de restauración. El resultado de las fuerzas plásticas de la cabeza del pilote son transformadas dentro de las coordenadas globales, y agregándolas al vector de fuerzas plásticas globales para la siguiente interacción global o incremento.

El concepto básico del análisis plástico es el siguiente:

La carga es aplicada a la estructura incrementándola. Los desplazamientos en el nodo y fuerzas en los elementos son calculados para cada paso de carga y la matriz de rigidez es actualizada. Cuando el esfuerzo en un elemento alcanza el esfuerzo de fluencia la plasticidad es introducida. La introducción de la plasticidad reduce la rigidez de la estructura y la carga adicional debida a los subsecuentes incrementos de carga serán redistribuidos a los miembros adyacentes de los cuales no hayan sido plastificados. Este fenómeno continuará (colapso progresivo de elementos) hasta que la estructura completa colapse.

Los criterios de colapso que toma el programa pueden ser los siguientes:

Por deformaciones, para el desarrollo de este trabajo, se permitió un criterio desplazamiento máximo de 10 metros.

Por capacidad en la cimentación.

Por formación de un mecanismo de colapso, es decir la falla de varias juntas y elementos que hagan que teóricamente se colapse la estructura.

Cuando la matriz de rigideces se hace singular, cuando una matriz se hace singular matemáticamente no tiene solución.

Cuando el análisis se detiene por la última razón queda la duda si esa es la carga última, ya que se tiene que verificar que efectivamente la estructura ya no cuenta con capacidad para soportar más carga.



**4.2 Análisis de sensibilidad de los parámetros relevantes.**

Uno de los objetivos de estos análisis es observar en que porcentaje difieren los resultados obtenidos mediante el programa, TOPCAT y los obtenidos en SACS. El segundo de los objetivos está involucrado completamente con el SACS, en el cual se verificará el mecanismo de falla así como la sensibilidad de los resultados a los diferentes parámetros de análisis descritos en la sección 3.3.3

A continuación se muestran los resultados obtenidos:

Octápodos.

En las tablas 4.1 y 4.2 se muestran como se definieron las combinaciones de carga para las dos direcciones de análisis de cada uno de los octápodos. Se muestran los conceptos de carga que las conforman y sus respectivos porcentajes.

CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES		
1	Peso Propio - Flotación + Crec.Marino	100		
2	Carga Muerta en Cubierta Superior	100		
3	Carga Muerta en Cubierta Inferior	100		
4	Carga Viva en Cubierta Superior	100		
5	Carga Viva en Cubierta Inferior	100		
6	Equipo de Perforación de 4500 Ton.	100		
7	Ánodos de Sacrificio	100		
8	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta por debajo de la Cub. Inf.		100	-100
9	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta			100
10	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta Sobre Equipo			100
16	Puente	100		
21	Carga Muerta en Laboratorio y Taller	100		
22	Carga Viva en Laboratorio y Taller	100		
23	Equipo en Taller y Laboratorio	100		
24	Carga Muerta en Cantiliver	100		
25	Carga Viva en Cantiliver	100		
26	Carga del Contenedor	100		
COMBINACIONES DE CARGA		1	2	3
		Gravitacionales	a) Carga Lateral por debajo de la cubierta inferior	b) Carga Lateral por oleaje y fza. en equipo

**Tabla 4.1 Cargas correspondientes a cada combinación de carga para el octápodo 1 en las direcciones X y Y.**



CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES	
1	Peso Propio - Flotación + Crec.Marino	100	
2	Carga Muerta en Cubierta Superior	100	
3	Carga Muerta en Cubierta Inferior	100	
	Carga Viva en Cubierta Superior	100	
	Carga Viva en Cubierta Inferior	100	
	Equipo de Perforación de 4500 Ton.	100	
	Ánodos de Sacrificio	100	
8	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta por debajo de la Cub. Inf.		100
10	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta Sobre Equipo		
16	Puente	100	
21	Carga Muerta en Laboratorio y Taller	100	
22	Carga Viva en Laboratorio y Taller	100	
23	Equipo en Taller y Laboratorio	100	
24	Carga Muerta en Cantiliver	100	
25	Carga Viva en Cantiliver	100	
26	Carga del Contenedor	100	
COMBINACIONES DE CARGA		1	2
		Gravitacionales	a) Carga Lateral por debajo de la cubierta inferior

**Tabla 4.2 Cargas correspondientes a cada combinación de carga para el octápodo 2 en las direcciones X y Y.**

Para el caso del octápodo 1 se definieron tres combinaciones de carga y para el octápodo 2 se definieron solo dos combinaciones de carga, de acuerdo a la categoría de exposición en la que se encuentran clasificada (Ver referencia 13).



Las cargas resultantes de las combinaciones mencionadas en las tablas 4.1 y 4.2 se muestran en las tablas 4.3 y 4.4 para el caso del octápodo 1 y de la misma forma las tablas 4.5 y 4.6 para el octápodo 2. Cabe señalar que estas cargas son las resultantes pero en realidad el análisis se realiza con la carga en los nodos, estas cargas solo servirán para identificar la carga última.

<b>Cargas globales de la estructura en dirección X</b>			
Combinación de carga 1			
Fx =		18.	Ton
Fy =		0.	Ton
Fz =		7,645.	Ton
Combinación de carga 2			
Fx =		2,807.	Ton
Fy =		19.	Ton
Fz =		27.	Ton
Combinación de carga 3			
Fx =		1,075.	Ton
Fy =		16.	Ton
Fz =		82.	Ton

**Tabla 4.2 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el octápodo 1 en la dirección de análisis X.**

<b>Cargas globales de la estructura en dirección Y</b>			
Combinación de carga 1			
Fx =		0	Ton
Fy =		0	Ton
Fz =		7,558.	Ton
Combinación de carga 2			
Fx =		19.	Ton
Fy =		3,218.	Ton
Fz =		47.	Ton
Combinación de carga 3			
Fx =		14,230.	Ton
Fy =		1, 725,749.	Ton
Fz =		122,469.	Ton

**Tabla 4.3 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el octápodo 1 en la dirección de análisis Y.**



<b>Cargas globales de la estructura en dirección X</b>			
Combinación de carga 1			
F <sub>x</sub> =		4.	Ton
F <sub>y</sub> =		0	Ton
F <sub>z</sub> =		6,965.	Ton
Combinación de carga 2			
F <sub>x</sub> =		3,351.	Ton
F <sub>y</sub> =		21.	Ton
F <sub>z</sub> =		8,039.	Ton

**Tabla 4.4 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el octápodo 2 en la dirección de análisis X.**

<b>Cargas globales de la estructura en dirección Y</b>			
Combinación de carga 1			
F <sub>x</sub> =		0	Ton
F <sub>y</sub> =		0	Ton
F <sub>z</sub> =		6,965.	Ton
Combinación de carga 2			
F <sub>x</sub> =		17.	Ton
F <sub>y</sub> =		3,615.	Ton
F <sub>z</sub> =		84.	Ton

**Tabla 4.5 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el octápodo 2 en la dirección de análisis Y.**

Las cargas últimas alcanzadas en los análisis en la dirección X, referentes a cada caso de estudio del octápodo 1 y del octápodo 2 se encuentran graficadas en la figura 4.5 y 4.6 respectivamente.



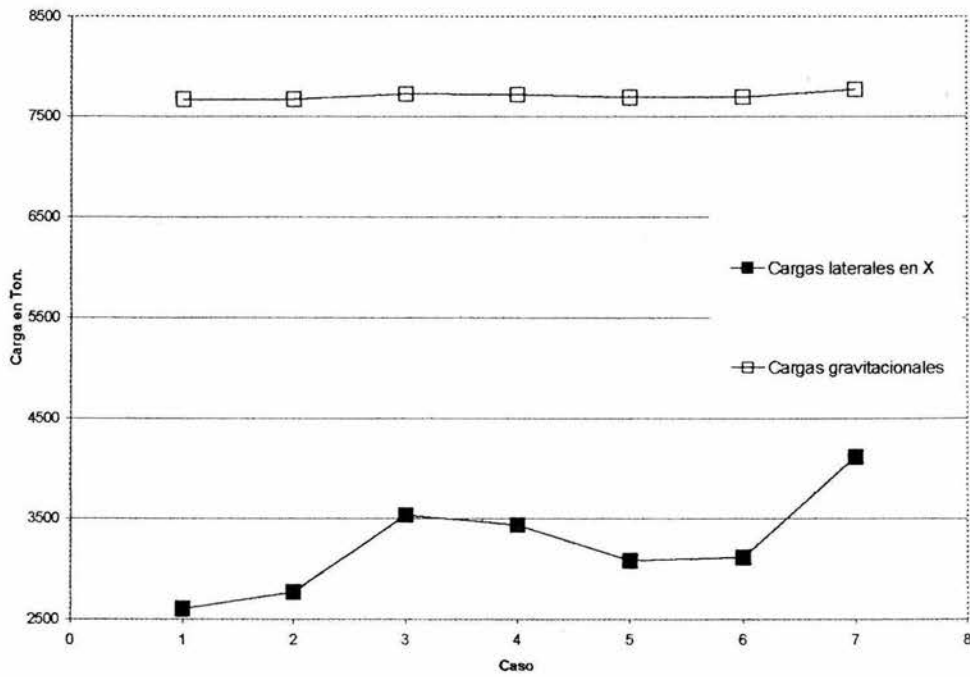


Figura 4.5 Cargas últimas correspondientes al octápodo 1 en la dirección X.

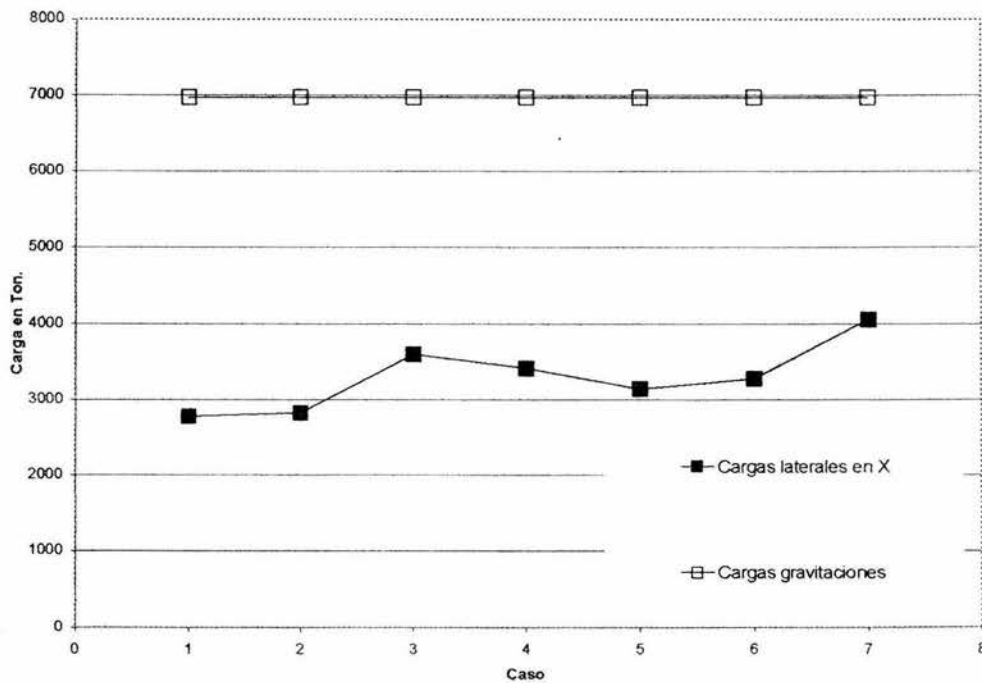


Figura 4.6 Cargas últimas correspondientes al octápodo 2 en la dirección X.



En las tablas 4.6 y 4.7, se muestran: la condición de carga, el factor de carga y la carga última asociada con la resistencia del modelo para cada caso de análisis en la dirección X.

Cargas laterales últimas en X

Octápodo 1.			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.92	2,601.
2	1+2	0.98	2,769.
3	1+2+3	0.66	3,535.
4	1+2+3	0.57	3,438.
5	1+2+3	0.24	3,083.
6	1+2+3	0.27	3,116.
7	1+2+3	1.2	4,116.

Cargas gravitacionales

Octápodo 1.			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.92	7,670.
2	1+2	0.98	7,672.
3	1+2+3	0.66	7,726.
4	1+2+3	0.57	7,719.
5	1+2+3	0.24	7,692.
6	1+2+3	0.27	7,694.
7	1+2+3	1.2	7,771.

**Tabla 4.6 Combinaciones de carga y factores de carga alcanzados para el octápodo 1 en la dirección x.**

Cargas laterales últimas en X

Octápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.3	1,010.
2	1+2	0.3	1,010.
3	1+2	1.25	4,194.
4	1+2	1.45	4,865.
5	1+2	0.325	1,094.
6	1+2	0.4	1,345.
7	1+2	1.425	4,781.

