

9  
25



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"CAMPUS ARAGON"**

**"DISEÑO SÍSMICO DE RECIPIENTES  
VERTICALES ESBELTOS"**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**PABLO DÁVILA SILVA**

ASESOR: ING. GUSTAVO JIMENEZ VILLEGAS

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN  
MÉXICO**



275259

1999



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ,  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 13 de abril del año en curso, por la que se comunica que el alumno PABLO DÁVILA SILVA, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "DISEÑO SÍSMICO DE RECIPIENTES VERTICALES ESBELTOS", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 13 de abril de 1999  
EL SECRETARIO

  
Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.  
c c p Interesado.

 AIR/MCA/vr

***DISEÑO***

***SÍSMICO***

***DE***

***RECIPIENTES***

***VERTICALES***

***ESBELTOS.***

A Dios, gracias por concederme la salud y la sabiduría suficientes para culminar una de mis más grandes metas.

A mis Padres, por sus consejos y apoyo en todo momento.  
Mil gracias y que Dios los bendiga siempre.

A todas aquellas personas que han creído en mí.  
Espero nunca defraudarlos.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, al Campus Aragón, y en especial, a los profesores de la Licenciatura en Ingeniería Civil.  
Gracias por la semilla del conocimiento y profesionalismo que cultivaron en mí.

Sinceramente  
Pablo Dávila Silva.

## ÍNDICE

	Página
<b>INTRODUCCIÓN</b>	3
Antecedentes	7
<b>I.- TIPOS DE RECIPIENTES UTILIZADOS EN LA INDUSTRIA PETROLERA.</b>	10
I.1.- Recipientes Atmosféricos.	10
I.2.- Recipientes a Presión.	13
I.2.1.- Componentes Estructurales y Accesorios.	18
<b>II.- SOLICITACIONES Y CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL.</b>	26
II.1.- Cargas Permanentes, Variables y Accidentales.	26
II.2.- Solicitación Sísmica.	30
II.2.1.- Espectros de Diseño en Tierra.	34
II.2.2.- Efectos de una Plataforma Marina en el Espectro de Diseño.	35
II.3.- Categorías de Esfuerzos y Esfuerzos Límite de Diseño.	38
<b>III.- MODELOS DE REPRESENTACIÓN Y MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.</b>	56
III.1.- Modelos de Análisis.	58
III.1.1.- Sistemas Continuos.	60
III.1.2.- Sistemas Discretos.	64
III.2.- Método Sísmico Estático.	67
III.3.- Métodos Sísmicos Dinámicos.	71
III.3.1.- Método Modal-Espectral.	71
III.3.2.- Método Paso a Paso.	75

<b>IV.- INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.</b>	78
IV.1.- Modelo Simplificado Suelo-Estructura.	79
IV.2.- Ecuación de Movimiento.	80
IV.3.- Solución Aproximada.	82
<b>V.- ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE RECIPIENTES     VERTICALES ESBELTOS.</b>	86
V.1.- Propiedades Dinámicas de los Recipientes Esbeltos.	89
V.2.- Aplicación del Método Sísmico Modal Espectral.	90
V.3.- Efecto de Accesorios y Tuberías Conectadas al Recipiente.	99
V.4.- Influencia de los Fluidos dentro del Recipiente en la Respuesta Estructural.	100
V.5.- Esfuerzos Máximos en las Paredes del Recipiente.	101
<b>VI.- ALGORITMO DE CÁLCULO.</b>	104
<b>VII.- EJEMPLO DE APLICACIÓN EN UN RECIPIENTE     PARA UNA PLATAFORMA DE PRODUCCIÓN DE     HIDROCARBUROS EN LA SONDA DE CAMPECHE.</b>	107
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	130
<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	133
<b>REFERENCIAS..</b>	135

## INTRODUCCIÓN

Los recipientes a presión como parte integrante de un complejo o planta industrial, en donde se trabaja con sustancias tanto como tóxicas y peligrosas como también costosas, sin dejar de tomar en cuenta al personal que labora en dichas instalaciones; es necesario que en su diseño, construcción e inspección se exija el cumplimiento de ciertas reglamentaciones y/o normas para que los recipientes operen de tal manera que no ocurran fallas estructurales de construcción, que fuesen causadas por la operación normal del recipiente o en su defecto por alguna fuerza externa (sismo o viento).

Es por lo anterior que surge la necesidad de llevar a cabo un análisis estructural de tipo de dinámico, para posteriormente llevar a cabo el diseño estructural sísmico. El presente trabajo de tesis realiza una evaluación a un recipiente vertical esbelto, el cual ya se encuentra operando; pero que dadas las grandes dimensiones y oscilaciones que presenta dicho recipiente, y que aunado a esto previamente no se llevo a cabo un análisis estructural dinámico sísmico, se opto por llevarse a cabo dicho análisis, para de esta manera saber si se presentarán problemas al momento de presentarse un Sismo.

Los alcances de este trabajo de tesis, es solo llevar a cabo el análisis estructural dinámico y evaluar los esfuerzos actuantes en el recipiente; por lo que el diseño del recipiente, como son espesores, dimensiones, accesorios y elementos estructurales, etc., se espera que ya hayan sido realizados previamente. Es por esto que nuestro análisis parte los pesos, dimensiones y espesores establecidos.

El mencionado recipiente vertical esbelto, generalmente es del tipo llamado "Torre de Destilación", este tipo de torres son empleadas cuando en una refinería o planta de proceso petroquímico, se desea hacer la separación de una mezcla de productos. En forma elemental se explica a continuación el funcionamiento de este equipo.



Supongamos una mezcla de dos productos A y B, siendo A menos denso que el B. Al entrar al recipiente la mezcla se distribuye en él, dando comienzo el proceso; el componente menos denso tendrá que salir por la parte superior y el más denso obviamente por la parte inferior, esto se logra por efecto de una determinada temperatura y presión previamente calculadas. Cabe señalar que la mezcla no tiene que ser necesariamente de dos componentes, pueden ser más, por ejemplo si son seis puede darse el caso que se obtengan tres arriba y tres abajo, o cuatro arriba y dos abajo, etc., esto se presenta según sean las características de los componentes mezclados. El producto liviano sube en forma de vapor, al salir por la parte superior se hace pasar a un condensador convirtiéndose en líquido que regresa al recipiente bajando a través de unos dispositivos llamados "platos"; este líquido abandona el cilindro por la parte inferior para ser conducido a un calentador, en donde nuevamente se convierte en vapor para en esa forma regresar a la torre, este vapor sube pasando por unos dispositivos que tienen los platos hasta llegar a la parte superior, volviéndose a repetir la operación. En síntesis, la función de una torre de destilación, no es más que establecer una serie de contactos entre la corriente de vapor y la de líquido, lo cual reduce sucesivamente la cantidad del componente más pesado en la corriente de vapor, conforme este sube por la torre; igualmente reduce la cantidad de componentes ligeros en el líquido al bajar este por el cilindro para salir como producto de fondo. Llegará un momento en que en la parte superior se dispondrá del componente menos denso y en el fondo del más denso, desde luego es sumamente imposible conseguir un producto 100 % puro; sin embargo, en función del cuidado y control que se tenga al efectuar la operación, se podrá llegar a obtener de un 95 % a un 96 % de grado de pureza.

La torre de destilación esta dividida en compartimentos, por platos, perforados con pequeños orificios. Cada plato tiene un tubo para sobreflujo (bajante) que descarga dentro de un depósito de líquido en el plato inmediato inferior. El vapor proviene del plato inferior pasa para los orificios y evita que la capa del líquido fluya por dichos orificios; el exceso de líquido fluye al plato inferior a través del tubo de sobreflujo (bajante). Cada plato o compartimento puede ser considerado como un calentador individual en el que la fuente de calor es el vapor caliente proveniente del

plato inferior y el elemento refrigerante dentro de la torre se conoce como reflujo interno. Es obvio que al líquido se le debe suministrar calor de una fuente externa, dicho calor se conoce como suministro o servicio calorífico del recalentador. El plato al que se le introduce la carga se llama plato de carga, la parte de la columna que queda sobre el plato de carga se llama sección de rectificación y la que queda debajo se llama sección de agotamiento e incluye plato de carga.

La presión o temperatura de las mezclas en proceso, juegan un papel importante en el análisis de los esfuerzos a que esta sometido el material de la columna. Algunas torres específicamente trabajan en vacío, es decir, sufren una presión externa, otras torres trabajan a base de presiones internas. El análisis en-uno u otro caso es diferente.

Las torres de destilación se utilizan en la industria petrolera para separar mezcla de hidrocarburos, aprovechando para esta separación la característica de evaporación de cada uno de los hidrocarburos, es decir que se volatilizan a diferentes temperaturas.

Estas torres poseen una serie de platos a través de los cuales circulan vapores y líquidos a contracorriente.

Dependiendo de las condiciones que requiera el proceso, la alimentación se puede introducir por cualquier punto de la torre. Los productos se retiran por la parte superior como vapores, del fondo como líquidos y algunas veces en puntos intermedios como líquidos y vapores.

Las dimensiones, el número y la separación de los platos determinan las dimensiones de la torres; el diámetro, la separación y el número de los platos dependen de la cantidad, la velocidad y características de los fluidos que intervienen en la torre y de los resultados deseados.

La presión y la temperatura de operación, así como también las dimensiones, número y separación de los platos en la torre, son calculados por un departamento de proceso.

El departamento de Ingeniería de Proceso, proporciona los diagramas de las torres, mostrando sus dimensiones, número de platos y localización de los mismos, indicando también el nivel de líquido acumulado en el fondo de la torre y en las partes superiores de las cabezas inferiores, así como también los accesorios e instrumentos que crean pertinentes para su correcta funcionamiento.

Estos diagramas son proporcionados al Departamento de Recipientes a Presión, el cual es el encargado de llevar a cabo el diseño mecánico del recipiente.

## ANTECEDENTES GENERALES DEL DISEÑO DE RECIPIENTES A PRESIÓN.

Durante los primeros años de la Revolución Industrial en 1780, no existían ningún tipo de normas para la construcción y operación de los recipientes a presión; como resultado de esto sucedieron una serie de accidentes graves que se suscitaron tanto en Norteamérica como en Europa, ocasionando severas pérdidas materiales y humanas, además del tiempo y los recursos necesarios que se emplearon para reacondicionar las plantas industriales afectadas. Fue así como se creó conciencia de que para el diseño y construcción, de todo tipo de recipientes sujetos a presión, se requería de una base de análisis más profundo.

Fue entonces, en Inglaterra en 1815, que se creó un comité que de alguna manera comenzó a regular el diseño de calderas, desgraciadamente de una manera no muy rigurosa con respecto a los análisis, por lo que los accidentes continuaron ocurriendo.

Años después en los Estados Unidos de Norteamérica en 1889, los fabricantes de calderas formaron una asociación para regular y especificar la fabricación de sus productos, sin embargo desafortunadamente los accidentes no cesaban.

A causa del accidente más grave, ocurrido en Massachusetts, en el cual fallecieron 58 personas, hubo 117 heridos y pérdidas materiales de más de 250,000 dólares; se integró nuevamente, en Estados Unidos de Norteamérica, un comité en el cual participaron fabricantes de material y equipo, usuarios, diseñadores y representantes gubernamentales con el fin de recabar amplia información y criterios que ayudaran a reglamentar el diseño y construcción de los recipientes y calderas.

Con el transcurso del tiempo se forma la American Society of Mechanical Engineers (ASME) y aumento el número de comités.

El trabajo intenso y continuo de la ASME hasta estos días ha dado como resultado un código, que rige el diseño, construcción e inspección de las calderas y recipientes a presión, dividido en las once secciones siguientes:

Sección I, Power boilers (Calderas potentes).

Sección II, Material specifications (Especificaciones de materiales).

Sección III, Reactor vessels and containments (Recipientes y contenedores de reactores).

Sección IV, Heating boilers (Calderas de calefacción).

Sección V, Nondestructive examination (Pruebas no destructivas).

Sección VI, Recommended rules for care and operation of heating boilers (Normas recomendadas para el cuidado y operación de calderas de calefacción).

Sección VII, Recommended guidelines for the care of power boilers (Guía recomendada para el cuidado y operación de calderas potentes).

Sección VIII, Pressure vessels (Recipientes a presión).

Sección IX, Welding and brazing qualifications (Especificaciones de soldadura)

Sección X, Fiber glass reinforced plastic vessels (Recipientes con refuerzo plástico de fibra de vidrio).

Sección XI, Rules for inservice inspection of nuclear power plant components (Normas para inspección de los componentes de una planta de poder nuclear en servicio).