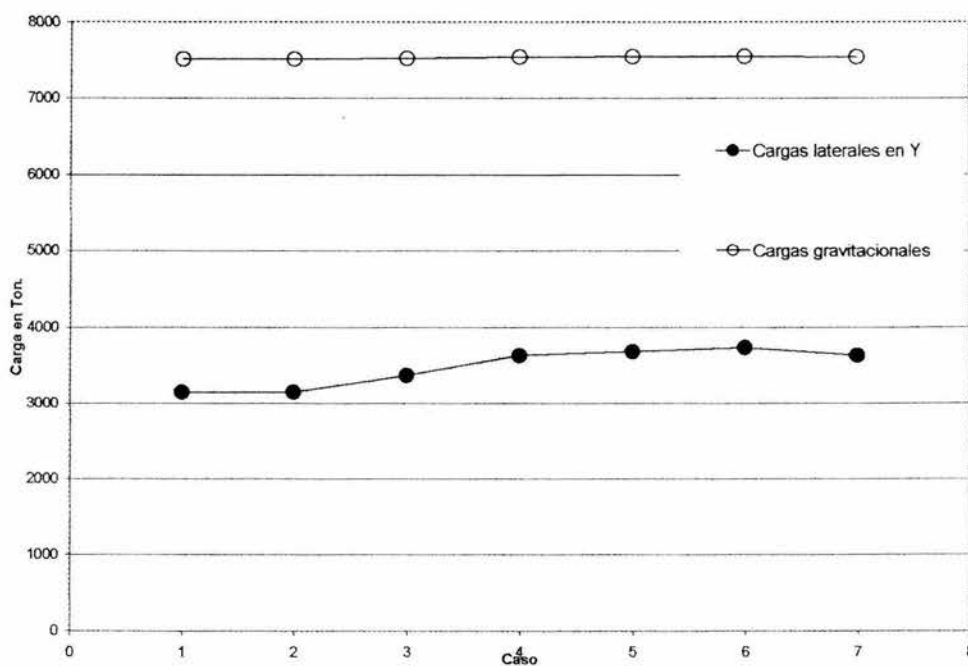


Cargas gravitaciones				
Octápodo 2				
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)	
1	1+2	0.3	6,967.	
2	1+2	0.3	6,967.	
3	1+2	1.25	6,975.	
4	1+2	1.45	6,976.	
5	1+2	0.325	6,967.	
6	1+2	0.4	6,968.	
7	1+2	1.425	6,976.	

**Tabla 4.7 Combinaciones de carga y factores alcanzados para el octápodo 2 en la dirección X.**

De la misma manera que los resultados anteriormente presentado, se presentan los referentes a la dirección de análisis Y.

En las figuras 4.7 y 4.8 se encuentran graficadas las cargas últimas de los modelos en la dirección Y.



**Figura 4.7 Cargas últimas correspondientes al octápodo 1 en la dirección Y.**

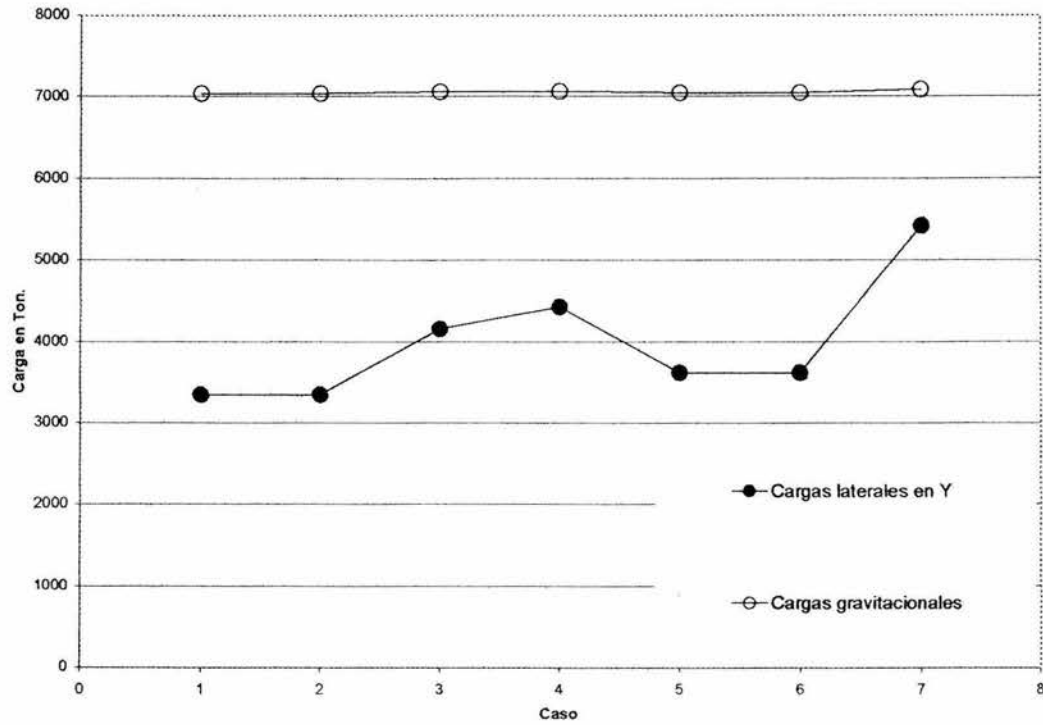


Figura 4.8 Cargas últimas correspondientes al octápodo 2 en la dirección Y.

En las tablas 4.8 y 4.9 se muestran: la condición de carga, el factor de carga y la carga última asociada con resistencia del modelo en la dirección Y.

Cargas laterales últimas en Y			
Octápodo 1.			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.98	3,153.
2	1+2	0.98	3,153.
3	1+2+3	0.09	3,373.
4	1+2+3	0.24	3,632.
5	1+2+3	0.27	3,684.
6	1+2+3	0.3	3,735.
7	1+2+3	0.24	3,632.



Cargas gravitacionales

Octápodo 1.			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.98	7,512.
2	1+2	0.98	7,512.
3	1+2+3	0.09	7,522.
4	1+2+3	0.24	7,540.
5	1+2+3	0.27	7,544.
6	1+2+3	0.3	7,547.
7	1+2+3	0.24	7,540.

**Tabla 4.8 Combinaciones de carga y factores alcanzados para el octápodo 1 en la dirección Y.**

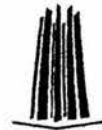
Cargas laterales últimas en Y

Octápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.3	1,084.
2	1+2	0.3	1,084.
3	1+2	1.125	4,067.
4	1+2	1.45	5,242.
5	1+2	0.325	1,175.
6	1+2	0.4	1,446.
7	1+2	1.475	5,332.

Cargas gravitacionales

Octápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2	0.3	6,990.
2	1+2	0.3	6,990.
3	1+2	1.125	7,060.
4	1+2	1.45	7,087.
5	1+2	0.325	6,992.
6	1+2	0.4	6,998.
7	1+2	1.475	7,089.

**Tabla 4.9 Combinaciones de carga y factores alcanzados para el octápodo 2 en la dirección Y.**



Se continuará con los resultados obtenidos mediante el programa TOPCAT, en las figuras 4.9 y 4.10 se muestran los resultados obtenidos para el octápodo 1 y el octápodo 2 en la dirección de análisis X.

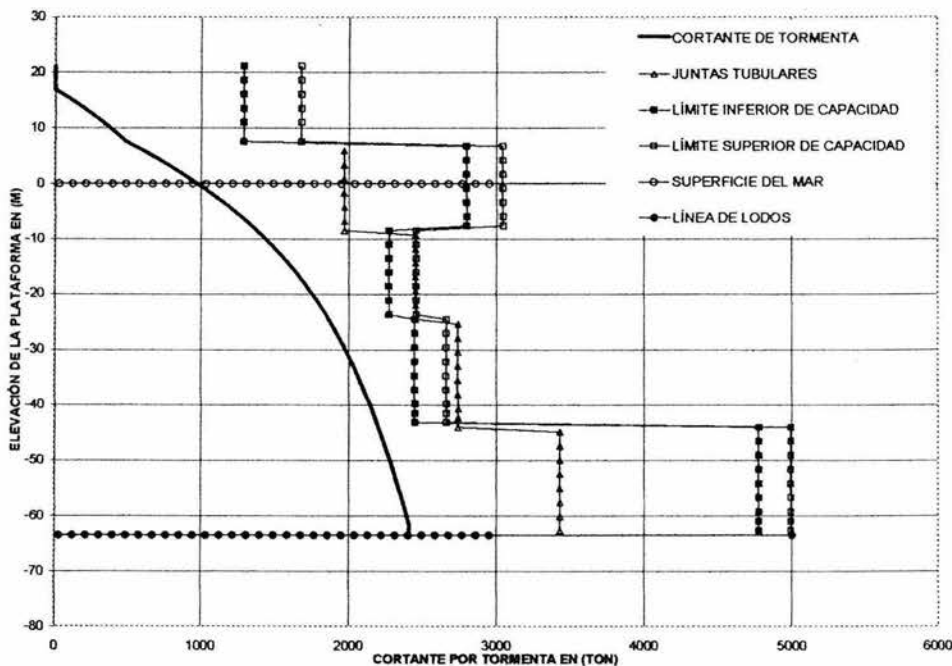


Figura 4.9 Análisis de tormenta en TOPCAT correspondiente al octápodo 1 en la dirección X

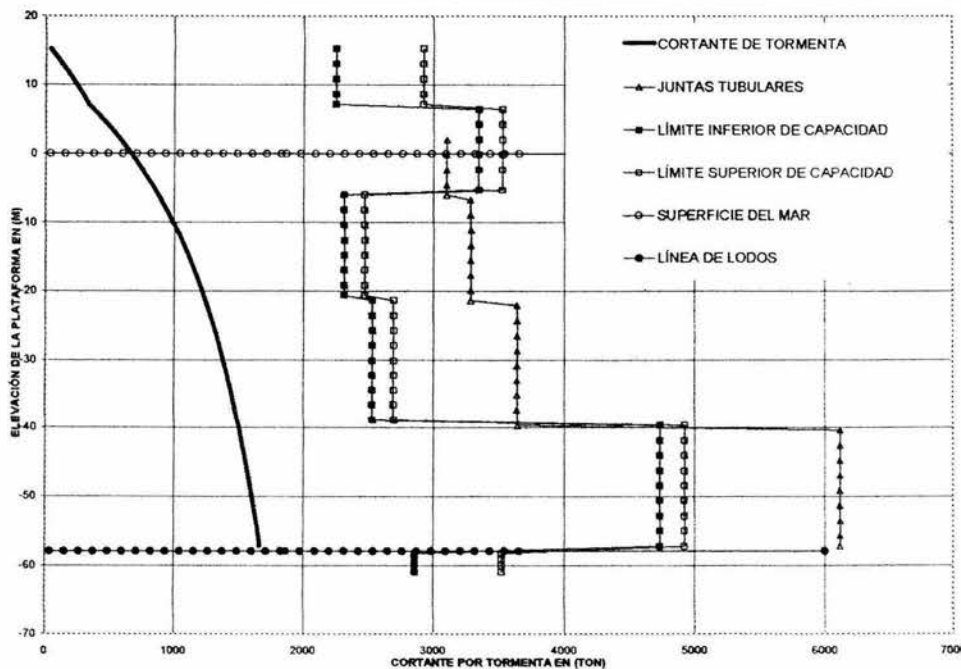


Figura 4.10 Análisis de tormenta en TOPCAT correspondiente al octápodo 2 en la dirección X



De forma similar en las figuras 4.11 y 4.12 se muestran los resultados obtenidos para la dirección de análisis Y, correspondientes al octápodo 1 y octápodo 2.

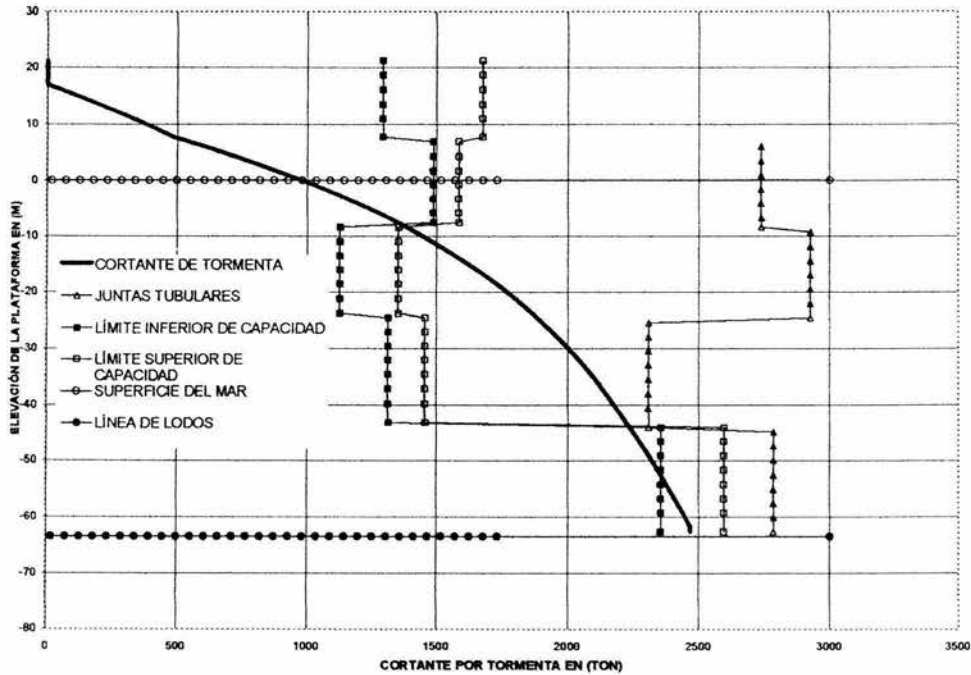


Figura 4.11 Análisis de tormenta en TOPCAT correspondiente al octápodo 1 en la dirección Y

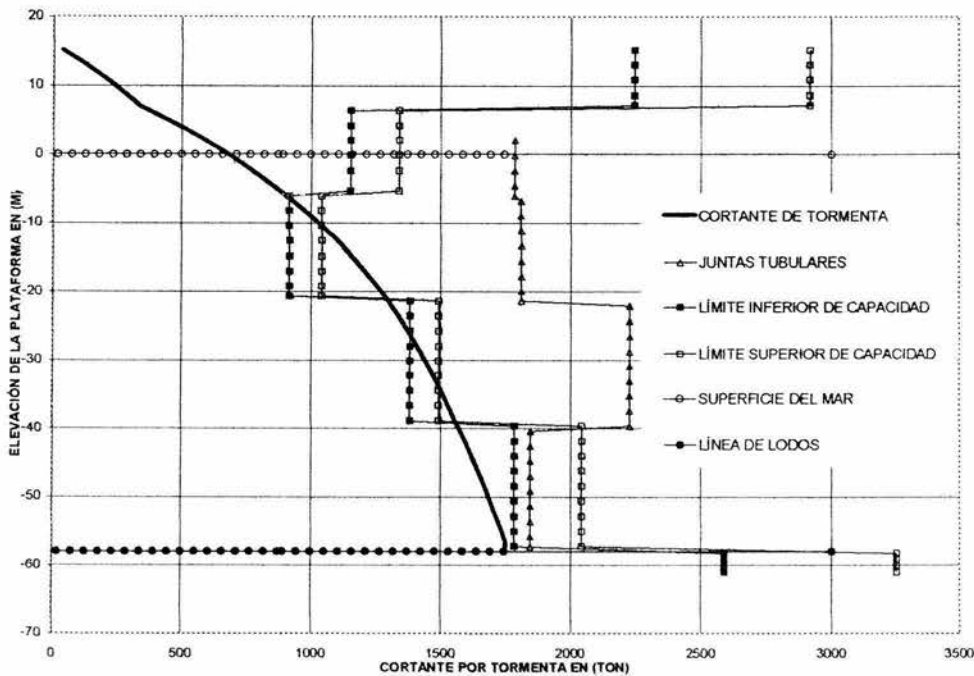


Figura 4.12 Análisis de tormenta en TOPCAT correspondiente al octápodo 2 en la dirección Y



Se continúa con los resultados de los tetrápodos, de forma similar a los resultados mostrados anteriormente, se presentarán primero los obtenidos mediante el SACS y posteriormente los obtenidos en TOPCAT.

Tetrápodos

En las tablas 4.10 y 4.11 se muestran como están conformadas las combinaciones de carga para las dos direcciones de análisis de cada uno de los tetrápodos. Se muestran los conceptos de carga que las conforman y sus respectivos porcentajes.

CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES		
1	Peso Propio - Flotación + Crec.Marino	100		
2	Carga Muerta en Cubierta Superior	100		
3	Carga Muerta en Cubierta Inferior	100		
4	Carga Viva en Cubierta Superior	100		
5	Carga Viva en Cubierta Inferior	100		
6	Equipo de Perforación de 4500 Ton.	100		
7	Ánodos de Sacrificio	100		
8	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta por debajo de la Cub. Inf.		100	-100
9	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta			100
10	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta Sobre Equipo			100
16	Puente	100		
21	Carga Muerta en Laboratorio y Taller	100		
22	Carga Viva en Laboratorio y Taller	100		
23	Equipo en Taller y Laboratorio	100		
24	Carga Muerta en Cantiliver	100		
25	Carga Viva en Cantiliver	100		
26	Carga del Contenedor	100		
COMBINACIONES DE CARGA		1	Gravitacionales	
		2	a) Carga Lateral por debajo de la cubierta inferior	
		3	b) Carga Lateral por oleaje y fza. En equipo	

Tabla 4.10 Cargas correspondientes a cada combinación de carga para el tetrápodo 1 en las direcciones de análisis X y Y.





CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES		
1	Peso Propio - Flotación + Crec.Marino	100		
2	Carga Muerta en Cubierta Superior	100		
3	Carga Muerta en Cubierta Inferior	100		
4	Carga Viva en Cubierta Superior	100		
5	Carga Viva en Cubierta Inferior	100		
6	Equipo de Perforación de 4500 Ton.	100		
7	Ánodos de Sacrificio	100		
8	Viento, Oleaje y Corriente en Tormenta por debajo de la Cub. Inf.		100	-100
9	Viento,Oleaje y Corriente en Tormenta			100
10	Viento,Oleaje y Corriente en Tormenta Sobre Equipo			100
16	Puente	100		
21	Carga Muerta en Laboratorio y Taller	100		
22	Carga Viva en Laboratorio y Taller	100		
23	Equipo en Taller y Laboratorio	100		
24	Carga Muerta en Cantiliver	100		
25	Carga Viva en Cantiliver	100		
26	Carga del Contenedor	100		
COMBINACIONES DE CARGA		Gravitacionales		
		a) Carga Lateral por debajo de la cubierta inferior		
		b) Carga Lateral por oleaje y fza. En equipo		
		1	2	3

**Tabla 4.11 Cargas correspondientes a cada combinación de carga para el tetrápodo 1 en las direcciones de análisis X y Y.**

Se definieron tres combinaciones de carga tanto para el tetrápodo 1 como para el tetrápodo 2 en las dos direcciones de análisis X y Y, debido a su categoría de exposición (Ver referencia 13).



Las cargas resultantes de las combinaciones mostradas en las tablas 4.10 y 4.11 se muestran en las tablas 4.12 y 4.13 correspondientes al tetrápodo 1 y las tablas 4.14, y 4.15 de la misma manera corresponden al tetrápodo 2. Cabe señalar que estas cargas son las resultantes pero en realidad el análisis se realiza con la carga en los nodos, estas cargas solo servirán para ayudar a identificar la carga última.

<b>Cargas globales de la estructura en dirección X.</b>			
Combinación de carga 1			
Fx =		0	Ton
Fy =		0	Ton
Fz =		4,214.	Ton
Combinación de carga 2			
Fx =		1,538.	Ton
Fy =		4.	Ton
Fz =		24.	Ton
Combinación de carga 3			
Fx =		1,630.	Ton
Fy =		2.	Ton
Fz =		83.	Ton

**Tabla 4.12 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el tetrápodo 1 en la dirección de análisis X.**

<b>Cargas globales de la estructura en dirección Y.</b>			
Combinación de carga 1			
Fx =		0	Ton
Fy =		0	Ton
Fz =		4,210.	Ton
Combinación de carga 2			
Fx =		16.	Ton
Fy =		1,627.	Ton
Fz =		52.	Ton
Combinación de carga 3			
Fx =		11.	Ton
Fy =		2,137	Ton
Fz =		80.	Ton

**Tabla 4.13 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el tetrápodo 1 en la dirección de análisis Y.**



Cargas globales de la estructura en dirección X			
Combinación de carga 1			
Fx =		0	Ton
Fy =		0	Ton
Fz =		1,603.	Ton
Combinación de carga 2			
Fx =		1,257.	Ton
Fy =		0.	Ton
Fz =		80.	Ton
Combinación de carga 3			
Fx =		979.	Ton
Fy =		0.	Ton
Fz =		20.	Ton

**Tabla 4.14 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el tetrápodo 2 en la dirección de análisis X.**

Cargas globales de la estructura en dirección Y			
Combinación de carga 1			
Fx =		0	Ton
Fy =		0	Ton
Fz =		1,603.	Ton
Combinación de carga 2			
Fx =		2.	Ton
Fy =		1,479.	Ton
Fz =		19.	Ton
Combinación de carga 3			
Fx =		2.	Ton
Fy =		933.	Ton
Fz =		105.	Ton

**Tabla 4.15 Cargas totales resultantes de las combinaciones para el tetrápodo 2 en la dirección de análisis Y.**

Las cargas últimas alcanzadas en los tetrápodos, referentes a cada caso de análisis se encuentran graficados en las figuras 4.13 para el tetrápodo 1 y 4.14 para el tetrápodo 2. Los tipos de carga mostrados en cada figura son las cargas laterales en dirección X y su carga gravitacional.

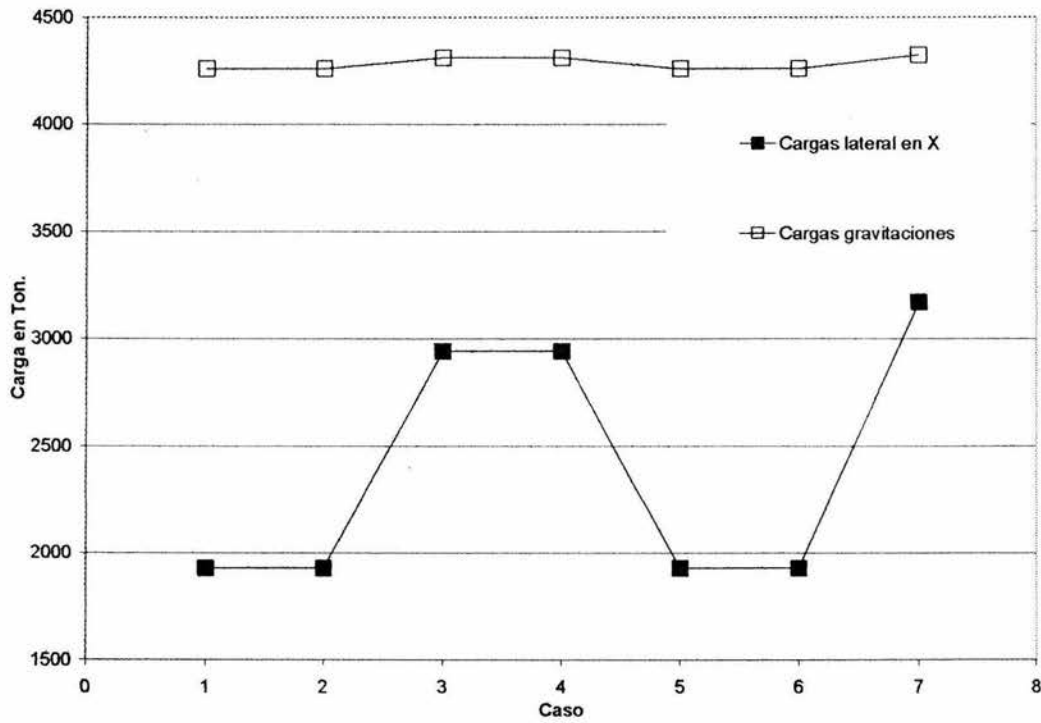


Figura 4.13 Cargas últimas correspondientes al tetrápodo 1 en la dirección X.