Además de la ASME, existen diversas asociaciones a nivel mundial que establecen las normas de diseño y construcción de recipientes a presión, en sus respectivos países, como lo son los Códigos: Australiano, Suizo, Italiano, Alemán, Hindú, Japonés, Estadounidense, entre otros; los cuales difieren en sus resultados, concretamente en los espesores del cascarón y cabezas, debido precisamente a los diversos parámetros que intervienen en los cálculos de diseño, entre los que podemos mencionar los siguientes:

- Espesores de placa comercial del país.
- Controles de calidad de los materiales.

- Diversidad de los materiales.
- Métodos de soldadura y su inspección.
- Métodos de construcción.
- Precio de mano de obra.
- Tipos de maquinaria para manejar, rolar, conformar, soldar, etc., las placas, cabezas y accesorios.

En nuestro país se ha adoptado, en general, el Código Estadounidense para el diseño de los recipientes requeridos por la industria, especialmente la Petrolera. Dicha preferencia es ocasionada principalmente por los siguientes factores:

- Seguridad de que los procedimientos de cálculo, la selección de materiales y métodos de inspección han sido probados tanto práctica como experimentalmente por una institución prestigiada (ASME).

Cercanía geográfica con los Estados Unidos de Norteamérica.

Disponibilidad del material en clases y espesores similares a los Norteamericanos.

Generalmente las compañías que fabrican el equipo en México están inscritos a la ASME o están subsidiadas por compañías extranjeras y por lo tanto sus métodos de fabricación contemplan especificaciones de dicha asociación.

## I TIPOS DE RECIPIENTES UTILIZADOS EN LA INDUSTRIA PETROLERA.

Existen numerosos tipos de recipientes que se utilizan en las plantas industriales o de proceso, todos estos recipientes tienen la finalidad de almacenar diversas sustancias, que se dirigen o convergen de algún proceso a otro, tales como líquidos, gases, químicos, petróleo y sus derivados, agua, entre otras sustancias. Como ejemplo de tipos de recipiente, en función de su uso, tenemos los de almacenamiento, reposo, mezcladores, balance, etc.

Las industrias donde se utilizan recipientes a presión son la Química en general, Farmacéutica, Petroquímica, Textil, Lechera, Azucarera, Cervecera, Alimenticia, entre otras.

### *1.1 RECIPIENTES ATMOSFÉRICOS*

Comúnmente llamados tanques, son recipientes en los que se almacena algún tipo de líquido, y donde éste y el cuerpo del recipiente solo serán sometidos a una presión externa, la atmosférica, por lo tanto el análisis y diseño de este tipo de recipientes se lleva a cabo empleando dicha presión.

Existen comúnmente dos tipos de tanques de almacenamiento:

- 1) Tanque de almacenamiento "abierto", es decir sin techo.
- 2) Tanque de almacenamiento "cerrado", es decir con techo a base de un domo cónico, y si el diámetro del recipiente es de proporciones considerables, se emplea una columna central para sostener el mencionado techo.

Generalmente el tanque de almacenamiento abierto se utiliza para almacenar agua o alguna otra sustancia no tóxica, además este tipo de tanque puede tener las siguientes funciones: de balance, mezcladores, de reposo, etc. Por el contrario el tanque de almacenamiento cerrado, además de que puede almacenar agua o sustancias no tóxicas, se emplean generalmente para almacenar y manejar sustancias tóxicas o reactivas, como combustibles, ácidos, gases, entre otros. En las figuras I.1.1 y I.1.2 se muestran esquemáticamente este tipo de recipientes.

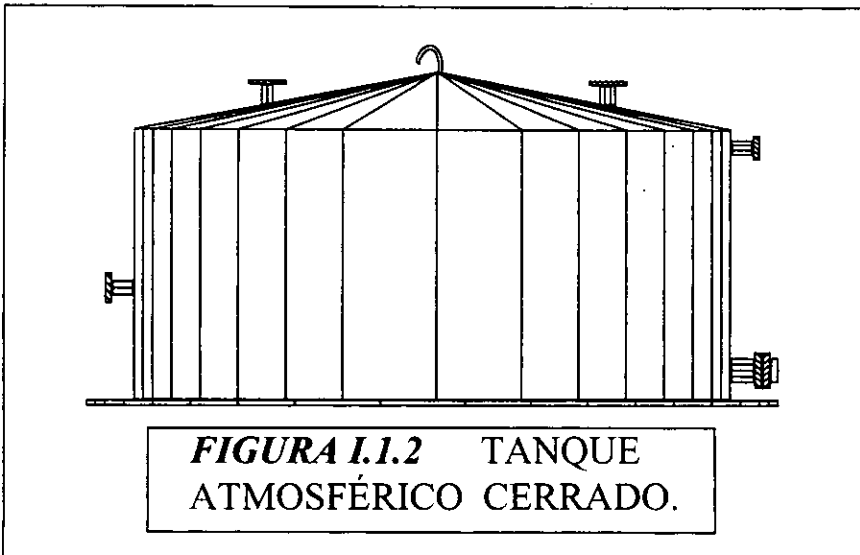
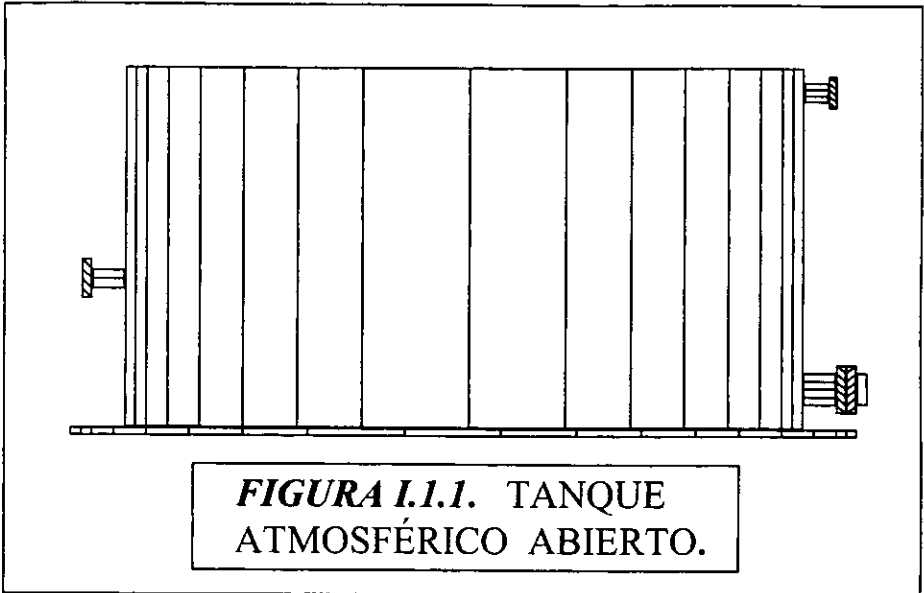
Aparte de estos dos tipos de tanques, existe el llamado tanque de almacenamiento con Techo Flotante, el cual se emplea cuando se van a almacenar grandes volúmenes de algún determinado líquido; el techo se diseña flotante, porque de esta manera éste se desplaza verticalmente en ambos sentidos, de acuerdo al nivel del líquido del tanque. De esta manera, y como usualmente en estos tanques se almacenan derivados del petróleo como gasolina, diesel, turbosina, etc., se tiene un ahorro de producto al presentarse la evaporación del líquido, asimismo se contribuye a no dañar el medio ambiente con los gases producto dicha evaporación.

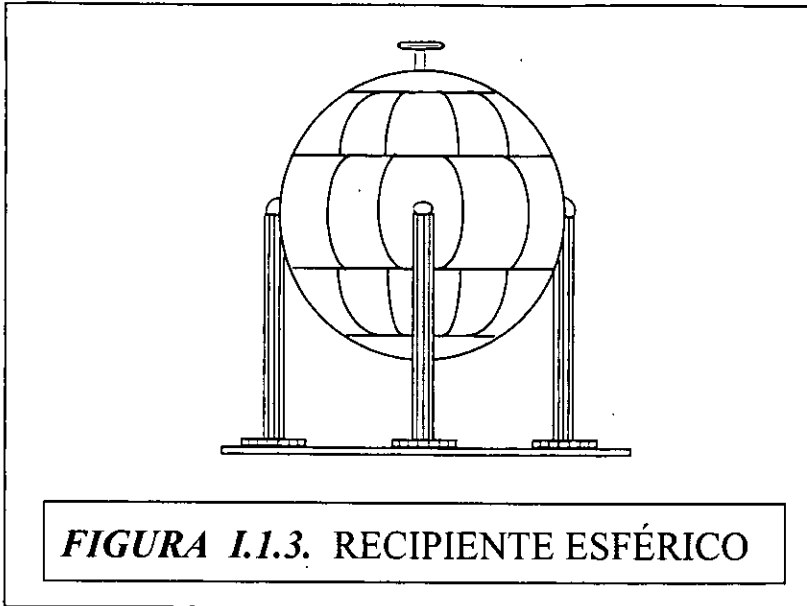
Además de los anteriores, también existen Tanques Esféricos que son utilizados normalmente para el almacenamiento de grandes volúmenes de fluidos (gases y líquidos) a presiones moderadas y a bajo costo. En la figura I.1.3 se puede ver un ejemplo esquemático de dichos recipientes.

Evidentemente el costo de un tanque abierto es mucho más bajo que el de un tanque con techo flotante, aún teniendo ambos la misma capacidad, diseño y construcción. Por lo que la decisión de emplear uno u otro dependerá del tipo de fluido que sea manejado y de las características de operación.

Debido a las finalidades del presente trabajo, no se analizarán los tanques de almacenamiento ni los esféricos.







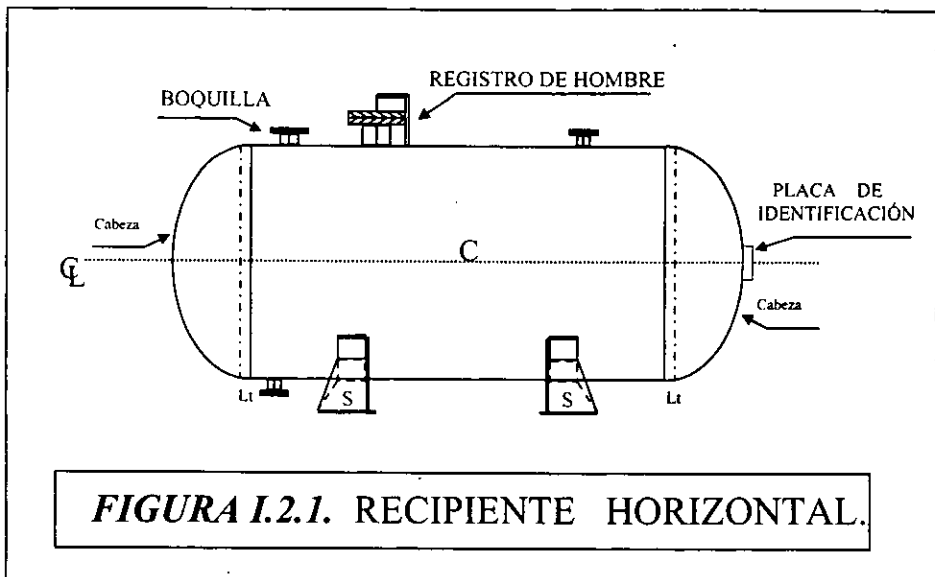
## 1.2 RECIPIENTES A PRESIÓN

Usualmente llamados simplemente "recipientes", los recipientes a presión son aquellos que se someten a presiones internas ocasionadas por requerimientos de procesos químicos.

Generalmente estos recipientes son cilíndricos y con tapas abombadas, esto debido, a que al tener dicha forma, se puede emplear en el análisis del mismo la Teoría de la Membrana, la cual nos dice que las cargas, esfuerzos y deformaciones son radialmente simétricos; aunque también se diseñan recipientes con tapas planas.

Por otra parte, estos recipientes pueden estar en posición tanto vertical como horizontal, de acuerdo al uso o servicio que vayan a brindar los recipientes.