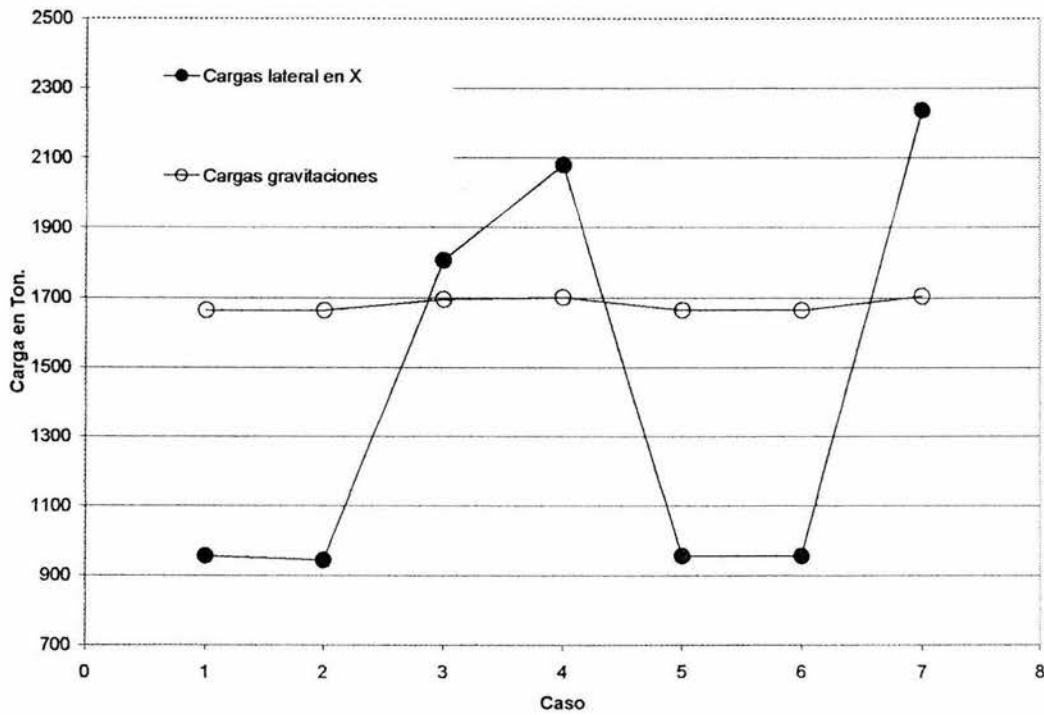


Figura 4.14 Cargas últimas correspondientes al tetrápodo 2 en la dirección X.



En las tablas 4.16 y 4.17 se muestran: la condición de carga, el factor de carga y la carga última asociada con la resistencia final de la plataforma para cada uno de los casos de análisis en la dirección X así como para cada uno de los tetrápodos.

Cargas laterales últimas en X

Tetrápodo 1			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2+3	0.24	1,930.
2	1+2+3	0.24	1,930.
3	1+2+3	0.86	2,940.
4	1+2+3	0.86	2,940.
5	1+2+3	0.24	1,930.
6	1+2+3	0.24	1,930.
7	1+2+3	1	3,169.

Cargas gravitacionales

Tetrápodo 1			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2+3	0.24	4,258.
2	1+2+3	0.24	4,258.
3	1+2+3	0.86	4,310.
4	1+2+3	0.86	4,310.
5	1+2+3	0.24	4,258.
6	1+2+3	0.24	4,258.
7	1+2+3	1	4,322.

**Tabla 4.16 Combinaciones de carga y factores de carga alcanzados correspondientes al tetrápodo 1 en la dirección X.**

Cargas laterales últimas en X

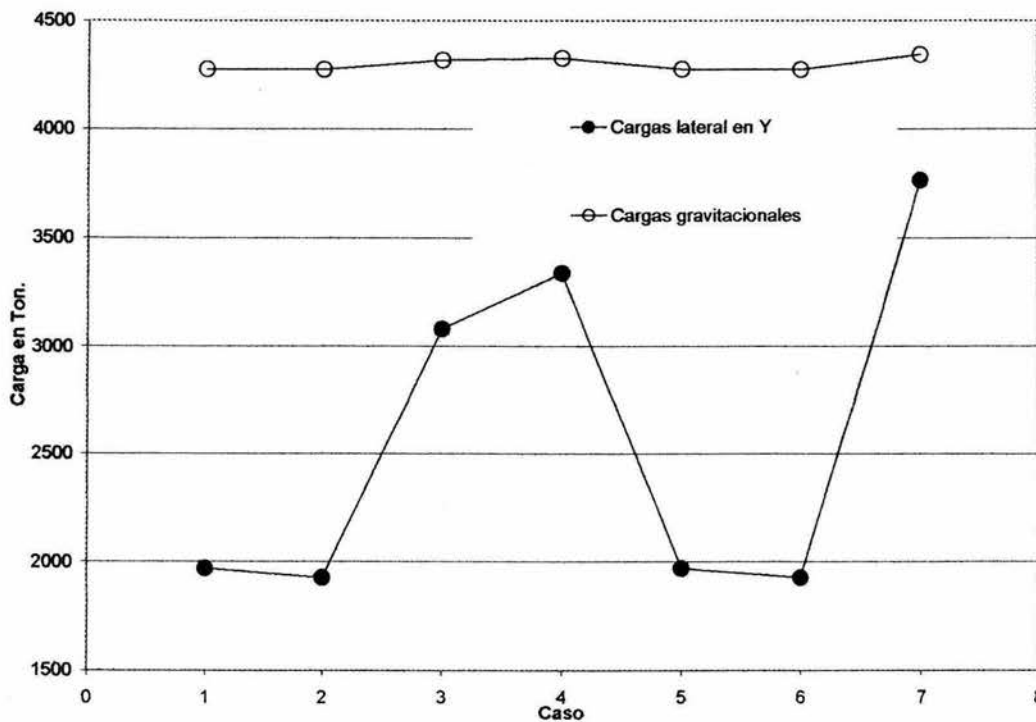
Tetrápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2+3	0.76	955.
2	1+2+3	0.75	943.
3	1+2+3	0.56	1,805.
4	1+2+3	0.84	2,080.
5	1+2+3	0.76	955.
6	1+2+3	0.76	955.
7	1+2+3	1	2,236.



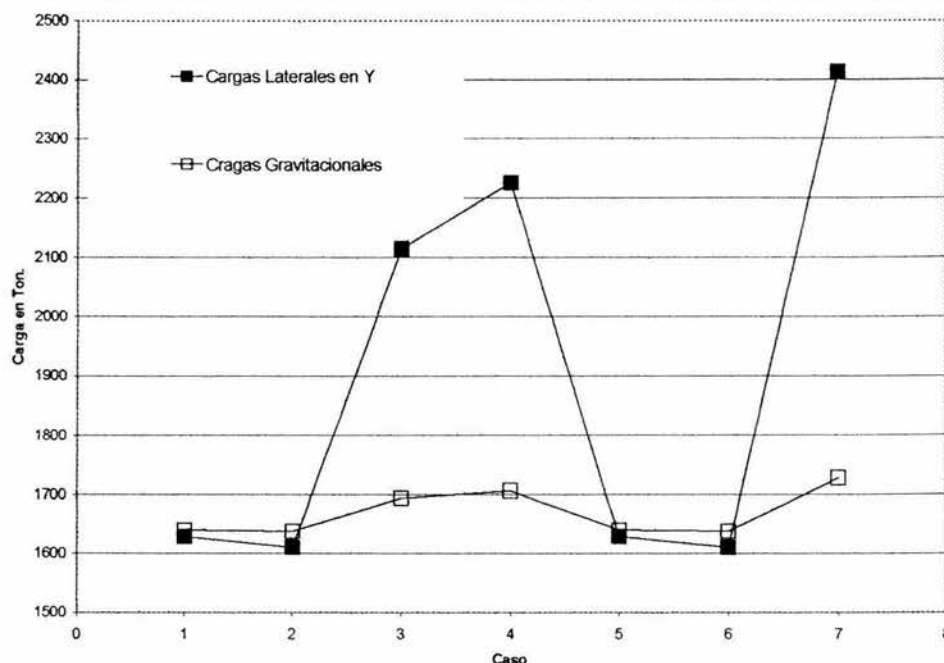
Cargas gravitaciones			
Tetrápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2+3	0.76	1,664.
2	1+2+3	0.75	1,663.
3	1+2+3	0.56	1,695.
4	1+2+3	0.84	1,700.
5	1+2+3	0.76	1,664.
6	1+2+3	0.76	1,664.
7	1+2+3	1	1,704.

**Tabla 4.17 Combinaciones de carga y factores de carga alcanzados correspondientes al tetrápodo 2 en la dirección X.**

Finalmente se presentan los resultados obtenidos para los tetrápodos en la dirección Y, En las figuras 4.15 y 4.16 se muestran mediante gráficas las cargas últimas correspondientes a cada uno de los tetrápodos.



**Figura 4.15 Cargas últimas correspondientes al tetrápodo 1 en la dirección Y.**



**Figura 4.16 Cargas últimas correspondientes al tetrápodo 2 en la dirección Y.**

Las tablas 4.18 y 4.19 muestran: la condición de carga, el porcentaje de carga alcanzado y la carga última asociada con la resistencia final de los modelos en la dirección Y.

**Cargas laterales últimas en Y**

Tetrápodo 1.				
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)	
1	1+2+3	0.16	1,969.	
2	1+2+3	0.14	1,926.	
3	1+2+3	0.68	3,080.	
4	1+2+3	0.8	3,337.	
5	1+2+3	0.16	1,969.	
6	1+2+3	0.14	1,926.	
7	1+2+3	1	3,764.	

**Cargas gravitacionales**

Tetrápodo 1.				
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)	
1	1+2+3	0.16	4,275.	
2	1+2+3	0.14	4,274.	
3	1+2+3	0.68	4,317.	
4	1+2+3	0.8	4,327.	
5	1+2+3	0.16	4,275.	
6	1+2+3	0.14	4,274.	
7	1+2+3	1	4,343.	

**Tabla 4.18 Combinaciones de carga y factores de carga alcanzados correspondientes al tetrápodo 1 en la dirección de análisis Y.**



## Cargas laterales últimas en Y

Tetrápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2+3	0.16	1,628.
2	1+2+3	0.14	1,609.
3	1+2+3	0.68	2,114.
4	1+2+3	0.8	2,226.
5	1+2+3	0.16	1,628.
6	1+2+3	0.14	1,609.
7	1+2+3	1	2,412.

## Cargas Gravitacionales

Tetrápodo 2			
Caso	Cond. Carga	Factor de carga	Carga última (Ton)
1	1+2+3	0.16	1,639.
2	1+2+3	0.14	1,637.
3	1+2+3	0.68	1,694.
4	1+2+3	0.8	1,706.
5	1+2+3	0.16	1,639.
6	1+2+3	0.14	1,637.
7	1+2+3	1	1,727.

**Tabla 4.19 Combinaciones de carga y factores de carga alcanzados correspondiente al tetrápodo 2 en la dirección de análisis Y.**

Mediante el modelo simplificado se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en las figuras 4.17 y 4.18. Las cuales corresponden a la dirección de análisis X del tetrápodo 1 y del tetrápodo 2 respectivamente.