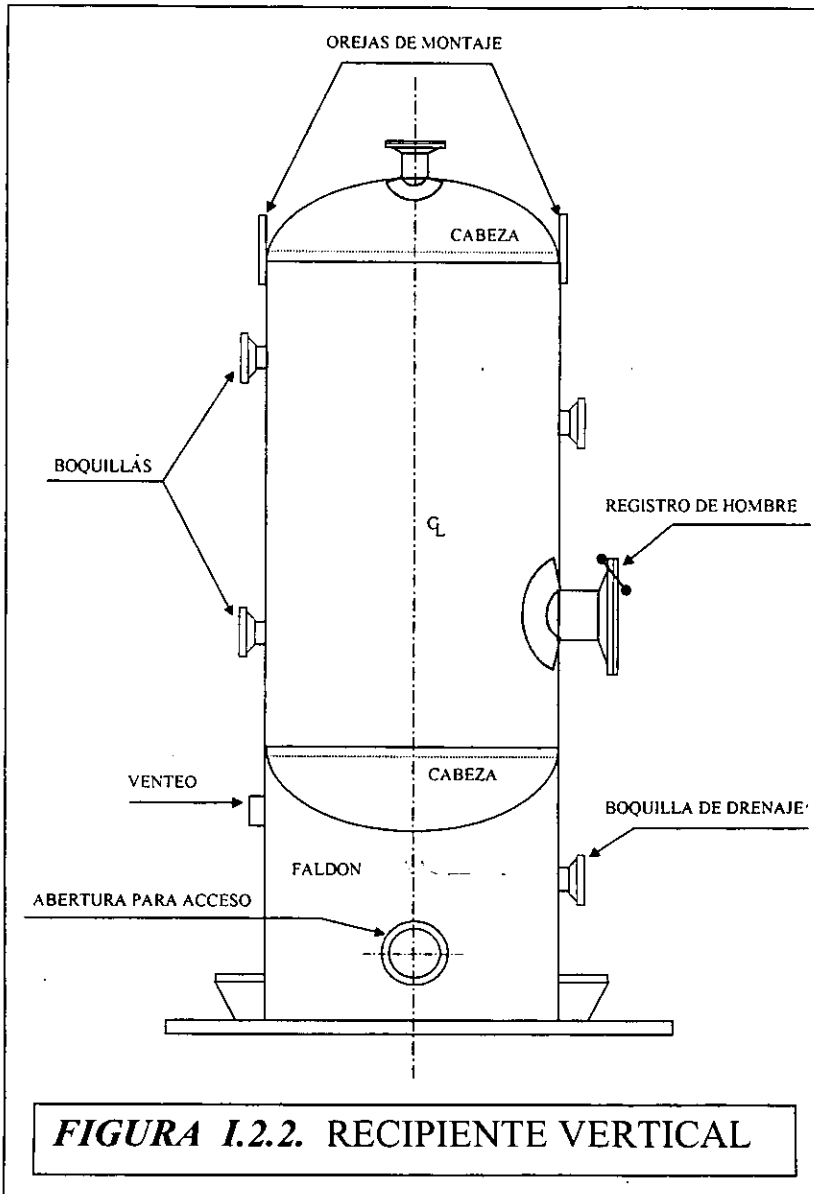
En la figura I.2.1 se muestra en forma esquemática un recipiente horizontal apoyado en dos silletas, siendo esta la forma más usual de soportar este tipo de recipiente.

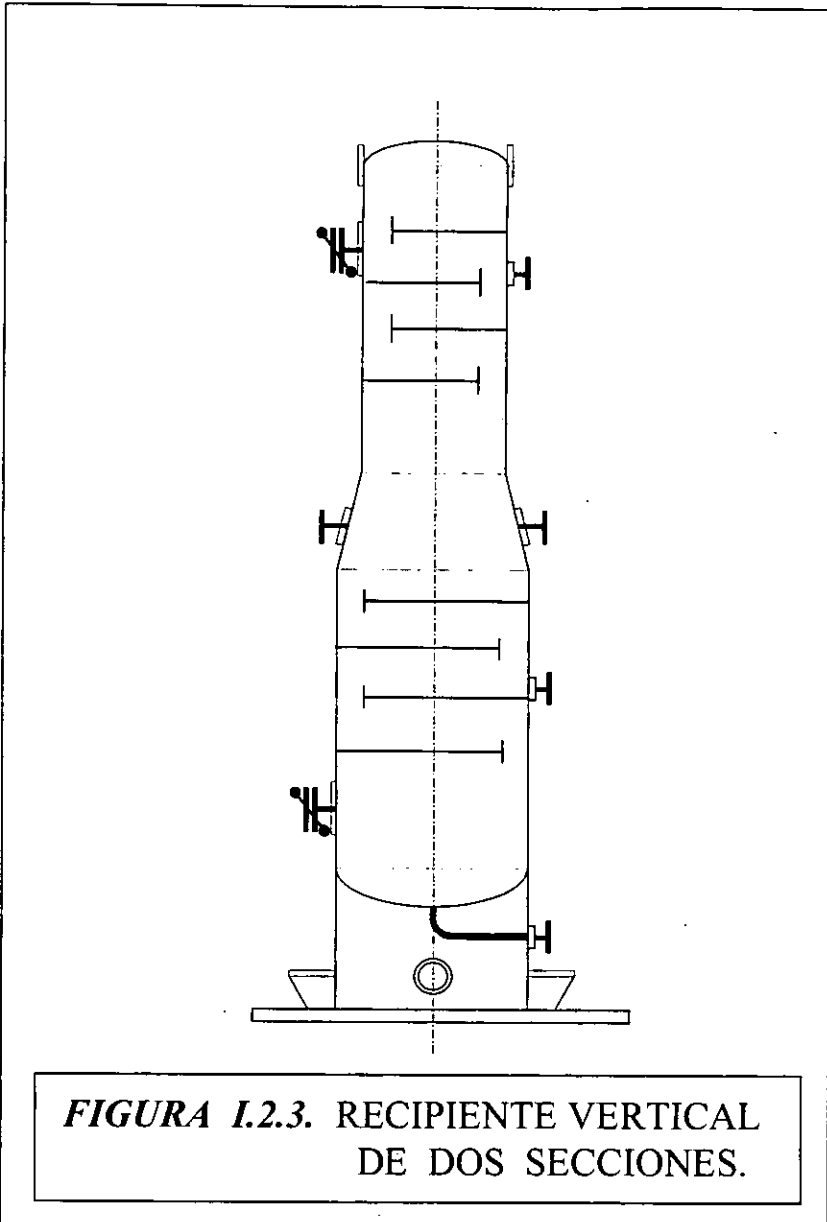


En la figura I.2.2 se puede ver en modo esquemático un recipiente vertical, el cual se encuentra apoyado sobre un faldón recto, siendo esta la forma más usual de soportar dicho recipiente.

En la figura I.2.3 se presenta en forma de esquema un recipiente vertical de dos secciones, en el cual se puede apreciar la zona de transición formada por un cono, y además se encuentra soportado por un faldón recto, que de igual manera es la forma más común de soportar estos recipientes.

Este tipo de recipientes usualmente se utiliza para realizar la separación de 2 ó más fluidos, por ejemplo el separar un gas de un líquido, o bien dos líquidos de diferente densidad.





Existen bastantes aplicaciones de los recipientes a presión, sin embargo solo se presentan las más importantes que existen en la industria petrolera:

**a) RECIPIENTES PARA BALANCE DE LÍQUIDOS.**

Estos recipientes se emplean para proporcionar capacidad de almacenamiento o bien como medio para regular la presión y flujo de líquidos saturados o subenfriados. Cuando se emplean para almacenar la alimentación a otras unidades de proceso proporcionan un medio conveniente de asegurar un flujo relativamente sin fluctuaciones. Estos recipientes se fabrican para instalarse tanto vertical como horizontalmente.

**b) RECIPIENTES SEPARADORES LÍQUIDO-LÍQUIDO.**

Estos recipientes se emplean para separar por medio de la acción de la gravedad dos líquidos con densidades diferentes y esencialmente libres de vapor para lograr la separación. Generalmente estos recipientes son de tipo horizontal ya que presentan una relación *tiempo de retención / tiempo de asentamiento* mayor a la de los recipientes verticales.

**c) RECIPIENTES SEPARADORES VAPOR-LÍQUIDO.**

La función principal de este tipo de recipientes es separar muestras de vapor-líquido y entregar vapores sustancialmente libres de líquido a unidades de proceso. Estos recipientes pueden ser del tipo vertical u horizontal.

Por otro lado, debido a que algunos de estos recipientes a presión verticales llegan a tener una altura considerable, se tiene la necesidad de realizar un análisis sísmico de dicha estructura para saber su comportamiento estructural ante dicho evento de la naturaleza.

## ***1.2.1 COMPONENTES ESTRUCTURALES Y ACCESORIOS***

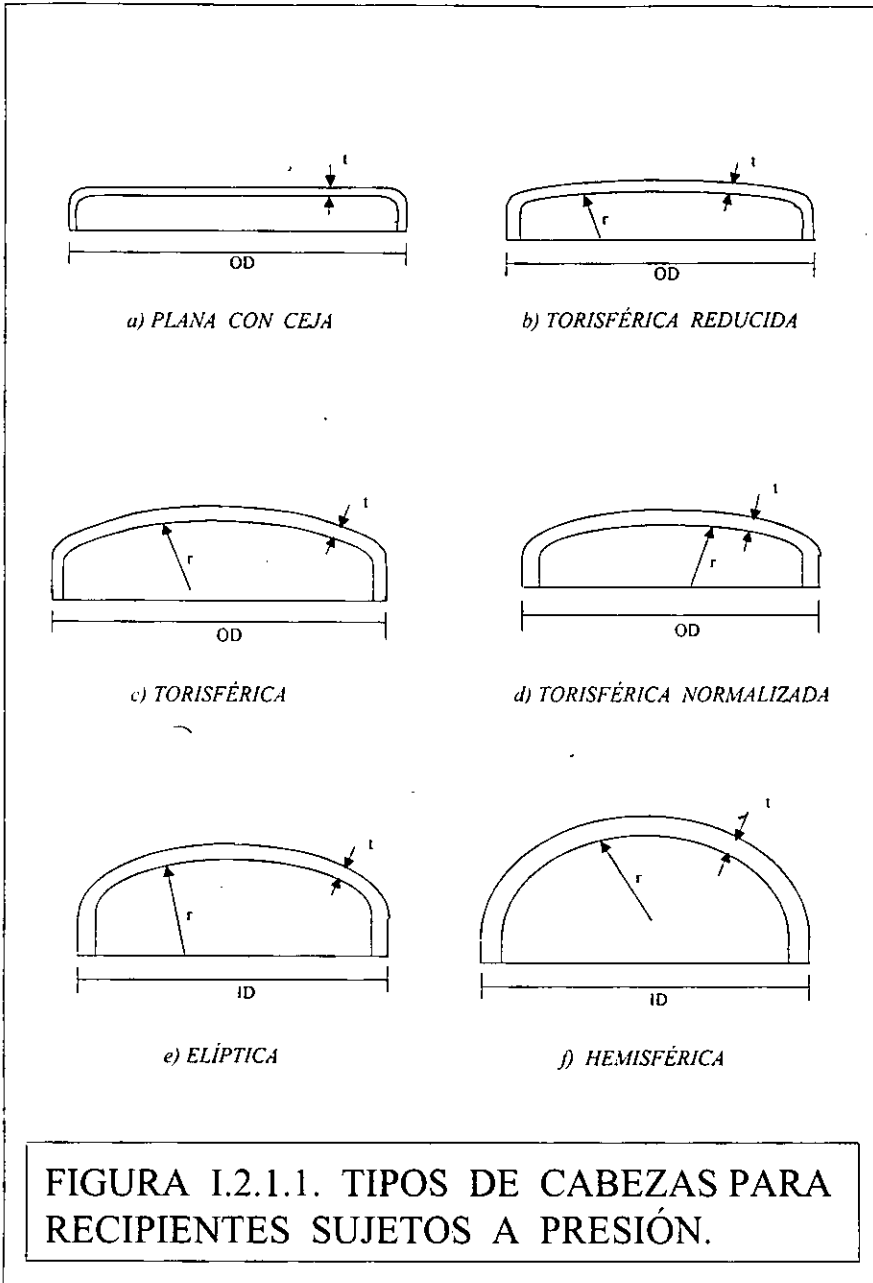
Los componentes estructurales y accesorios como parte integrante de un recipiente, en conjunto forman un sistema el cual debe cumplir con las exigencias requeridas para el fin que es construido, es así como cada uno de estos elementos cumple una función específica de funcionalidad.

### **COMPONENTES ESTRUCTURALES**

- **CASCARÓN**: es el cuerpo del recipiente, usualmente su material de construcción es de acero, su espesor debe ser el necesario para soportar tanto las presiones internas del recipiente, como las fuerzas externas (viento o sismo); su fabricación puede ser de una sola pieza o mediante la unión de placas roladas y soldadas entre ellas.