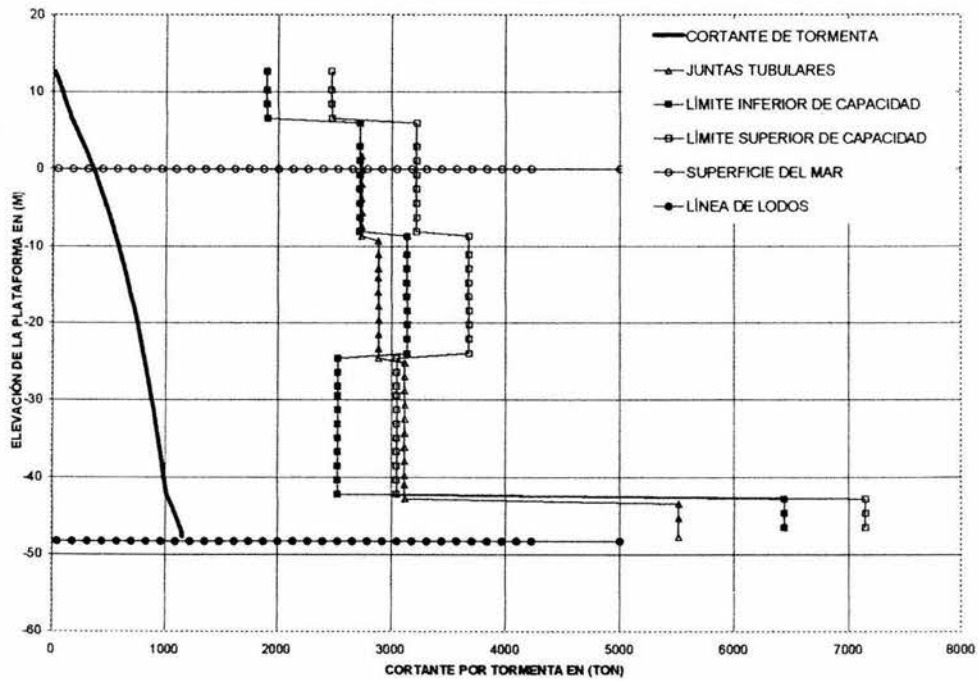


Figura 4.17 Análisis de tormenta en TOPCAT para el tetrápodo 1 en dirección X

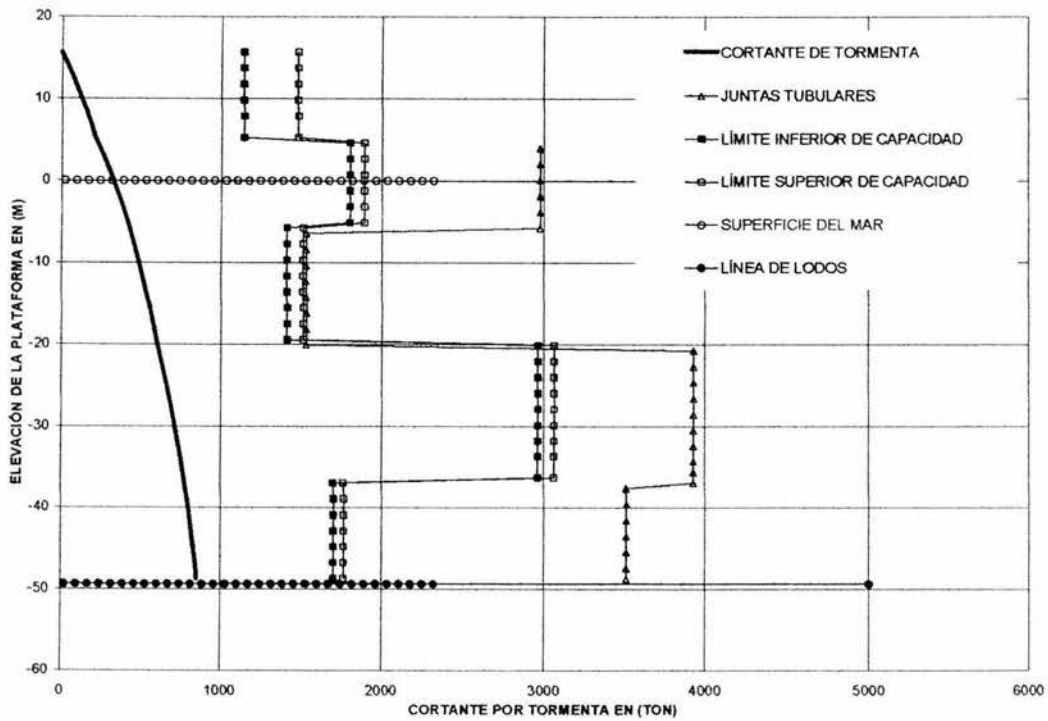


Figura 4.18 Análisis de tormenta en TOPCAT para el tetrápodo 2 en dirección X



Finalmente las figuras 4.19 y 4.20 muestran los resultados obtenidos mediante TOPCAT en la dirección de análisis Y.

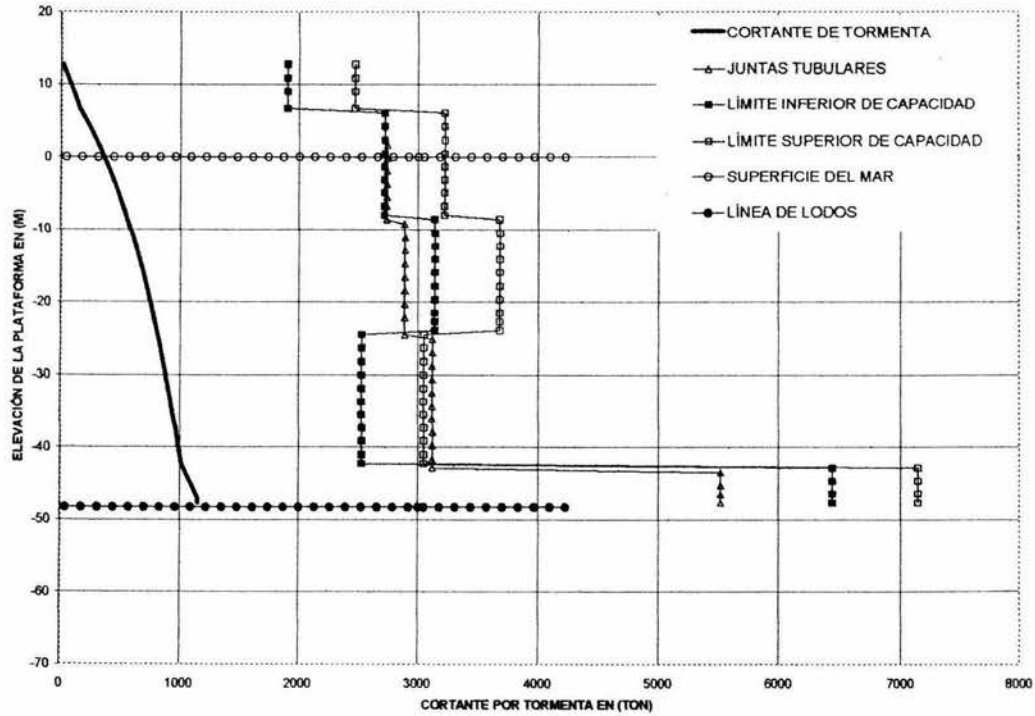


Figura 4.19 Análisis de tormenta en TOPCAT para el tetrápodo 1 en dirección Y

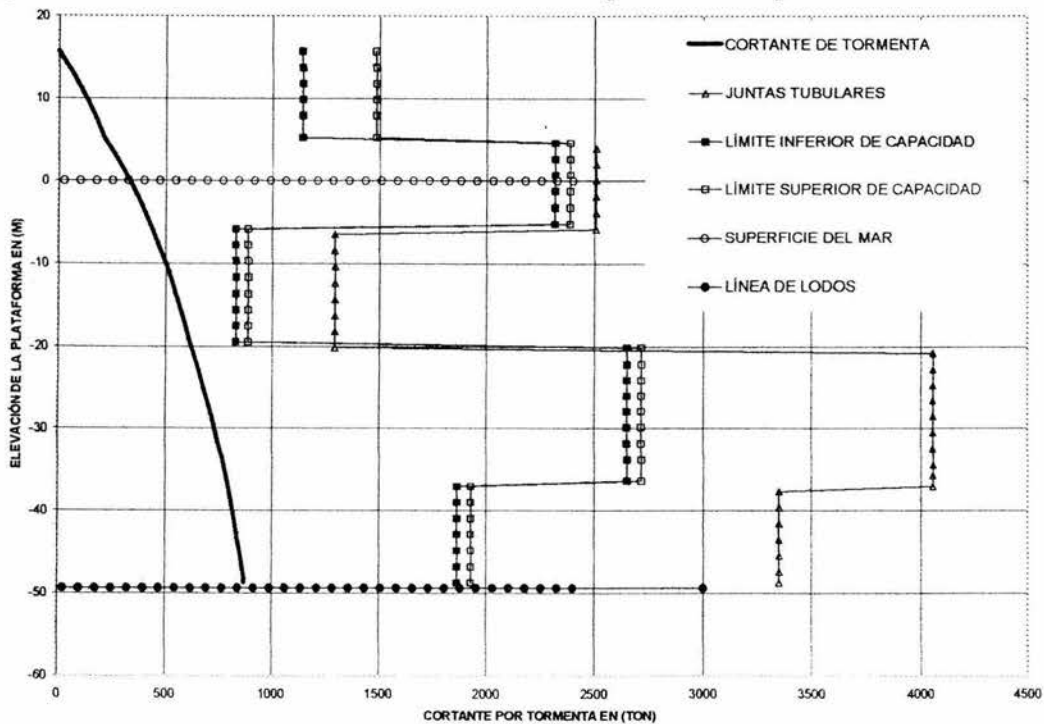


Figura 4.20 Análisis de tormenta en TOPCAT para el tetrápodo 2 en dirección Y.



### 4.3 Influencia de los parámetros relevantes en la carga de colapso de la estructura.

La relevancia de elegir con exactitud los parámetros de modelación tanto en el modelo simplificado como en el detallado se mostrarán a continuación en base a lo expuesto en la sección 4.2. Para fines prácticos se presentarán de acuerdo como fueron planteados en la sección 3.3.3.

#### 4.3.1. Flexibilidad en las juntas.

La consideración de la flexibilidad en juntas tubulares en los modelos del SACS, no representa un factor importante en la determinación de la carga última de la estructura. Ya que la carga última alcanzada en los casos 1, 3, y 5 en donde se consideró la flexibilidad no difiere de los casos de análisis 2, 4 y 6 donde no se consideró, referente a los análisis de los tetrápodos (Ver figuras 4.23, 4.24)

Sin embargo en los análisis de los octápodos, se obtiene un incremento de la carga última en los casos 2 y 6 en donde no se considera la flexibilidad con respecto a los casos 1 y 5 en los cuales se considera la flexibilidad. Dándose un incremento de carga última que varía desde el 1% al 9% (Ver figuras 4.21 y 4.22).

Con respecto a la flexibilidad del modelo en términos de deformaciones cuando se considera la flexibilidad en juntas tubulares, no se observó una variación significativa del modelo en los casos en los que se considera la flexibilidad 1, 3 y 5. (Ver figura 4.25)

Se observa el mismo grado de deformación tanto para los casos en los que se considera como en los que no se considera la flexibilidad, pero con un factor de carga mayor para los del primer caso. Confirmando con ello lo dicho con anterioridad referente a la determinación de la carga última.

Vale la pena mencionar que el criterio que toma el programa SACS para considerar la flexibilidad de las juntas, está en función de las propiedades geométricas de la misma, y esta no afecta directamente la fórmula para calcular su capacidad, afecta la matriz de rigideces en el análisis matricial. Es posible que por ello la flexibilidad de las juntas no sea representativa para un análisis global como lo es para un análisis local por las razones antes explicadas.

Es probable que en otros tipos de análisis como podrían ser los de fatiga, la flexibilidad en las juntas sea importante pero solo para la revisión de la misma.