- **CABEZAS**: son las tapas del recipientes, generalmente fabricadas de una sola pieza de lámina de acero y unidas al cascarón mediante soldadura; de la misma manera, el espesor de éstas debe ser él suficiente para soportar tanto las presiones internas como las fuerzas externas. Existen cuatro tipos de cabezas para colocarlas a los recipientes de acuerdo a las condiciones de operación, debido a que en la selección existe un parámetro llamado "peso", y que el cual influye definitivamente en su adopción. Los tipos de cabezas son: *Planas, Hemisféricas, Elípticas y Totisféricas*. En la figura I.2.1.1 podemos observar de manera esquemática los distintos tipos de cabezas empleadas en el diseño y construcción de recipientes a presión.

- **SOPORTES**: los soportes son elementos estructurales cuya función es, como su nombre lo indica, de soportar, es decir recibe y soporta todas las cargas estáticas y dinámicas que transmite el recipiente, además de que es un medio de enlace entre dichas cargas y esfuerzos y el lugar donde vaya a ser colocado el recipiente. De acuerdo al tipo de recipiente que se tenga es el tipo de soporte que se le asigna, de esta manera tenemos 3 tipos de soportes básicos para recipientes:



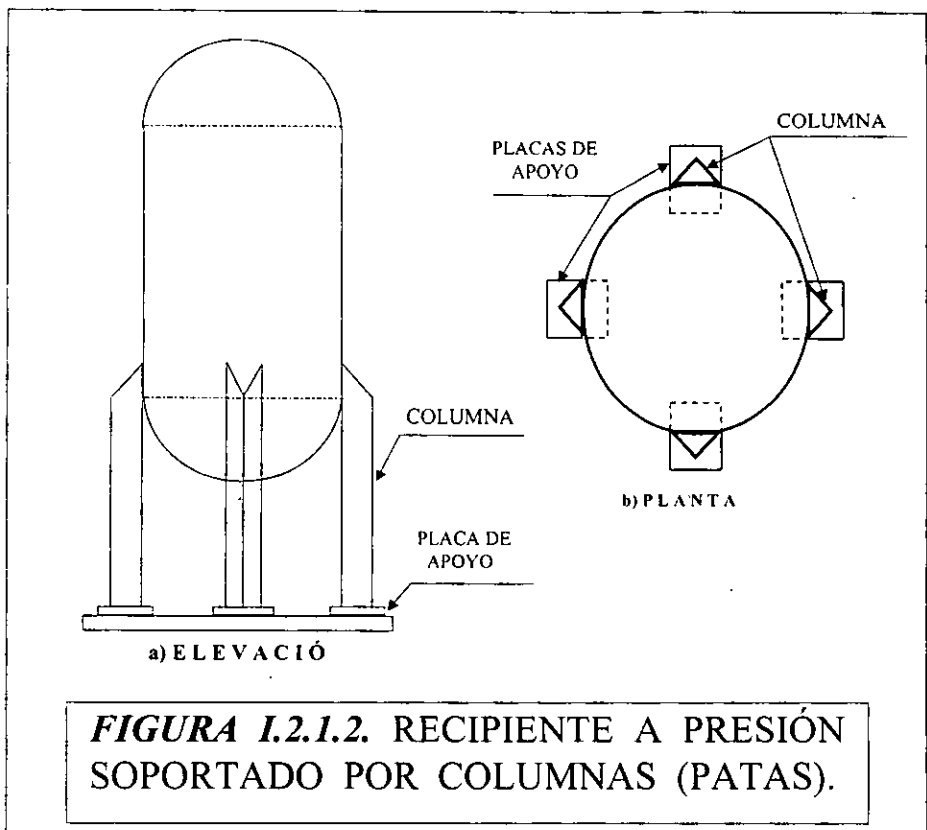


a) SILLETAS: comúnmente utilizadas en recipientes a presión en posición horizontal. Su forma geométrica es en "U", para que el cuerpo o cascarón del recipiente descansa uniformemente sobre éstas. Generalmente su fabricación es en acero en todos sus componentes (placa de asiento, placa de base, placa del alma y atiesadores). Su diseño se rige por los siguientes parámetros: dimensiones, espesor de pared del cascarón, peso en operación y temperatura de operación del recipiente. Siempre se emplean dos silleas colocadas simétricamente, así de esta manera el peso total del recipiente se distribuye de forma igual, aún cuando se pudieran presentar diferencia de asentamientos, de lo contrario si se emplearán 3 o más silleas o bien un sistema múltiple de apoyos, no existiera esta distribución simétrica de cargas. En la figura I.2.1 se puede observar en forma esquemática un recipiente a presión con soporte tipo silleas.

b) FALDÓN: utilizados usualmente en recipientes a presión en posición vertical. Su forma geométrica es cilíndrica, es decir es una placa o varias soldadas entre ellas, colocada alrededor de toda la base del recipiente, a la altura de la línea de tangencia, que es el límite entre el cascarón y la cabeza del recipiente. Comúnmente el faldón y sus componentes (aro de base, aro de compresión, venteos y anclas) son de acero. Su diseño está regido básicamente por, sus dimensiones, peso propio y elevación con respecto al nivel de piso. Este tipo de soporte es usado en recipientes *medianos* y *grandes*, que son los recipientes cuyas dimensiones: altura (distancia entre líneas de tangencia) y diámetro, son mayores de 3 y 1.2 metros respectivamente, además su peso de operación debe ser mayor a 2 toneladas; Entendiéndose que estos parámetros no son ninguna limitación para establecer que en un recipiente vertical a presión siempre deba de usarse faldón como soporte, cuando se presenten estos casos. En la figura I.2.2 se puede apreciar de manera esquemática un recipiente vertical con soporte tipo faldón.

c) COLUMNAS (PATAS) : generalmente utilizadas en recipientes a presión en posición vertical. Su forma geométrica es en ángulo de 90° cada pata. Su diseño está definido con base a las dimensiones y peso del recipiente, además de la altura del mismo con respecto al piso. Se considera este tipo de soporte para recipientes *pequeños*, su forma consiste en 4

columnas (patas) de perfil estructural (ángulo de 90° de lados iguales), soldadas directamente al recipiente. La razón de usar el número de patas y el perfil mencionados, se debe a la simetría que presenta este arreglo, y además de la facilidad para realizar el análisis y diseño de los mismos. En la figura 1.2.1.2 se aprecia a manera de esquema un recipiente vertical con un soporte tipo faldón.



## ACCESORIOS

- **BOQUILLAS:** son elementos que funcionan como medios de conexión entre el interior del recipiente y el medio exterior. Sus diámetros son variados y el material con que se elaboran es usualmente de acero. Entre algunas de sus funciones esta, conectar la tubería al recipiente para permitir la entrada y salida de fluidos, para detectar los niveles máximo y mínimo del fluido, para drenaje, entre otras. La instalación de éstas es en la pared (cascarón y/o cabezas) del recipiente, en la elevación y orientación que se defina por proyecto o bien por normas de especificación.

- **REGISTRO DE HOMBRE:** son elementos que permiten el acceso de un hombre al interior del recipiente, ya sea para su inspección o para realizar limpieza del mismo. Su diámetro es mayor a los 0.50 m, siendo sus dimensiones estándar. Por otro lado, un recipiente de dimensiones considerables debe tener como mínimo un registro de hombre y como máximo los que se requieran para asegurar la correcta operación del mismo. Usualmente se colocan en lugares de fácil acceso al recipiente, siempre y cuando no se afecten los demás componentes del recipiente.

- **OREJAS DE MONTAJE:** son elementos de acero soldados generalmente al cascarón del recipiente, lo suficientemente resistentes para soportar el peso, usualmente vacío del recipiente. Su función es enlazarse con cables o ganchos para la transportación y fijación del recipiente.

- **PLATOS:** son elementos colocados en el interior del recipiente a manera de zigzag. Su función es la de lograr la separación de dos fluidos de diferentes características, como por ejemplo, la separación de gas-líquido, la separación de dos líquidos de densidades diferentes, además de que reducen la presión con que puedan llegar los fluidos al interior del recipiente.

- **SOPORTE DE PLATOS:** como su nombre lo indica, son elementos encargados de brindar el soporte a los platos. Su material de fabricación es el acero y su forma geométrica puede ser ya sea de ángulo o solera.

- **AISLAMIENTO**: tiene dos funciones principales: 1) Ofrece protección al personal que se encuentre laborando cerca del recipiente, para evitar que sufran quemaduras; y 2) Para la conservación de la temperatura de operación del recipiente, de esta manera lograr estabilidad en la operación del mismo.

- **SOPORTE DE AISLAMIENTO**: como su nombre lo indica, su función es la de soportar el aislamiento. Generalmente este soporte es a base de un anillo de ángulo o solera de acero colocado alrededor del cascarón del recipiente. Aunque también existen otros tipos de soportes, como son los siguientes: clavija-pernos, grapas, tuercas enroscadas a un perno, alambre de acero inoxidable, varillas de acero, pijas, remaches, entre otros.

- **TUBERÍA INTERIOR**: su función es la de recolectar algún fluido para sacarlo fuera del recipiente, o bien para dirigir el fluido a cierto punto específico dentro del mismo recipiente, o también para disminuir la presión con que llega el fluido al interior del recipiente.

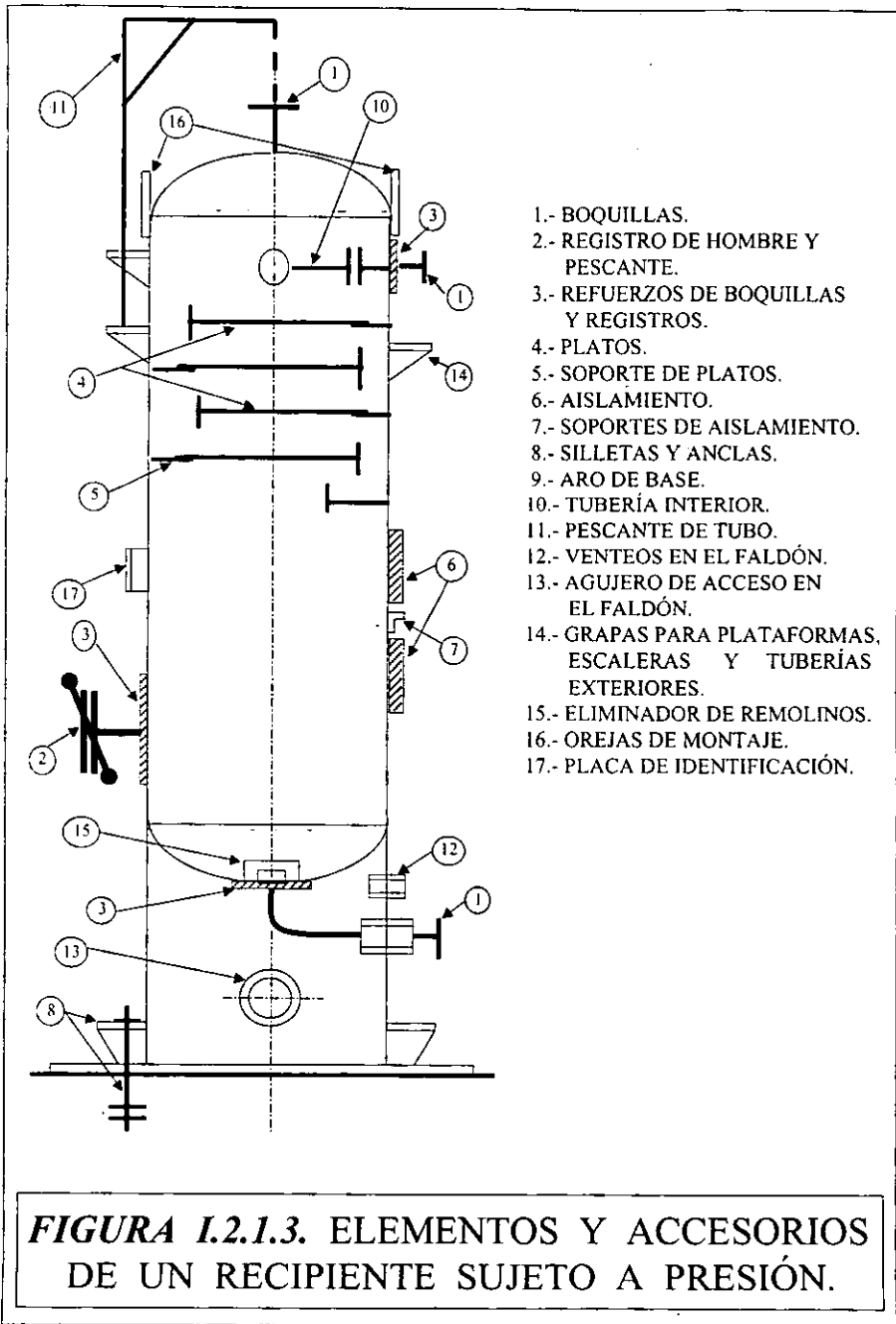
- **PESCANTE DE TUBO**: es un elemento cuya función es la de soportar, tanto vertical como horizontalmente, la tapa del registro de hombre, o bien si el recipiente es vertical y de diámetro pequeño, se sujeta toda la cabeza del recipiente, es decir que esta no va soldada sino atornillada, funcionando como registro de hombre. El registro de hombre es sujetado horizontalmente por medio de una bisagra la cual también permite que abra libremente, y verticalmente es sujeta por medio de una oreja, soldada a la tapa, y roscada con una tuerca al pescante.