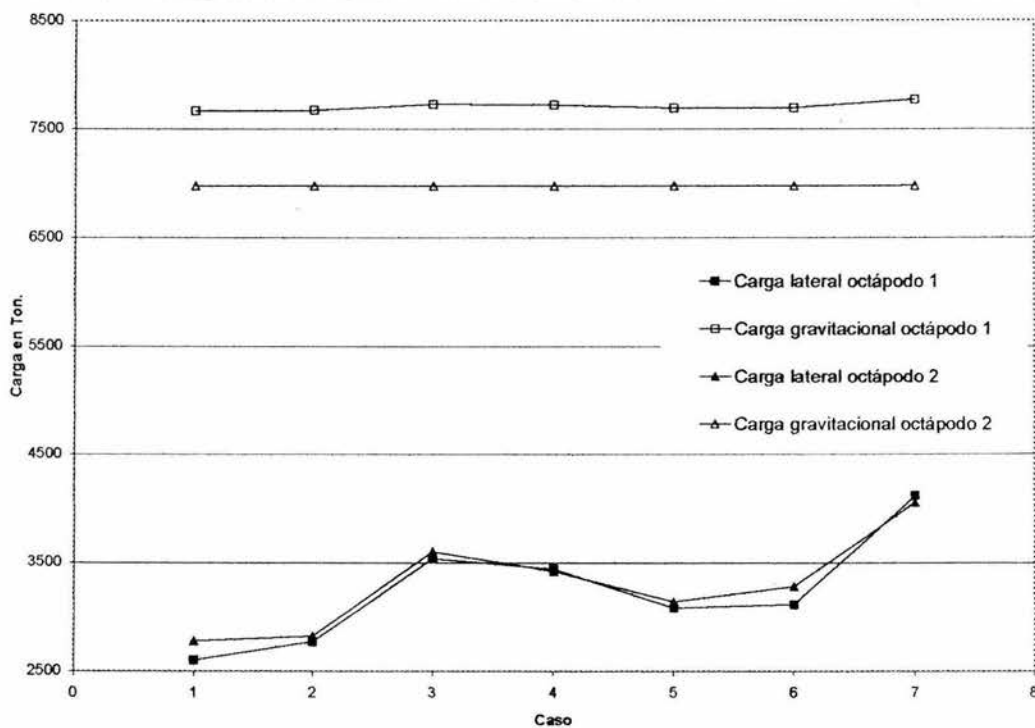


Figura 4.21 Cargas últimas correspondientes a los octápodos en la dirección X

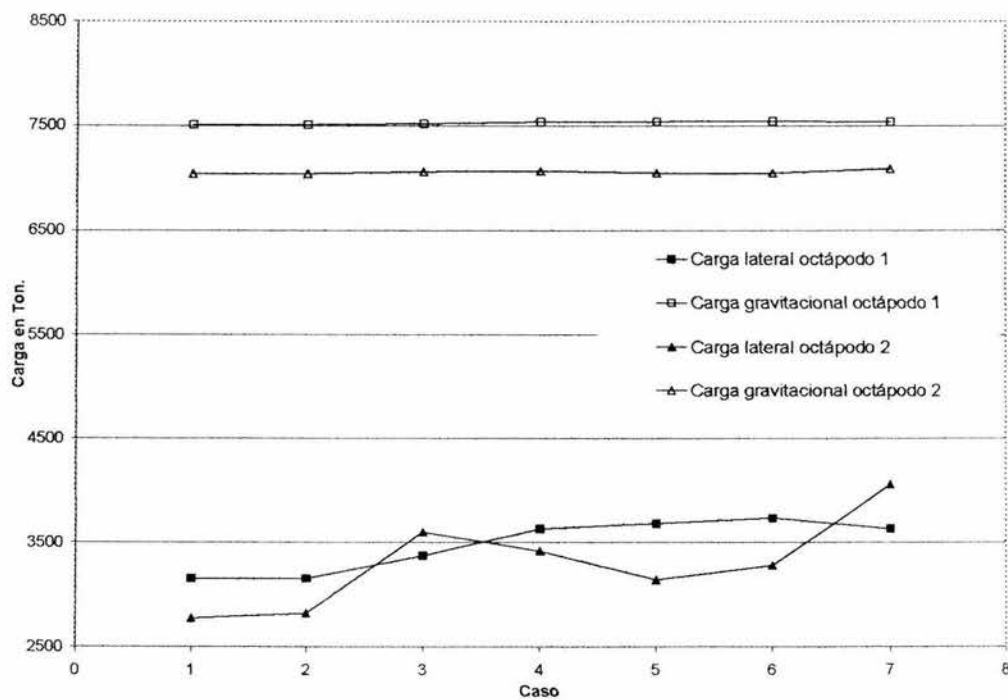


Figura 4.22 Cargas últimas correspondientes a los octápodos en la dirección Y

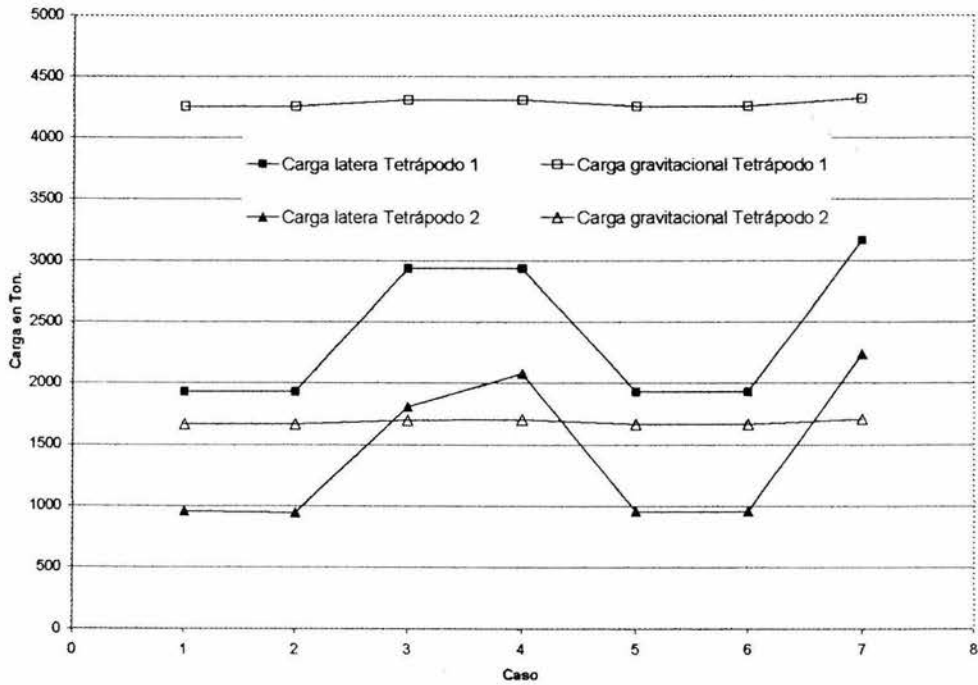


Figura 4.23 Cargas últimas correspondientes a los tetrápodos en la dirección X

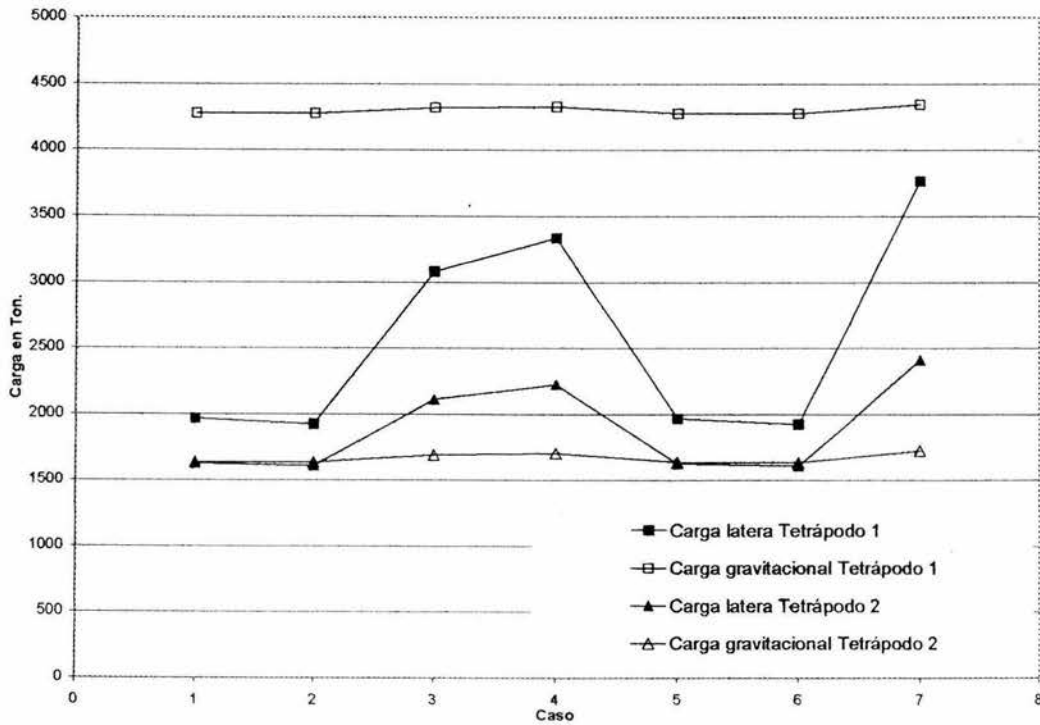


Figura 4.24 Cargas últimas correspondientes a los tetrápodos en la dirección X



### 4.3.2. Efectos de esbeltez (pandeos).

El efecto de la consideración de pandeos en las secciones a compresión para la estimación de la carga última, se refleja en una disminución en la capacidad de carga de la estructura. Esto debido a que en cuyos casos donde se desprecia dicha variable, los miembros con posibles problemas de esbeltez siguen trabajando aun y cuando hayan alcanzado su carga crítica de pandeo. Esto se puede observar en las figuras 4.24, 4.25, comparando los casos 1 y 2 contra los casos 5 y 6.

En el caso de las figuras 4.26 y 4.27 dicho efecto no es tan evidente debido a que los tetrápodos analizados contaban con una topología muy redundante. La longitud efectiva de pandeo de las piernas y de los elementos de arriostramiento principal era reducida mediante elementos cortos de refuerzo, mejorando con ello la redistribución de esfuerzos y cargas. De esta manera, el colapso de la estructura queda supeditado a una falla en conjunto y no por una falla local.

Los efectos de esbeltez (pandeos) pueden llegar a provocar que el mecanismo de colapso cambie, debido a que el pandeo de algunos elementos principales se da en el rango elástico, ocasionando que la redistribución de esfuerzos y cargas de dicho elemento colapsado hacia los elementos cercanos, comience pasos de carga antes. Quedando el colapso de la estructura sujeto a una serie de colapsos individuales y no a una falla en conjunto (caso contrario del mostrado en los tetrápodos).

El caso de análisis del Octápodo 1 en dirección Y figura 4.22 es un ejemplo de ello, se observa que los casos 5 y 6 que según la tendencia de resultados obtenidos de las demás plataformas, deberían de soportar menos carga que los casos 3 y 4 que no consideran la interacción suelo-estructura, llegan a soportar hasta un 15 % más de carga, haciendo parecer que la interacción suelo-estructura no sea representativa.

El extraño comportamiento de ese análisis se debe a que el mecanismo cambia de forma con la característica de que cuando se considera el pandeo, éste ocurre en los elementos de la cimentación y del pilote que se encuentra por dentro de la pierna, provocando que los arriostramientos de las crujías subsecuentes comiencen a trabajar antes hasta su posterior plastificación.

### 4.3.3. Interacción Suelo – Estructura.

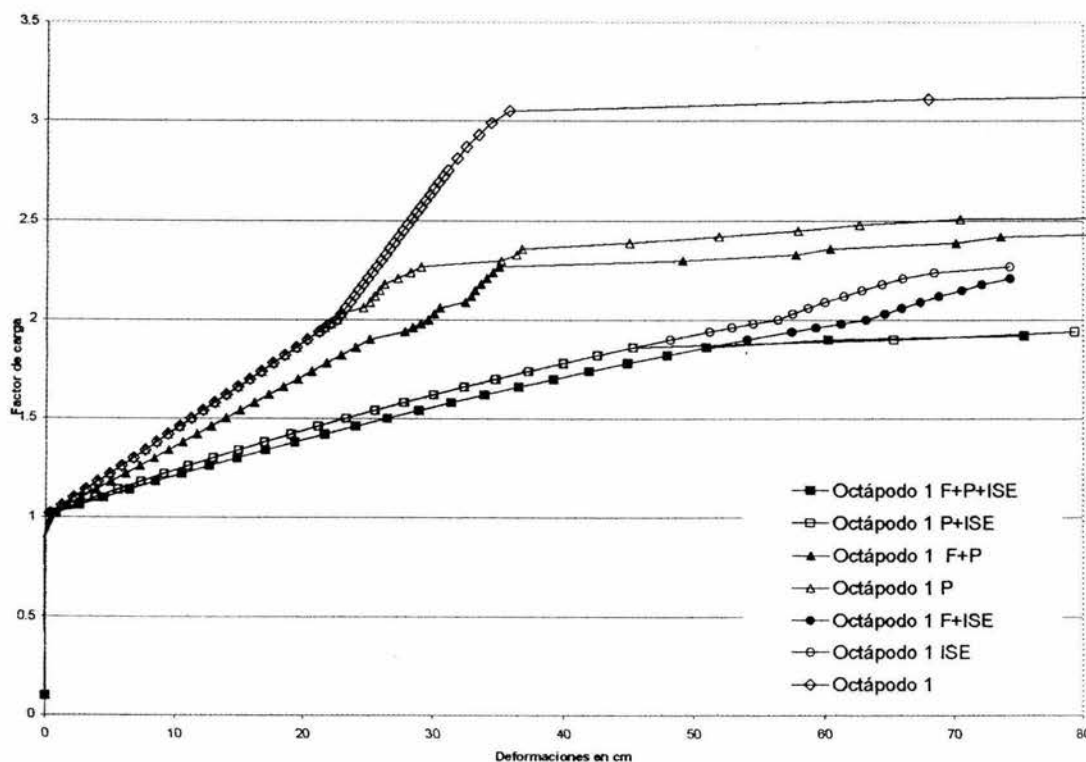
La consideración teórica de este fenómeno en la estimación del comportamiento estructural cuenta como las variables más preponderante en la estimación de la carga última.



Aumentando la carga última de un 30% a 40% en los casos en los cuales no se considera la interacción suelo estructura, además de que en dichos casos en donde la estructura se considera empotrada (sin interacción suelo-estructura) los efectos de esbeltez (pandeos) y de flexibilidad en la estructura se hacen un poco más susceptibles (ver figuras 4.21 a 4.24).

Con respecto al efecto de la ISE en la flexibilidad del sistema, puede observarse en la figura 4.25 que los análisis donde se considera la interacción suelo-estructura (ISE) se agrupan en la parte inferior y los casos en que no se considera se agrupan en la parte superior, por lo que se puede concluir que la estructura presenta una mayor flexibilidad considerando la interacción suelo-estructura que considerando a la estructura empotrada.

Las siguientes figuras muestran las deformaciones tomadas de un punto de la superestructura (ya que es donde se producen las mayores deformaciones) contra el factor de carga.