- **GRAPAS**: son elementos a base de una placa de acero, usadas para la fijación de tubería, y si el recipiente es muy alto se coloca una escalera.

- **ELIMINADOR DE REMOLINOS**: es un elemento colocado en el fondo del recipiente. Su función, como su nombre lo indica, es la de evitar que produzcan remolinos del fluido, en el interior del recipiente, generalmente en donde se encuentra ubicado el drenaje del recipiente.

- **PLACA DE IDENTIFICACIÓN:** es un elemento a base de una placa de acero inoxidable fijada con remaches o tornillos a una base de acero la cual va soldada al cascarón del recipiente. Esta placa deberá contener la siguiente información básica: Nombre del fabricante, Presión máxima permitida a la temperatura de diseño, Año de su construcción, Tipo de soldadura usada, Servicio, Radiografiado, y Tratamiento. Las dimensiones deben ser tales que todos estos datos sean perfectamente legibles, en las normas de diseño se mencionan las dimensiones mínimas. El lugar de su fijación es en la parte exterior del cascarón, en un sitio de fácil acceso y de localización inmediata de la placa, por norma esta se coloca a 0.254 m por encima del borde de la tapa del registro de hombre si se tiene.

En las figuras I.2.1.3 podemos apreciar en forma esquemática un recipiente vertical a presión con cada uno de sus elementos estructurales y accesorios; de igual manera en las figuras I.2.1, I.2.2, I.2.3 pero de forma más general.



## II SOLICITACIONES Y CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Las solicitaciones y criterios de diseño estructural, son los aspectos a partir de los cuales debemos comenzar el análisis y diseño de los recipientes verticales esbeltos, es decir son las bases, y/o criterios que debemos de tomar en cuenta y tener definidas y establecidas desde el principio, para que posteriormente la solución del problema se lleve a cabo de una manera correcta.

### II.1 CARGAS PERMANENTES, VARIABLES Y ACCIDENTALES

Las fuerzas aplicadas a la estructura interna de un recipiente a presión y las cuales se emplean en cualquier análisis y diseño mecánico, son las cargas. El primer requerimiento para el diseño del recipiente es determinar los valores reales de las cargas, así como las condiciones de operación a las que se encuentra sujeto el recipiente, esto es determinado sobre la base de experiencias pasadas, códigos de diseño, cálculos o bien pruebas.

Los datos que se empleen para definir las condiciones en la ingeniería de diseño, deben ser completamente valores conservadores. Las cargas principales que se consideran en el diseño de recipientes a presión son las siguientes:

- **Cargas Permanentes:** - *Cargas Muertas.*  
- *Cargas debidas a la Tubería.*
- **Cargas Variables:** - *Cargas por Presión (interna y externa).*  
- *Cargas por Temperatura.*

- **Cargas Accidentales:** - *Cargas por Viento.*  
- *Cargas por Sismo.*

- **CARGAS PERMANENTES:** son aquellas cargas que no varían a lo largo de la vida útil del recipiente, es decir se mantienen constantes o con un mínimo de cambio, que por ser pequeño se desprecia. Estas cargas pueden ser de dos tipos:

a) **CARGAS MUERTAS:** son las cargas que produce por sí mismo el peso del recipiente y cada una de sus partes que se encuentren permanentemente unidas y conectadas al recipiente. Dependiendo del estado en que se encuentre el recipiente, se tienen 3 diferentes cargas importantes que se deben de considerar en el diseño, son las siguientes:

1) **Carga Muerta de Montaje:** es el peso del recipiente vacío, sin tomar en cuenta ninguno de los siguientes aspectos: alguna excitación externa o interna, equipo contra incendio, contenido de la operación, tubería o alguna otra fuerza o carga que actúe sobre la estructura. Usualmente este peso del recipiente se emplea cuando el recipiente es desplazado dentro del almacén donde se construye o bien para ser montado en el sitio donde se colocará para su operación, es decir, este peso nos sirve para saber los aditamentos y/o maquinaria que se requieran para dichos fines, ya que los recipientes a presión generalmente no se construyen en el lugar final donde operarán.

2) **Carga Muerta de Operación:** es el peso del recipiente completo en operación ya instalado en el sitio donde se requiere que trabaje. En esta carga o peso si se deben de considerar los aspectos siguientes: excitaciones externas e internas, equipo contra incendio, líquido en operación, las secciones de tubería conectadas al recipiente, todas las cargas que generen el cascarón y cabezas del recipiente. Todo el equipo requerido para el servicio e inspección del recipiente (escaleras, soportes, boquillas, aislamiento, etc.) y todo el equipo interior que forme parte del recipiente para su correcta operación (platos, eliminador de remolinos, drenaje, etc.).



3) **Carga Muerta para Prueba de Almacén (Funcionalidad):** consiste en el peso del recipiente durante la prueba final de funcionalidad, la cual puede ser de dos formas: 1) Prueba Hidrostática, consistente en llenar el recipiente de agua; 2) Prueba Neumática, donde se somete al recipiente a una presión interna de aire comprimido. Ambas se realizan con el fin de verificar las uniones soldadas del recipiente, y de esta manera evitar problemas o fallas que se manifiesten durante la operación del recipiente.

**b) CARGAS DEBIDAS A LA TUBERÍA:** son las cargas que consisten en el peso de la sección de la tubería que es soportada por las boquillas que se encuentran conectadas a la superficie del recipiente, de igual manera también se deben considerar las cargas producidas por las expansiones debidas a la temperatura de las tuberías. Para requerimientos del presente trabajo, este tema se abordará y ampliará en el capítulo V sección 3.

- **CARGAS VARIABLES:** son aquellas cargas que a lo largo de la vida útil del recipiente, presentarán variaciones, que por su magnitud se vuelven dignas de considerarse. Estas cargas pueden ser de las 2 formas siguientes:

**a) CARGAS POR PRESIÓN (INTERNA Y EXTERNA):** para obtener el diseño por presión (interna y externa), se establece primeramente la presión interna a la que estará sometido el recipiente, la presión mínima interna que se debe de emplear es de  $15 \text{ lb/in}^2$  (psi), si se emplea una presión menor a esta ya no es necesario considerar el recipiente a presión, por el contrario se considera como recipiente atmosférico y se diseñará como tal; posteriormente se establece la presión externa que influirá sobre el recipiente, generalmente es la presión atmosférica, salvo en ocasiones especiales, como cuando se considera la presión exterior como el 10 % de la presión interior de operación del recipiente, cabe hacer mención que en ningún caso la presión externa podrá ser menor a  $10 \text{ lb/in}^2$  (psi). Conociendo estos valores podemos determinar el espesor mínimo requerido para el cascarón y cabezas del recipiente.

**b) CARGAS POR TEMPERATURA:** para diseñar por temperatura, la carga por temperatura que rige es la condición del medio ambiente, ya que este factor origina contracción y expansión en el cuerpo del recipiente, lo que da lugar a que se originen esfuerzos por temperatura. Sin embargo la temperatura de operación del fluido del recipiente también rige, siendo la temperatura máxima de operación por especificación y como margen de seguridad, de 50 °F (10 °C), y de una temperatura mínima de operación del fluido de -20 °F (-28.89 °C). Un aspecto importante, es que por medio de la temperatura de diseño podemos saber si el material de construcción es adecuado para soportar tales temperaturas, de no ser así se puede aumentar el espesor de diseño o bien cambiar a otro tipo de material de construcción.

**- CARGAS ACCIDENTALES:** son aquellas cargas de carácter imprevisto y de magnitud variable que se pueden presentar a lo largo de la vida útil del recipiente. Dichas cargas son las siguientes:

**a) CARGAS POR VIENTO:** estas cargas se deben a que la corriente turbulenta que describe el viento, sobre la superficie de la tierra, es de velocidad variable, presentándose en forma de ráfagas constantes. La dirección de la corriente del viento es usualmente horizontal, sin embargo, también se presentan componentes verticales cuando la corriente del viento, al recorrer la superficie de la tierra, encuentra algún obstáculo, como lo son los recipientes a presión, por mencionar algunos. La velocidad del viento es afectada por la fricción entre la corriente de aire y la superficie de la tierra, además la velocidad se incrementa conforme a la altura, basada en la superficie del terreno, hasta alcanzar velocidades máximas. Finalmente la magnitud de la carga de velocidad del viento, usada en el diseño de recipientes, depende de la localización geográfica del sitio de trabajo.

**b) CARGAS POR SISMO:** las fuerzas sísmicas que se presentan en un recipiente, son producidas por un movimiento vibratorio repentino del suelo, por lo que el soporte del recipiente genera una respuesta a este movimiento. Los principales factores que producen daños a la estructura del recipiente son la intensidad y el tiempo de duración del movimiento

sísmico. Los esfuerzos y fuerzas que se presentan sobre la estructura durante el sismo son transitorias, dinámicas y complejas.

Por alcances del presente trabajo, las cargas que se emplearán para el desarrollo del mismo serán, las Cargas Muertas, las Cargas por Sismo, y las Cargas debidas a la Tubería.

## **II.2 SOLICITACIÓN SÍSMICA**

Para definir las solicitaciones sísmicas que requeriremos para el desarrollo del presente trabajo, comenzaremos por definir algunos conceptos fundamentales de la Ingeniería Sísmica, para comprender mejor el tema.

- **SISMO (SEISMO):** es un movimiento vibratorio de la corteza terrestre, siendo éste un movimiento alternante, es decir que en un momento dado va en una dirección y un instante después en sentido opuesto.

- **SISMOLOGÍA:** es la rama de la ciencia que estudia todo lo relativo a los sismos, especialmente su origen y sus mecanismos de transmisión.

- **INGENIERÍA SÍSMICA:** es la rama de la tecnología que estudia los daños que causan a las estructuras, con el objeto de desarrollar técnicas de mitigación en el análisis, diseño y construcción para dichas estructuras.

- **FOCO:** es un punto virtual (que no existe) en el que se supone se origina el sismo. Corresponde al centro de gravedad de las masas que se mueven durante el sismo.

- **EPICENTRO (EPIFOCO):** es la proyección del foco sobre la superficie de la tierra mediante un radio terrestre.

- **MAGNITUD:** es la medida de la energía liberada por el sismo en el foco, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla. Es un parámetro independiente del sitio de observación y se determina midiendo la máxima amplitud de las ondas en un sismograma. Las medidas más usuales son la magnitud de Richter **M** o magnitud local **ML**, magnitud de ondas de cuerpo (**Mb**), magnitud de ondas de superficie (**Ms**), y magnitud momento (**Mw**).

- **INTENSIDAD:** es la medida de los daños que causa un sismo. Se mide en la escala Modificada de Mercalli (MM). En esta escala los sismos se clasifican en 12 grados, según los efectos que causan en las personas, en las cosas y en las estructuras. Los grados se designan con números romanos, que van desde el I, que corresponde a un sismo llamado "instrumental" ya que únicamente es registrado por instrumentos, las personas no lo sienten; hasta el XII, que corresponde a un sismo llamado "apocalíptico".

- **DINÁMICA:** es la parte de la Mecánica que estudia el equilibrio de los cuerpos en movimiento. La Ingeniería Sísmica se basa en la dinámica.

- **SISTEMA:** es un conjunto de elementos enlazados entre sí e interactuantes, cuya respuesta ante una acción exterior es predecible.

- **ESTRUCTURA:** es un sistema compuesto por elementos estructurales, que se encuentran interconectados por soldadura, remachas, pernos, tornillos, etc., y que ofrecen una respuesta como deformaciones, desplazamientos o giros, ante una acción exterior (peso, sismo, viento, etc.). Siendo la respuesta predecible, es decir se puede calcular mediante un análisis correcto.