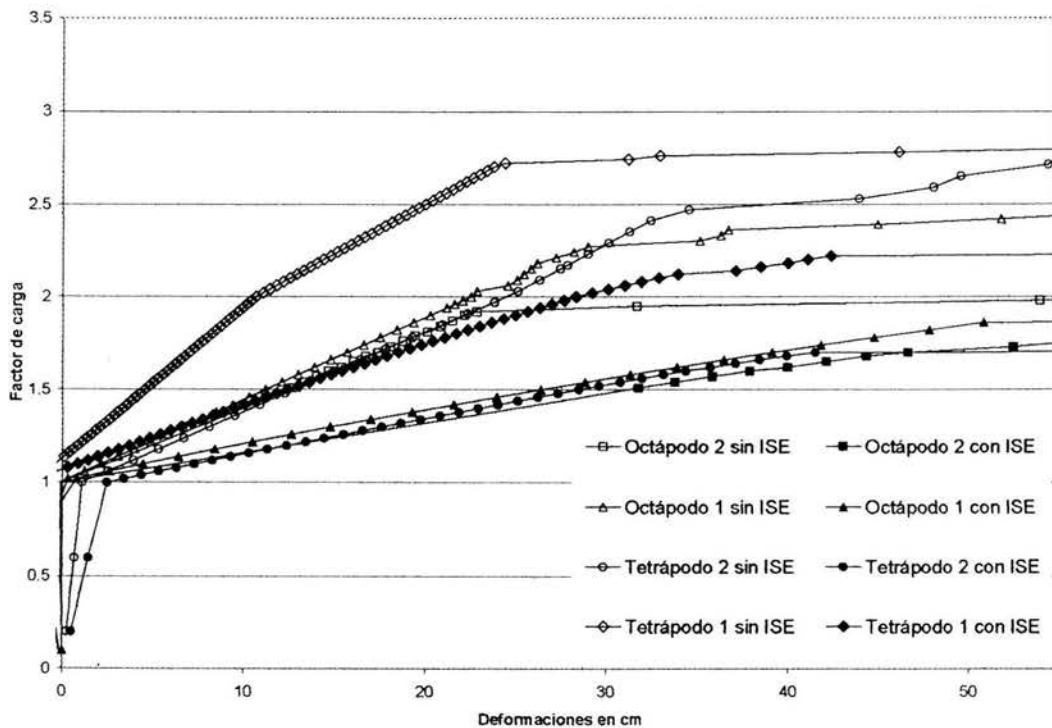


**Figura 4.25 Gráfica de las deformaciones obtenidas durante el proceso de carga del octápodo 1 en la dirección X.**

En la figura 4.25 la flexibilidad en la juntas se indica con una “F”, el pandeo con “P” y la interacción suelo-estructura con “ISE”.

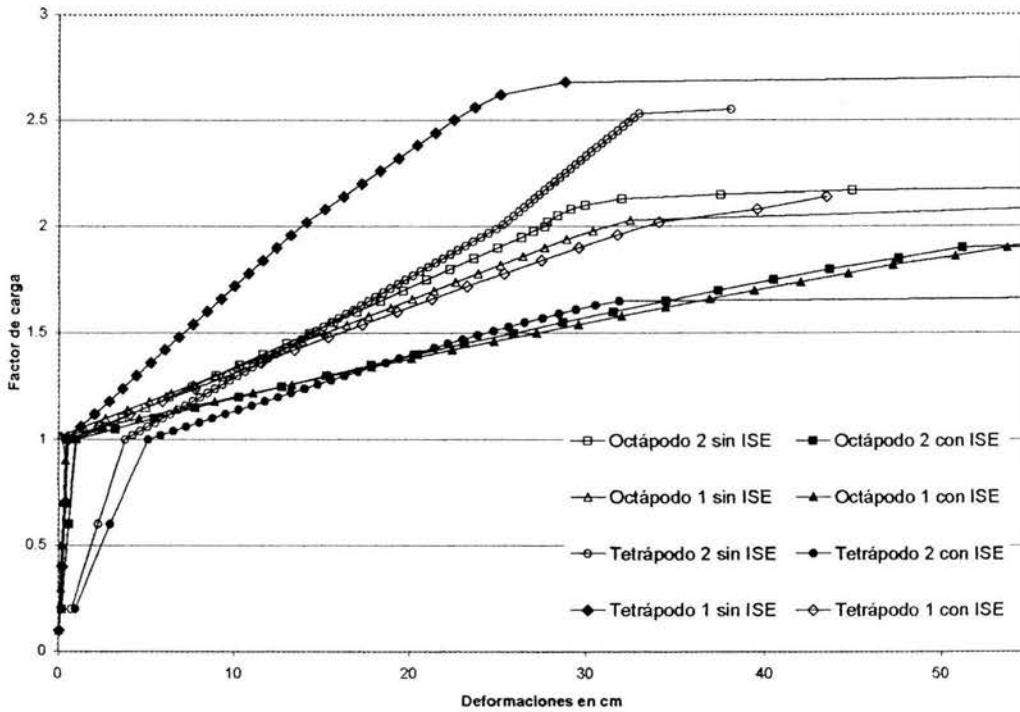


Lo descrito con anterioridad se observó en todas las gráficas obtenidas tanto para los octápodos así como para los tetrápodos en sus dos direcciones de análisis X y Y. Por ello y para fines prácticos solo se tomarán las curvas medias de los casos en los cuales si se considera la interacción suelo-estructura (ISE) y en los cuales no se considera, para cada una de las plataformas y en cada dirección de análisis. El resultado de estas gráficas se muestran en las figuras 4.26 y 4.27.



**Figura 4.26** Curvas correspondientes a la comparación de la flexibilidad de los modelos matemáticos en dirección X.

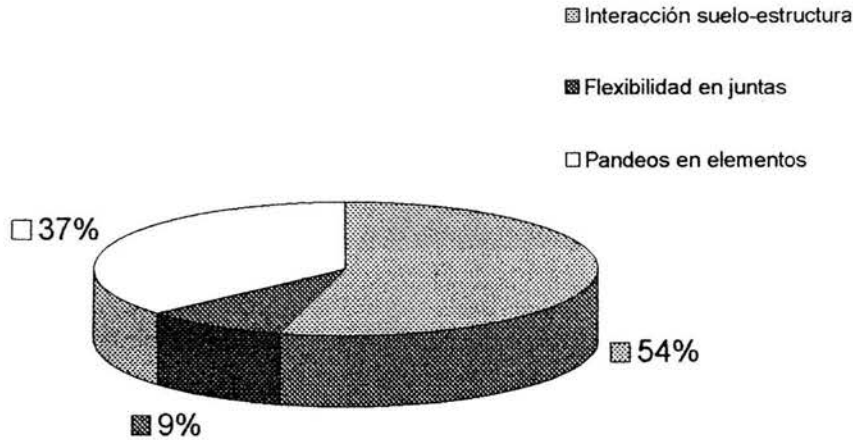




**Figura 4.27 Curvas correspondientes a la comparación de la flexibilidad de los modelos matemáticos en dirección Y.**

En las figuras 4.26 y 4.27 los símbolos rellenos de las curvas corresponden a los casos con interacción suelo-estructura y los símbolos vacíos corresponden a los casos en los cuales no se considera dicha interacción. Es apreciable que al igual que en el caso en particular de la figura 4.25, las curvas en las cuales la interacción suelo-estructura se considera se agrupan en la parte inferior y los casos en los cuales se desprecia se agrupan en la parte superior.

En la figura 4.28 se muestran los porcentajes promedio de todos los análisis de la contribución a la carga última, de la flexibilidad, pandeos así como al interacción suelo estructura.



**Figura 4.28 Porcentajes promedio de influencia en la carga última de las diferentes variables en SACS**

Es importante mencionar que la consideración de la interacción suelo-estructura depende de las propiedades mecánicas del suelo, dándose que la mayoría de los análisis que consideran la interacción suelo estructura se detienen por falta de capacidad de la cimentación.

Salvo que cambie el mecanismo de falla de la plataforma, como en el caso de Octápodo 1 en dirección Y, ya explicado con anterioridad.

Cuando no se considera este efecto en los modelos, el programa toma automáticamente la estructura empotrada en su cimentación.

#### **4.3.4. Solicitaciones.**

Se mencionó en la sección 3.1.3 que las cargas que llevarían al colapso a la estructura serían las cargas laterales. En las figuras 4.21 a 4.24 se confirma dicha suposición aun y cuando las cargas gravitacionales superan en algunos casos por más del 50% las cargas laterales, salvo el caso del tetrápodo 2 (figura 4.23 y 4.24).

Debido al proceso de carga bajo el cual son analizados los modelos detallados al colapso (primeramente con sus cargas gravitacionales correspondientes a su servicio, para posteriormente finalizar con las cargas laterales) en muchas ocasiones este peso gravitacional ayuda a que la estructura soporte una mayor carga lateral. Verificación que queda fuera del alcance del presente trabajo, sin embargo se puede observar que las figuras 4.23 y 4.24 que dicha suposición se confirma. Para el tetrápodo 2 que sus cargas gravitacionales son mucho menor comparadas con las del tetrápodo 1, su correspondiente carga lateral es también menor en ambas direcciones de análisis.



Es de importancia señalar que en algunos casos por necesidades de producción es necesario ampliar e instalar equipo nuevo en las plataformas, instalaciones y equipo que no se contempla en el diseño inicial de la misma. Es por ello que una vez que se decidió instalar dicha ampliación se realiza una revisión estructural global de la plataforma para verificar y reforzar elementos que pueden llegar a presentar daños una vez que se le agregue el peso de las nuevas instalaciones.

#### **4.3.5. Aproximación TOPCAT – SACS.**

Los resultados obtenidos mediante el análisis simplificado de TOPCAT, con respecto a SACS se aproximan mucho solo en los casos en que no se considera la interacción suelo estructura.

La capacidad de juntas es conservadora, ya que no considera los efectos de torsión, y el trabajo por separado de las juntas hace que se tenga incertidumbre de la distribución de esfuerzos en el caso de que se presente una falla.

La demanda de capacidad de cortante se acerca mucho al obtenido en SACS, aun y cuando el TOPCAT solo cuenta con dos teorías de oleaje para calcular esas propiedades y sus respectivas fuerzas.

En las figuras 4.29 a 4.32 se comparan las cargas últimas obtenidas de los diferentes casos del SACS, contra la resistencia en la base (cortante basal) obtenida mediante TOPCAT. Cabe señalar que esas capacidades fueron tomadas en la base y la falla de las bahías superiores puede ocurrir pasos de carga antes.

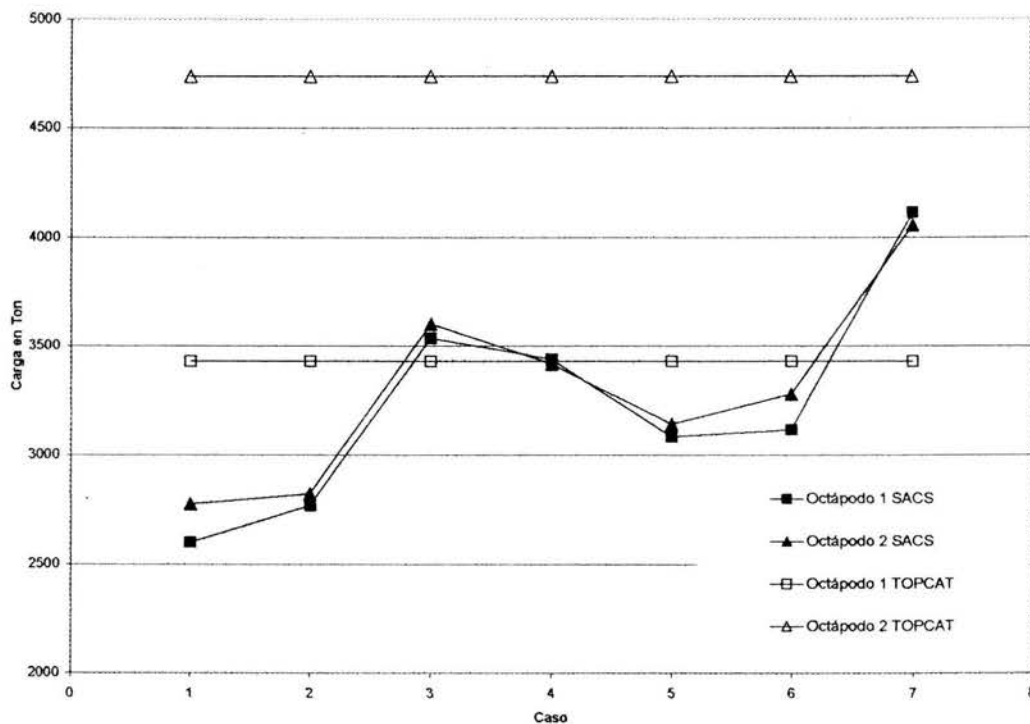


Figura 4.29 Cargas últimas obtenidas mediante SACS y TOPCAT de los octápodos en la dirección X.

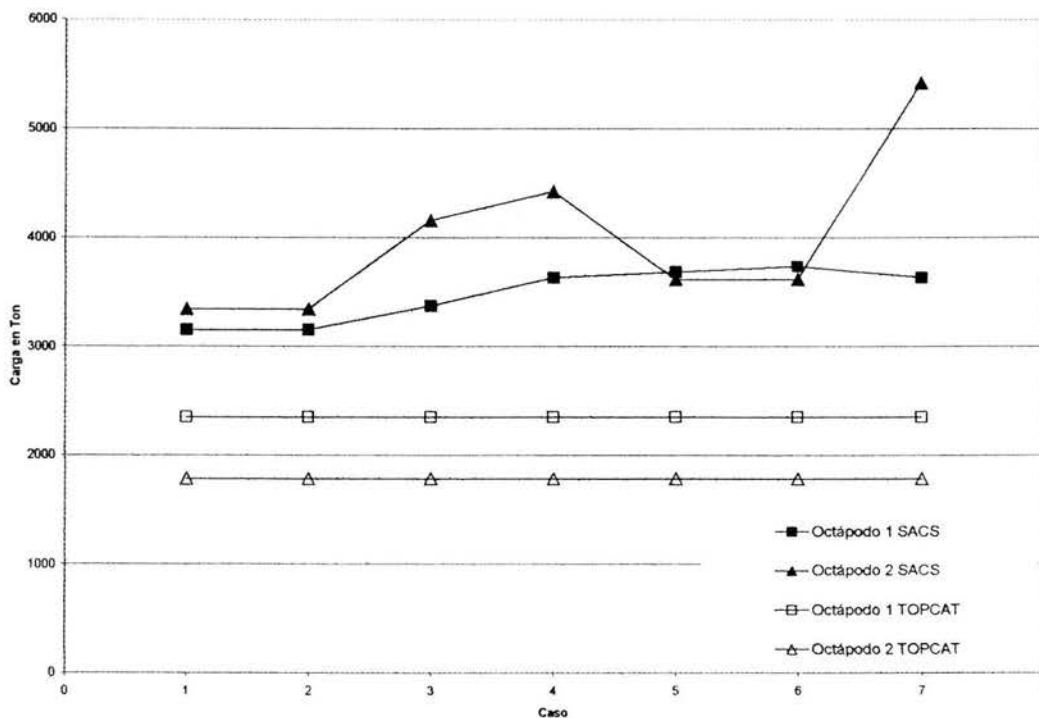


Figura 4.30 Cargas últimas obtenidas mediante SACS y TOPCAT de los octápodos en la dirección Y.

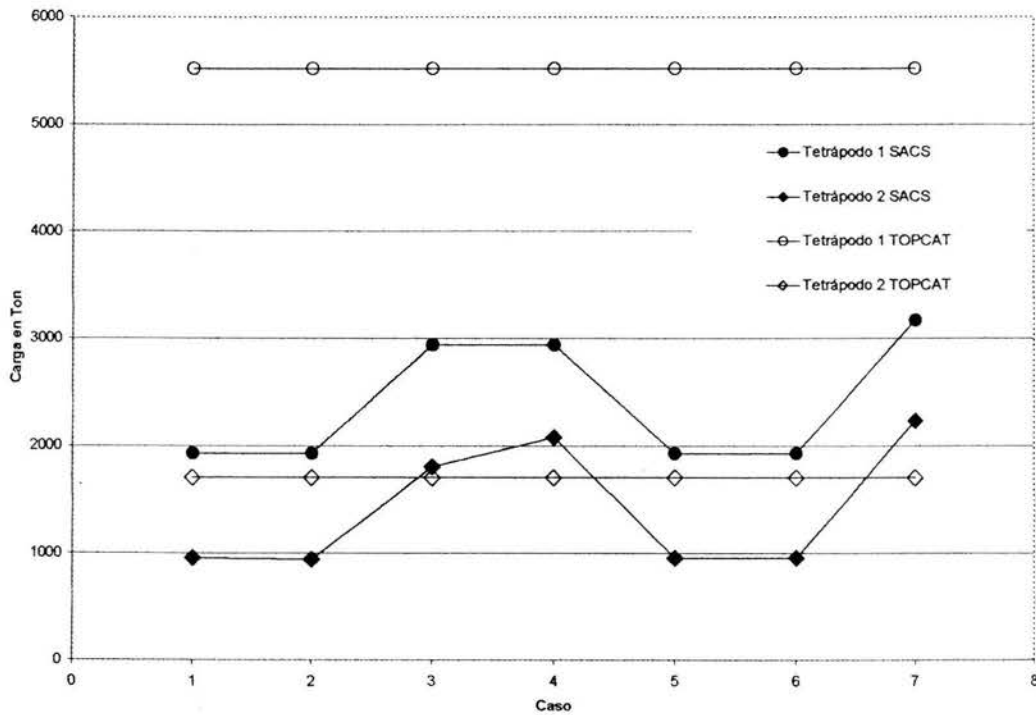


Figura 4.31 Cargas últimas obtenidas mediante SACS y TOPCAT de los tetrápodos en la dirección X.

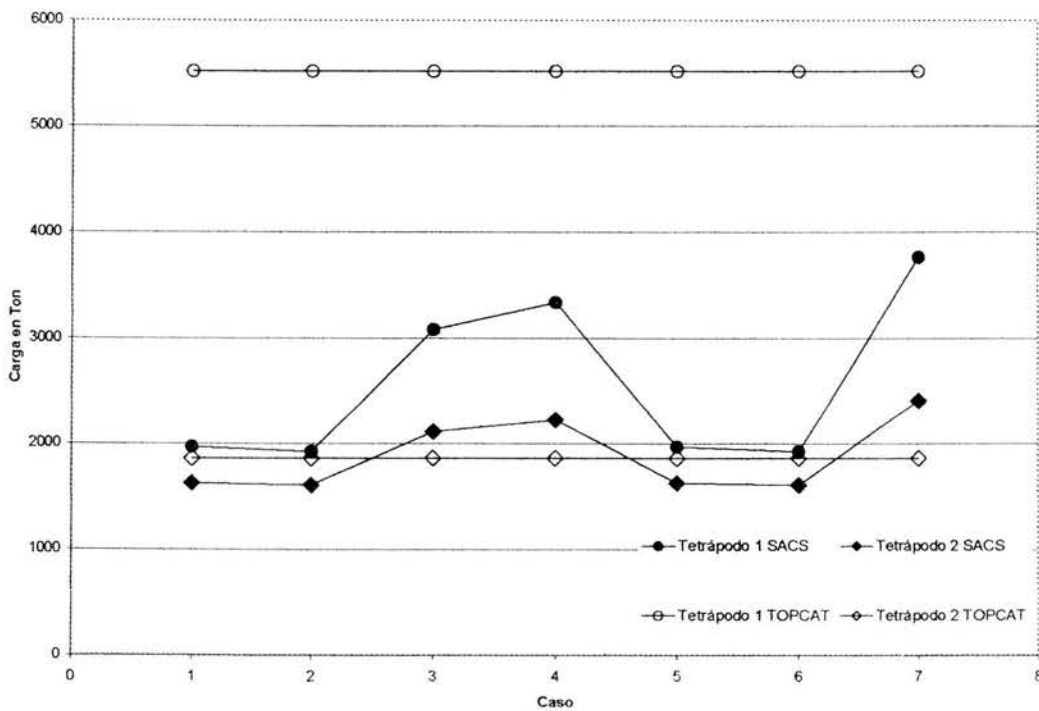


Figura 4.32 Cargas últimas obtenidas mediante SACS y TOPCAT de los tetrápodos en la dirección Y.



---

En algunos casos es significativa la diferencia de resultados entre TOPCAT y SACS debido a que este programa es extremadamente sensible a cualquier parámetro. Es por eso que se debe tomar en cuenta las limitaciones del programa y estudiar los factores de tendencias e incertidumbres para una mayor aproximación.



## 5.1 Conclusiones y recomendaciones.

De acuerdo a los modelos desarrollados y los resultados mostrados en el presente trabajo, se concluye que:

La flexibilidad en juntas tubulares para la estimación de la carga última en condiciones de tormenta no es un factor preponderante. Teniendo una variación de la carga última del 1% al 9% en los casos en los que no se considera la flexibilidad en comparación a los que si la consideran.

Con respecto al efecto de la flexibilidad en juntas tubulares en términos de deformaciones globales de la estructura, se alcanza el mismo nivel de deformación en los casos en donde no se considera la flexibilidad, pero con un factor de carga mayor.

Los efectos de esbeltez (pandeos) siempre deben ser considerados en la estimación de la carga última de la estructura. Tomando en cuenta que la variación de los casos que incluyen pandeos con respecto a los que no lo incluyen, va desde un 20% hasta un 40% de dicha carga.

Por otra parte, si la estructura tiene elementos principales con problemas de esbeltez, el colapso global estará supeditado a fallas locales de dichos elementos y no a una falla en forma de mecanismo de colapso.

El efecto de la consideración de los pandeos en términos de deformaciones no es un variable predominante, ya que no se observa una variación de las deformaciones globales en los casos de análisis cuando se considera y cuando no se toma en cuenta.

La interacción suelo-estructura es una de las variables más preponderante en el cálculo de la resistencia última de las plataformas. En los casos en donde se empotro la estructura y no se consideró dicha variable, la resistencia del modelo se incrementó hasta en un 50%. En la mayoría de los casos en donde se consideró la interacción suelo-estructura, rigió la falla en la cimentación.

Con respecto a la interacción suelo-estructura en términos de deformaciones, representa la variable más significativa, permitiendo una mayor deformación en los casos que la consideran.

Referente al comparativo entre los modelos simplificados y detallados se tiene que:

La aproximación del modelo simplificado es mayor en los casos en donde no se considera interacción suelo-estructura en los modelos detallados.



---

Para poder tener un análisis más acertado utilizando el modelo simplificado, se debe tener muy en cuenta las limitaciones así como de las simplificaciones de las que se parten para realizar el análisis.

Debido a que los análisis del modelo simplificado solo dan como resultado el límite inferior y límite superior de la capacidad por nivel tanto de la subestructura así como de la superestructura.

Se recomienda utilizar los análisis del modelo simplificado para conocer el efecto que tendría la falla de un elemento principal o de arriostramiento en la resistencia de cada nivel de la subestructura o de la cubierta en caso de que el elemento llegue a tener algún daño. Pero no para conocer el efecto de esta falla en el comportamiento estructural global, así mismo se puede verificar la capacidad de la cimentación tanto en compresión o tensión, pero no el comportamiento en conjunto con la subestructura y la superestructura.

Para obtener una mayor exactitud en los resultados al realizar un análisis en los modelos simplificados, se recomienda familiarizarse con el uso de los factores para manipular los conceptos que maneja como incertidumbres o tendencias de la misma manera con los factores de post-pandeo, para que según sean el caso de análisis de la estructura se realice la mejor elección.





- 1) API, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform- 2A-WSD, 21 Edition, December 2000.
- 2) Avelino Romero Juan, “Sistemas de anclaje de plataformas semisumergibles para la explotación de campos petroleros en aguas profundas”, México, DF. 2000. Tesis para obtener el título de licenciatura en ingeniería civil.
- 3) Avilés J y Pérez Rocha L.E. Resortes y amortiguamiento equivalentes del suelo, Vol. II, Boletín del centro de investigación sísmica. Fundación Javier Barrios Sierra, México, 1992
- 4) Avilés J, Pérez Rocha L.E. y Aguilar R, Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura., Vol. II, Boletín del centro de investigación sísmica. Fundación Javier Barrios Sierra, México.
- 5) Bonet, Javier and Wood, Richard D, Nonlinear continuum mechanics for finite element analysis. 2000
- 6) Castillo Martínez Herberto, Análisis y diseño estructural, Edit. Representaciones y servicios de ingeniería S. A. México.1973.
- 7) De Buen Lopez de Heredia Oscar, Estructuras de acero comportamiento y diseño, Edit. Limusa México Tercera reimpresión 1990.
- 8) Engineering Dynamics, Inc, User Manual SAC'S Collapse , USA 2001
- 9) Hernandez Mariano Alfredo, “Análisis de esfuerzos en juntas tubulares usando elementos finitos”, México, DF. 2001. Tesis para obtener el título de licenciatura en ingeniería civil.
- 10) IMP, Filosofía de inspección y mantenimiento de plataformas marinas fijas, México Rev. 0.
- 11) IMP, Procedimiento de evaluación detallada, México, 2004.
- 12) IMP, Simposio Internacional sobre Análisis de Riesgo y Confiabilidad Estructural de Instalaciones Marinas, Diciembre de 2001
- 13) Mendelson Alexander, Plasticity: Theory and application, Edit. Robert E. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, 1968 reimpresión 1983.



- 
- 14) PEMEX, *Diseño y evaluación de plataformas marinas fijas en la sonda de Campeche*, Rev. 0, Junio de 2000.
  - 15) Stear James and Bea Robert, *TOPCAT User manual*, Edit. Department of Civil and Environmental Engineering University of California at Berkeley.
  - 16) Tore H. Soreide, *Ultimate load analysis of marine structures*, Edit Tapir, 1985
  - 17) UNAM, *Apuntes de la materia ingeniería civil costafuera*, México, 2002.