- **GRADO DE LIBERTAD:** en una estructura, se denomina al número de coordenadas independientes necesarias para establecer la configuración deformada de dicha estructura. En otras palabras, grado de libertad (GL), es el número de posibles desplazamientos en la estructura (NDP) menos el número de desplazamientos restringidos (NDR), o bien:

$$GL = NDP - NDR$$

En la figura II.2.1 se muestra a manera de esquema un ejemplo de un sistema mecánico con un solo grado de libertad:

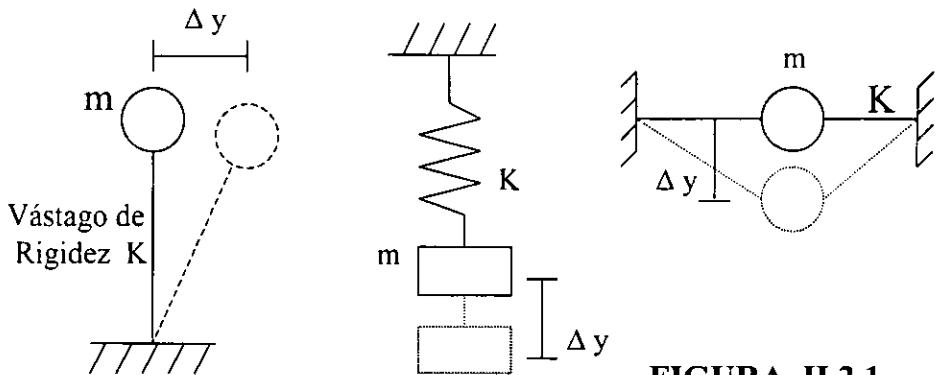


FIGURA II.2.1

- **GRADOS DE HIPERESTATICIDAD:** se denomina grado de hiperestaticidad (GH), al número de reacciones y fuerzas internas en la estructura (NRF) menos el número de ecuaciones de equilibrio que nos proporciona la estática (NEE), o bien:

$$GH = NRF - NEE$$

- **SISTEMA SIMPLE:** se llama así, al sistema que además de ser elástico lineal, también tiene un solo grado de libertad.

- **CUERPO ELÁSTICO:** un cuerpo es elástico si recupera su forma inicial al dejar de actuar la fuerza que lo deformó. En la figura II.2.2 podemos observar la forma gráfica simple de un cuerpo o sistema elástico.

- **CUERPO ELÁSTICO-LINEAL:** un cuerpo es elástico-lineal, si además de recuperar su forma inicial después de dejar de actuar la fuerza que lo deformó, durante todo el proceso de carga se mantiene constante la relación entre fuerza y deformación, y en consecuencia la gráfica "fuerza-deformación" es una línea recta. En la figura II.2.3 se muestra la gráfica mencionada, de un sistema o cuerpo elástico-lineal simple.

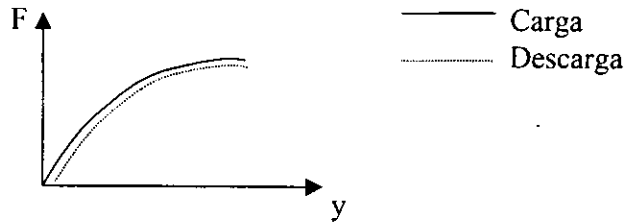


FIGURA II.2.2. Sistema Elástico.

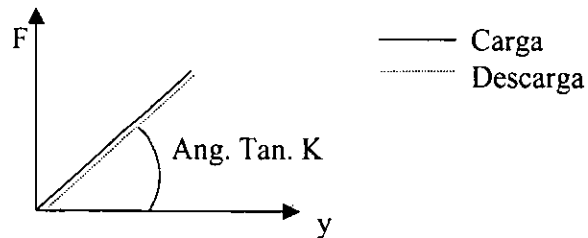


FIGURA II.2.3. Sistema Elástico Lineal

- **RIGIDEZ:** en una estructura, es la fuerza necesaria para provocar un desplazamiento unitario (1cm) en dicha estructura. Se denomina con la letra "k", en general se obtiene dividiendo la fuerza (F) entre el desplazamiento ( $\Delta$ ), o bien:

$$k = F / \Delta$$

- **PERÍODO (T):** es el tiempo que tarda la estructura real en dar una oscilación completa, debido a la excitación externa a que es sometida.

- **ACELEROGRAMA:** es una gráfica que en función del tiempo, registra las aceleraciones del terreno durante un sismo. Normalmente se obtienen tres acelerogramas: 2 horizontales en las direcciones N-S y E-W, y uno vertical U-D.

## II.2.1 ESPECTROS DE DISEÑO EN TIERRA

Antes de comenzar el tema de espectros de diseño, es de importante consideración definir previamente lo que son los espectros de respuesta.

### ESPECTRO DE RESPUESTA

El espectro de respuesta es una gráfica que en función del período de una estructura proporciona la respuesta máxima, de ésta, ante un sismo, definido por el acelerograma en la base de la misma.

La respuesta proporcionada puede ser de desplazamiento, velocidad o aceleración; en cuyos casos se les denomina espectros de: desplazamientos (Sd), velocidades (Sv) y aceleraciones (Sa), respectivamente.

El espectro también depende del amortiguamiento de la estructura. A menor amortiguamiento mayores son las ordenadas espectrales. Normalmente los espectros se obtienen para el amortiguamiento promedio de las estructuras.

Se dispone de tres métodos para obtener los espectros de respuesta: 1) *Integración Directa*, 2) *Modelos Físicos*, y 3) *Modelos Analógicos*.

Finalmente podemos decir que a cada acelerograma le corresponde un espectro de respuesta, es decir que si el acelerograma cambia tiene que cambiar el espectro de diseño.

### ESPECTROS DE DISEÑO EN TIERRA

El espectro de diseño es una gráfica, que en función del período de una estructura, proporciona la respuesta sísmica a la que debe diseñarse dicha estructura.

Este espectro se obtiene trazando la envolvente de las respuestas máximas esperadas (espectros de respuesta) de sistemas estructurales sencillos sometidos a sismos de diferentes magnitudes, que pudieran ocurrir en la región de interés, durante la vida económica de la estructura.

Dichos espectros deben de considerar el efecto de las condiciones locales correspondientes a las estratigrafías del (los) sitio (s) de interés. Estos efectos locales se pueden determinar haciendo uso de modelos de propagación de ondas que permitan incorporar las propiedades dinámicas de los suelos que forman las estratigrafías en cuestión.

## **II. 2. 2 EFECTO DE UNA PLATAFORMA MARINA EN EL ESPECTRO DE DISEÑO**

El efecto que se presenta en un recipiente montado sobre una plataforma marina, es llamado "*apéndice*" o de "*chicoteo*", este efecto se manifiesta porque los recipientes son elementos desligados completamente de la estructura de la plataforma marina, por lo que su análisis se realiza individualmente. Por lo tanto al ocurrir un evento sísmico la fuerza que recibe el recipiente es directamente la transmitida por la estructura, por lo que dicha fuerza es mucho mayor que en la base de la estructura marina presentando un chicoteo el recipiente. Por lo que el análisis sísmico de un recipiente montado en una plataforma marina se realiza aplicando una variante al espectro de diseño en tierra.

El análisis de la respuesta de los apéndices es importante tanto para su propio diseño como por la influencia que puedan tener sobre la respuesta de la estructura en conjunto. Usualmente, para la determinación de fuerzas sísmicas sobre apéndices se fijan coeficientes muy superiores a los correspondientes al resto de la estructura, debido a que frecuentemente ocurren fuertes amplificaciones dinámicas en estos elementos.



El siguiente criterio propuesto, introduce simplificaciones importantes a fin de eliminar la necesidad de acudir a métodos de análisis de interacción entre el apéndice y la estructura. Para ello la fuerza de diseño del apéndice se toma como si fuera la que se debería considerar para valuar su influencia sobre el conjunto, pero modificada para tener en cuenta los efectos de interacción apéndice-estructura.

Al respecto, en cuanto a los "apéndices", el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, sección 8.4, cita lo siguiente: "Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por  $1 + 4 c'/c$ , donde  $c'$  es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura del desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre las construcción, y  $c$  es el coeficiente sísmico."

Podemos observar que lo que nos menciona el reglamento, en cuanto a la obtención de las fuerzas sísmicas que actúan sobre recipientes colocados en estructuras que sean desligadas completamente del mismo, se propone al recipiente apoyado directamente en el suelo y actuando sobre él las aceleraciones correspondientes al terreno multiplicadas por un factor que va a ser igual a:

$$1 + (4 c' / c)$$

donde:

$c'$  = es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura del desplante del recipiente, cuando se evalúan las fuerzas laterales actuantes sobre la plataforma marina.

$c$  = es el coeficiente de diseño sísmico, de acuerdo a la localización geográfica donde operará el recipiente o bien la plataforma marina.

Este factor no abarca las máximas amplificaciones que pueden presentarse en las situaciones más desfavorables, aunque si cubre la gran mayoría de los casos de interés práctico. La posible deficiencia en amplificación se puede justificar con base en que la falla de las apéndices es siempre mucho menos grave que la de la estructura misma en que se apoyan.

Pero como las acciones sísmicas en un apéndice dependen del movimiento del terreno y de la interacción dinámica entre este y la estructura; dicha interacción es compleja, especialmente al considerar el comportamiento inelástico que se admite para la estructura principal bajo el efecto del sismo de diseño.

La forma correcta de determinar las fuerzas que se inducen en el apéndice, implica obtener las características del movimiento al que este sujeta el nivel sobre el que se encuentra desplantado (o del que esta colgado) y analizar para este movimiento la respuesta del apéndice, el cual se puede idealizar generalmente como un sistema de un grado de libertad.

Generalmente se pueden mencionar dos criterios para el análisis de una estructura considerando los apéndices, y hablando específicamente de una plataforma marina; las torres de perforación, tanques de fluidos con superficie libre, volados, quemadores, etc., se pueden incluir en el modelo estructural usado para el análisis sísmico de la misma.

Alternativamente, los apéndices se pueden diseñar como estructuras independientes usando el espectro de respuesta de piso derivado de la respuesta de la plataforma. Sin embargo, el espectro de respuesta generado asume que los componentes que están desacoplados de la estructura son conservativos. Este enfoque se usa casi exclusivamente en el diseño de estructuras altas.

La interacción entre los apéndices y la estructura resulta en una baja respuesta del apéndice. El acoplamiento puede sustancialmente tener

efectos más significativos en apéndices masivos, próximamente cercanos a un modo significativo de la plataforma.

Se pueden utilizar algunos métodos más exactos de análisis (Sackman, J.L.; Der Kiureghian, A.; and Nour Omid, B.) e (Igusa, T.; and Der Kiureghian, A.) para generar el espectro de respuesta de piso contando con el acoplamiento entre los apéndices y la estructura.

### **II. 3 CATEGORIAS DE ESFUERZOS Y ESFUERZOS LÍMITE DE DISEÑO**

Después de determinar las cargas de diseño, se determina el esfuerzo máximo debido a estas cargas calculadas, en el diseño se deben evaluar los esfuerzos individuales en el recipiente, así como se deben de usar factores de seguridad para evitar posibles fallas.

Por ejemplo cuando cierta sección es sometida a una presión más allá del punto de cedencia mediante una fuerza mecánica-estática, de igual manera sucede por una presión interna o por el mismo peso del recipiente, la cedencia continúa hasta que la sección se rompe, a menos que se presentara un esfuerzo uniformemente distribuido. En el diseño de recipientes, los esfuerzos causados por tales cargas son llamados "*primarios*", siendo su principal característica que no son autolimitados, es decir que su magnitud no se reduce debido a la deformación que producen.

Por otra parte, aunque el recipiente es sujeto a esfuerzos debidos a fuerzas de expansión por temperatura, como lo son los esfuerzos por flexión que se presentan en la conexión de boquillas por causa de la expansión y contracción de la tubería por la temperatura, estos esfuerzos son permanentes, despreciables y la deformación en la pared del recipiente es local, así al presentarse las fuerzas de expansión se producen los

esfuerzos. Estos esfuerzos son llamados "*secundarios*" y además son autolimitados y/o equilibrados.

La diferencia entre las cargas y los esfuerzos primarios y secundarios es evidente; el criterio usado para evaluar el esfuerzo primario de ninguna manera se aplicará para el cálculo de los valores de los esfuerzos debidos a fuerzas autolimitadas. Algunos esfuerzos producidos por cargas estáticas, como la presión interna de un recipiente, someten a la estructura del mismo a esfuerzos de flexión, los cuales tienen las mismas características y propiedades de los esfuerzos por temperatura, por lo que se calcularán de manera similar.

Los esfuerzos debidos a fuerzas dinámicas (impactos) son mucho mayores en intensidad que los esfuerzos debidos a cargas estáticas de igual magnitud. Una carga es dinámica, aún cuando el tiempo de su aplicación es corto, en comparación con lo largo que es el periodo natural de vibración del cuerpo del recipiente.

Una estructura puede ser sujeta a cargas máximas de viento o sismo solo en eventuales ocasiones; pero aunque sean esporádicas, la estructura se diseña para tales condiciones. Por consiguiente el incremento permisible de esfuerzos, producidos por cargas temporales, se establece en algunos Códigos. La fatiga es causada por la variación del periodo de las cargas mecánicas o de la temperatura, aun por encima de los ciclos de operación del recipiente; por esto, es conveniente considerar estos aspectos en el diseño de recipientes a presión, ya que la mayoría de las fracturas que sufren éstos son causadas por la fatiga aun sobre las fallas que causan las fuerzas estáticas. Aún cuando el numero de los ciclos sea del orden de miles, el análisis por fatiga se tiene que considerar. En este aspecto, el esfuerzo permisible y el rango de esfuerzos deben ser precisos y anticipados, en relación con el número de ciclos de las fuerzas durante la vida de servicio del equipo. La falla por fatiga ocurre usualmente en la zona del máximo esfuerzo de concentración.

El diseño no será preciso, sino tomamos en cuenta las propiedades del material con que se construirá el recipiente. Igualmente se debe de ser

preciso al considerar las cargas actuantes sobre el recipiente (mecánicas, temperatura, cíclicas, dinámicas, estáticas y temporales). El conocimiento de estas cargas y esfuerzos resultantes se obtienen analíticamente y tan precisos como sea posible, siendo estos parámetros esenciales en el diseño de los recipientes.

Los factores de seguridad empleados para el diseño, tienen que contemplar las precauciones adecuadas, y son responsabilidad del ingeniero diseñador, el cual a su vez se basa en las necesidades y especificaciones del cliente. El requerimiento principal para la aceptación de un código de Diseño de Recipientes, es aquel donde el rango de los esfuerzos calculados no excedan de ninguna manera el Código de límite de esfuerzos permisibles, o en su ausencia, límites de esfuerzos basados en la ingeniería práctica.

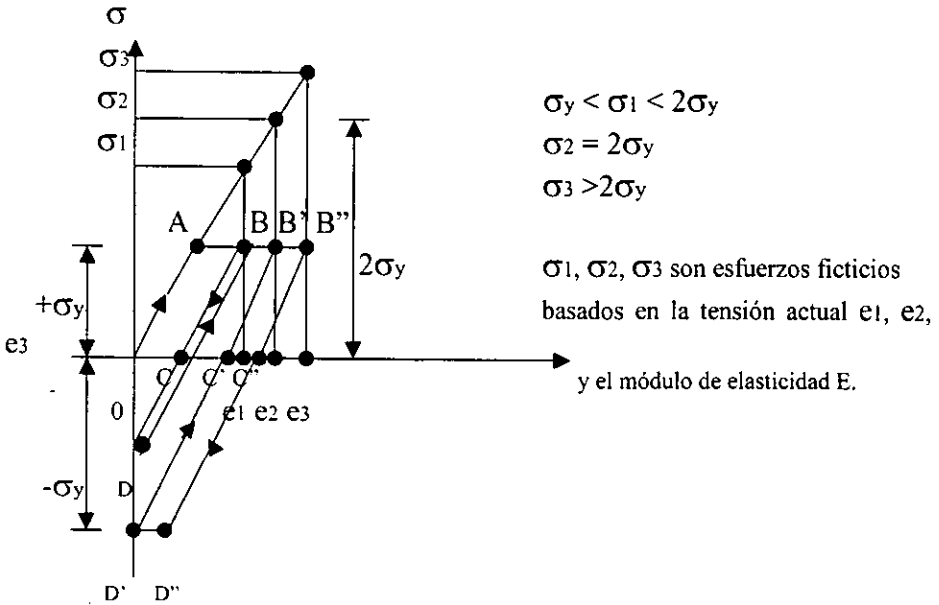
### **RANGOS PERMISIBLES DE ESFUERZOS PARA FUERZAS AUTOLIMITADAS**

En el diseño de recipientes, el esfuerzo limitado más importante, es aquel producido por la expansión debida a la temperatura y por la presión interna que se presentan en la estructura discontinua del recipiente.

En el estudio de esfuerzos autolimitados, el esfuerzo elástico calculado es ficticio, mientras que el esfuerzo de cedencia tiene un muy especial significado. Entre lo anterior y las cargas con pocos ciclos de repetición hay una clara división, así cuando estas cargas se aplican sucesivamente a la estructura, mediante un llamado "*sismo bajo*", se presenta una respuesta elástica, además se produce una deformación plástica en cada tiempo que son aplicadas. Esto se puede apreciar en la Figura II.3.1, como un diagrama idealizado de esfuerzos por tensión. El material se comporta perfectamente elástico hasta que llega al rango plástico. Debido a las fuerzas aplicadas por temperatura, las cuales producen expansiones, y se presentan en la junta entre la boquilla de la

tubería y el recipiente, producen una deformación elástica en algún punto del cuerpo del mismo, esto se puede apreciar en la Figura II.3.1 desde el punto "0" hasta "A", y también se puede ver una deformación plástica irreversible desde el punto "A" hasta "B". En el punto "B" la fuerza por temperatura es lo suficientemente reducida que la deformación plástica esta en equilibrio junto con los esfuerzos de resistencia interna en el cuerpo del recipiente. Cuando la boquilla y la tubería regresan a su estado original, el esfuerzo se recupera a lo largo de la línea "B-C-D". La porción estática que va desde el punto "C" hasta "D" representa preesfuerzos en compresión por la permanente tensión de que son objeto las fibras, de igual manera los ciclos de operación son ficticios en el rango elástico y se puede observar del punto "D" hasta "B". Los esfuerzos  $\sigma_2 = 2\sigma_y$  representan el límite o el máximo esfuerzo en el rango elástico durante el sismo-bajo. A elevadas temperaturas de operación el esfuerzo por calor tiende a disminuir, pero la suma de esfuerzos por calor y frío permanecen constantes y se atribuye al rango de esfuerzos. Las fuerzas del sismo-bajo también llamada fuerza estabilizada, entonces la fuerza máxima autolimitada es aquella, que cuando se aplica a un recipiente, se produce cuando se decide construir o cambiar de lugar el recipiente, entonces se presentan momentos que originan esfuerzos residuales internos; la subsecuente aplicación al mismo de una fuerza pequeña causa solo esfuerzos elásticos en el recipiente. Aun cuando la deformación plástica que se ve del punto "A" hasta "B" es demasiado grande, al ser retirada la carga, la estructura regresa a su estado natural, y del punto "D" hasta "D'" se aprecia la cedencia del material. En el próximo ciclo de operaciones el esfuerzo se presenta en el rango plástico, el inconveniente es que estos esfuerzos son repetitivos, por lo que se puede llegar a presentar una falla en el corto plazo.

La membrana de esfuerzos  $\sigma$  se presenta una falla que se debe a un esfuerzo producido por una fuerza mecánica actuante que es igual al esfuerzo de cedencia  $\sigma_y$ , y además cuando la falla por esfuerzo a flexión  $\sigma_b$  es  $1.5\sigma_y$ , solo para un tiempo limitado, y cuando sea permanente la deformación en los puntos de "A" hasta "B" ocurridos por las fuerzas limitadas, y por tanto el esfuerzo el esfuerzo  $\sigma$  es igual a  $2\sigma_y$ .



**FIGURA II.3.1.** Diagrama Idealizado de Esfuerzos a Tensión, durante una prueba a tensión simple.

Finalmente, se ha concluido que, existen diferentes limites de esfuerzos, basados en los esfuerzos máximos calculados como resultado de los diferentes tipos de cargas. De esta manera se obtiene el esfuerzo mayor para realizar el diseño correspondiente y por lo tanto resulte más económica la construcción del recipiente.

## CRITERIO GENERAL DE DISEÑO POR EL CÓDIGO ASME, SECCIÓN VIII, DIVISIÓN 1.

En el Código ASME, Sección VIII, División 1, de Recipientes a Presión, se mencionan las fórmulas necesarias para calcular los espesores requeridos y la correspondiente membrana de esfuerzos, producidos tanto por los componentes básicos del recipiente como por la presión interna y externa. Para el diseño se utilizan procedimientos analíticos para calcular los espesores requeridos por la acción de diversas fuerzas.

En el Código, párrafo UG-23c, se indica como calcular el espesor de la pared del recipiente, de igual manera se determina el valor máximo en la membrana de esfuerzos, así como también se menciona la combinación de cargas. En la sección UG-22 (Presión Interna y externa, cargas por viento y sismo, reacciones en los soportes, efecto de la temperatura, cargas de impacto.) se hace mención que pueden ocurrir durante la operación normal del recipiente, claro mientras no se excedan los valores máximos que establece el Código en cuanto a esfuerzos y temperatura de operación se refiere.

La membrana de esfuerzos queda definida como un esfuerzo uniformemente distribuido sobre el espesor del cascarón del recipiente en la sección considerada.

Por encima de los requerimientos implicados del uso de la teoría de falla del esfuerzo máximo, sobre la suposición de que el cascarón de los recipientes a presión, el esfuerzo que se presenta es radial y a compresión  $r$ , por lo que el diseño por presión no se toma en cuenta; siendo así que lo que más se aproxima es la teoría del corte-máximo que da aproximadamente los mismos resultados. Los esfuerzos discontinuos (membrana flexionada) son interpretados de cierto modo, por el Código, como esfuerzos permisibles. Además el Código, provee de las normas de diseño para la realización de las uniones del *cono-cilindro*. Por otro lado, el análisis detallado del análisis secundario de esfuerzos o esfuerzos por fatiga, no se requiere, por lo que el diseño de limite de esfuerzos son los esfuerzos a flexión



producidos por la expansión debida a la temperatura y los esfuerzos discontinuos por flexión.

No obstante, en la práctica general se proporciona un análisis de esfuerzos detallado de los componentes exteriores de los recipientes, el Código aprobó, usando tanto el máximo esfuerzo como la teoría de falla del *corte-máximo*, hasta seleccionar los esfuerzos permisibles para establecer las condiciones de diseño durante la operación normal, o bien por el cálculo de esfuerzos primarios "*membrana de esfuerzos*" ( $\leq S_a$ ), o directamente por los esfuerzos de la membrana primaria más los esfuerzos por flexión primarios ( $\leq 1.5S_a$ ).

En la tabla II.3.1, se establecen las recomendaciones de diseño de los esfuerzos permisibles para las diferentes combinaciones de cargas de acuerdo con lo mencionado en la sección UG-23c del Código ASME, Sección VIII. De igual forma el diseño con esfuerzos límite para esfuerzos secundarios en combinación con esfuerzos por presión no nos especificados por el Código. Así mismo, en el párrafo 1.5g, permite esfuerzos permisibles altos, en lo que se refiere a esfuerzos en las juntas o uniones del *cono-cilindro*, lo que nos indica que los rangos de esfuerzos difieren para las distintas categorías de esfuerzos, siendo aceptables estas diferencias. En conclusión, lo que el Código representa son solo dos requerimientos mínimos, y el diseño será estricto, al aplicar los límites de diseño, solo cuando, sobre la base de su experiencia y juicio, se requiera.

Los Códigos son generalmente usados para, obtener los esfuerzos permisibles, para el diseño de partes que no están sujetas a alguna presión interna importante (como puede ser el faldón para soportar columnas altas y soportes para el correcto funcionamiento de la parte interna del recipiente) y para las uniones de soldadura (como lo pueden requerir ciertas juntas eficientes. El esfuerzo permisible de las partes no sujetas a presión son de menor importancia, por lo que en el Código pueden resultar muy elevados; cabe mencionar que estos esfuerzos se obtuvieron de la referencia 1, y la referencia 2 sirve de guía para seleccionar los esfuerzos permisibles en partes no sujetas a presión ni a muy altas temperaturas.

Tabla II.3.1 <b>DISEÑO CON ESFUERZOS LÍMITE PARA RECIPIENTES A PRESIÓN</b>								
CONDICIÓN DE DISEÑO	DISEÑO CON COMBINACIÓN DE FUERZAS							
	PRESIÓN DE DISEÑO	PESO DEL RECIPIENTE	CARGAS POR VIENTO O SISMO	SOBRECARGA TEMPORAL	FUERZA MECÁNICA O LOCAL	FUERZA POR EXPANSIÓN DE TEMPERATURA	ESFUERZO MÁXIMO PERMISIBLE	NOTA
1.- Construcción y movimientos en campo.		X	X				1.2Sa	1
2.- Operando.	X	X	X				1.2Sa	2,5,6
3.- Operando y con expansiones por temperatura.	X	X	X			X	1.25(Sa+Satm)	2,3,5
4.- Sobrecargas mecánicas de corto periodo.	X	X		X			1.33Sa<Sy	2
5.- Sobrecargas mecánicas con expansiones por temperatura de corto periodo.	X	X		X		X	1.5(Sa+Satm)	2
6.- Operando y con fuerzas mecánicas locales (flexión).	X	X	X		X		2Sa<Sy	2,5
7.- Prueba Hidrostática.	PRESIÓN DE PRUEBA						Satm x Factor de Prueba	4

Sa = Valor máximo del esfuerzo permisible, según el Código, Sección UG-23a, para el diseño según la temperatura de trabajo del recipiente.  
Satm = Valor máximo del esfuerzo permisible, según el código, para el diseño por temperatura atmosférica.

**NOTAS:**

- 1.- Esfuerzo calculado en base a un espesor sin corrosión.
- 2.- Esfuerzo calculado en base a un espesor corroído.
- 3.- El criterio usado en el ANSI B31.3 Petroleum Refinery Piping es aproximado, esto es, porque el límite del esfuerzo principal calculado para obtener el rango de los esfuerzos permisibles utiliza la teoría de la falla cortante. El valor  $1.25(Sa + Satm)$  proporciona un margen de seguridad contra la posibilidad de presentarse una fatiga debido a esfuerzos locales o bien otras condiciones de esfuerzos (Ver la figura II.3.1). Obviamente al calcular los esfuerzos con o sin temperatura de expansión, los esfuerzos permisibles son mucho más pequeños sino se toma en cuenta la condición de expansión por temperatura. Adicionalmente, por precaución y seguridad, los esfuerzos calculados son usualmente basados en el módulo de elasticidad "E" a la temperatura del sitio de operación.
- 4.- Esfuerzos calculados basados en la medición de espesores y de temperatura. Como la presión del agua es por un corto periodo, el esfuerzo permisible para las partes estructurales, como los soportes, son frecuentemente multiplicados por un factor igual a 1.2. El mayor límite de esfuerzos en el cascarón del recipiente, durante la prueba de presión hidrostática a las partes del mismo, no se especifica en el Código. No obstante en la Ingeniería práctica, para el límite máximo de la membrana de esfuerzos en todas partes del recipiente, se aplicará el 80% del total del esfuerzo de cedencia, para realizar la prueba hidrostática. Los esfuerzos por expansión de temperatura y los esfuerzos mecánicos locales, no es necesario calcularlos.
- 5.- Este límite de esfuerzo permisible es para esfuerzos estáticos en recipientes. El número de ciclos, de los esfuerzos aplicados al recipiente durante su vida útil, de ninguna manera deben de exceder las miles de repeticiones. Para las condiciones cíclicas el esfuerzo permisible tendría que reducirse sustancialmente, preferentemente al realizar el análisis por fatiga. Usualmente durante el servicio del recipiente, las cargas por operación del mismo, aumentan gradualmente hasta alcanzar el valor máximo y se mantienen por algún tiempo, por lo que si se toman en cuenta en el análisis por fatiga.
- 6.- Límite máximo permitido para para el diseño por temperatura. Obtenidos de la tabla UG-23.1 del Código ASME, Sección VIII, División 1.

## CRITERIO GENERAL DE DISEÑO, SEGÚN EL CÓDIGO ASME, SECCIÓN VIII, DIVISIÓN 2, DE RECIPIENTES A PRESIÓN.

El esfuerzo permisible básico mayor mencionado en el Código, División 1, nos permite tener un ahorro en la construcción del recipiente. Del mismo modo, se permite el incremento del límite de esfuerzos para varias combinaciones de fuerzas, usando el factor "K" de la tabla AD-150.1 del Código en mención, la cual se reproduce y se encuentra en el presente trabajo como Tabla II.3.2. Para preservar un alto grado de seguridad, se tiene que imponer un estricto diseño y control de calidad en los requerimientos y fabricación del recipiente.

Los puntos más importantes se resumen a continuación:

**1.- Especificaciones para condiciones de Diseño;** incluidos los datos suficientes para resolver el método, el tipo de servicio (estático o cíclico), y el tipo de corrosión, son responsabilidad del usuario. La memoria de cálculo debe ser certificada y registrada por un Ingeniero Profesional.

**2.- La solidez estructural del recipiente es responsabilidad del fabricante;** quien requiere los cálculos para el diseño, así como los dibujos y requerimientos establecidos en Código en mención. Por otra parte, la memoria de cálculo debe ser registrada y certificada por un Ingeniero Profesional con experiencia en el diseño de recipientes a presión. Se requiere el análisis detallado de esfuerzos, así como la clasificación de los esfuerzos. La teoría de falla por corte máximo se usa preferentemente que la teoría de la máxima distorsión de energía, pero solo es usada para aplicarla al análisis por fatiga. Los detalles y especificaciones de diseño para las partes internas de los recipientes a presión deben ser preferentemente tan buenos como las normas, reglas y métodos para la realización del análisis de algunos tipos de fuerzas. Las condiciones determinadas se establecen en la parte AD-160 del Código en cuestión, además dentro de los cuales se detalla el análisis por fatiga requerido.

3.- *Se debe mantener un estricto control de calidad durante la fabricación de los recipientes.* Adicionalmente se realizan pruebas (ultrasonido, impacto e inspección de soldadura), las cuales son impuestas, y no son requeridas por la División 1 del Código ASME.

## CATEGORÍAS DE ESFUERZOS

Uno de los requerimientos de diseño de la División, es la clasificación exacta de los esfuerzos de acuerdo a las fuerzas o cargas que los causan, su distribución y su localización. La División 2 establece la diferencia entre los límites de esfuerzo permisibles (intensidad del esfuerzo) para diferentes categorías de esfuerzos.

Básicamente, los esfuerzos que ocurren en el cuerpo del recipiente, Figura II.3.2, son divididos en tres distintas categorías: **Primarios**, **Secundarios** y **Máximos**.

1.- **ESFUERZO PRIMARIO;** son producidos por las fuerzas mecánicas fijas, excluyendo esfuerzos discontinuos o concentración de esfuerzos. La principal característica es que no son autolimitados. Este esfuerzo se divide en dos categorías; General y Local.

a).- *Esfuerzo Primario General;* se presenta en el recipiente debido al equilibrio entre fuerzas mecánicas externas e internas. Algunas veces el espesor del cascarón comienza a ceder ya que no se presenta una distribución correcta de los esfuerzos, lo que origina grandes deformaciones y por lo tanto se presenta la falla. El esfuerzo primario general es dividido en membrana de esfuerzos primarios y esfuerzos primarios flexionantes; el procedimiento del límite de diseño muestra cual es el mayor límite de esfuerzos, aplicados tanto para el esfuerzo primario flexionante, como para la membrana de esfuerzos primarios. Un típico ejemplo de la membrana de esfuerzos primarios son: los esfuerzos debidos

a la presión interna o externa, los esfuerzos debidos al peso del recipiente, o bien los momentos externos causados por fuerzas sísmicas o de viento. Un ejemplo de esfuerzos primarios flexionantes, es el esfuerzo debido a la presión en las cabezas planas.

b).- *Esfuerzo Primario Local*; es producido solamente por la presión de diseño, o bien por otra fuerza mecánica. Estas últimas con algunas características autolimitadas. Aun cuando los esfuerzos locales primarios excedan el punto de cedencia del material, la fuerza es distribuida y llevada hacia otras partes del recipiente. Sin embargo, si el peso es excesivo, se rebasa la cedencia y se presentan deformaciones para nada aceptables, debido a esto es necesario asignar un límite de esfuerzo permisible más alto para este tipo de esfuerzo (primario local) en comparación con los esfuerzos secundarios. Una importante propiedad de los esfuerzos primarios locales es que forman parte de los esfuerzos máximos que se presentan y además disminuyen rápidamente conforme nos alejamos del punto de aplicación de la fuerza. Los esfuerzos primarios locales están divididos en, la membrana de esfuerzos directos y esfuerzos flexionantes. Sin embargo, ambos tienen el mismo valor en cuanto al límite de esfuerzos. Ejemplos típicos de esfuerzos primarios locales, son los esfuerzos en los soportes, al igual que la membrana de esfuerzos debida a la presión interna en las discontinuidades de la estructura.

**2.- ESFUERZOS SECUNDARIOS;** su característica es que son autolimitados. Es menor la cedencia ya que se reducen las fuerzas que causan los esfuerzos excesivos. Los esfuerzos secundarios están divididos en membrana de esfuerzos y esfuerzos flexionantes, pero ambos son controlados por el mismo valor en el límite de esfuerzos. Típicos ejemplos de esfuerzos secundarios son, los esfuerzos debidos a la temperatura y los esfuerzos locales flexionantes debidos a la presión interna en las discontinuidades del cascarón.

CATEGORÍAS DE ESFUERZOS	PRIMARIOS			Membrana Secundaria más Flexión	MAXIMOS
	Membrana General	Membrana Local	Flexión		
DESCRIPCIÓN	Promedio de esfuerzos Primarios através de la sección sólida. Excluidas las discontinuidades y las concentraciones de carga. Los esfuerzos solo por cargas mecánicas.	Promedio de esfuerzos solo através de la sección sólida. Se consideran los esfuerzos en las discontinuidades, pero no los debidos a concentraciones de carga. Los esfuerzos son producidos solo por cargas mecánicas.	Componente del esfuerzo primario proporcional a la distancia de éste con el centroide de la sección sólida. Se excluyen las discontinuidades y concentraciones de carga. Se producen los esfuerzos por cargas mecánicas.	Esfuerzos equilibrantes necesarios para satisfacer la continuidad estructural. Los esfuerzos son causados por cargas mecánicas y por expansiones diferenciales debidas a cargas por temperatura. Se excluyen las concentraciones debidas a esfuerzos locales.	1) Incrementos adicionales de los esfuerzos Primarios y Secundarios causados por una concentración (corte). 2) Esfuerzos por temperatura los cuales causan fatiga pero no distorsiona la forma del recipiente.
Símbolo (Nota 4)	$P_m$	$P_L$	$P_b$	$Q$	$F$
Combinación de esfuerzos y valor del límite permisible de esfuerzos.	<p> <span style="border-bottom: 1px solid black; width: 50px; display: inline-block;"></span> Usar Cargas de Diseño.  <span style="border-bottom: 1px dashed black; width: 50px; display: inline-block;"></span> Usar Cargas de Operación.         </p>				
<p>NOTA 1: Esta limitación aplica para el rango de intensidad de esfuerzos. Cuando el esfuerzo secundario es debido a la temperatura, existe un punto donde se debe de analizar el esfuerzo el esfuerzo, para el valor de <math>S_m</math> tabulados durante el aumento y disminución de temperatura en el metal durante su presencia. Cuando la parte o todos los esfuerzos secundarios son debidos a cargas mecánicas, el valor de <math>S_m</math> se debe de tomar como el valor de <math>S_m</math> de aumento de temperatura en el metal durante la presencia de ésta.</p> <p>NOTA 2: Los esfuerzos de la categoría <math>Q</math>, son una parte del esfuerzo total, y son producidos por los gradientes de temperatura, por la discontinuidad estructural, etc., y no se incluyen los esfuerzos primarios los cuales solo se presentan en un mismo punto. Sin embargo se tiene que hacer notar que, el análisis de esfuerzos detallado frecuentemente da la combinación directa de los esfuerzos primarios y secundarios, y el valor calculado es correcto cuando se obtiene el total de <math>P_m</math> (o <math>P_L + P_b + Q</math>), y no solamente <math>Q</math>. Similarmente los esfuerzos en la categoría <math>F</math> son producidos por una concentración de esfuerzos, el valor de <math>F</math> es el esfuerzo adicional producido por el corte, aún por encima del esfuerzo nominal. Por ejemplo, en una placa se tiene un esfuerzo nominal de intensidad <math>S</math>, y se presenta un corte por alguna concentración de esfuerzos, por lo que se tiene un factor "K" y los valores quedan como: <math>P_m = S</math>, <math>P_b = 0</math>, <math>Q = 0</math>, <math>F = P_m (K - 1)</math> y el valor del esfuerzo máximo se representa por la ecuación <math>P_m + P_m (K - 1) = K P_m</math>.</p> <p>NOTA 3: <math>S_a</math> se obtiene de las curvas de fatiga del material (Figuras 5-110-1, 5-110-2, 5-110-3 del Código en cuestión). El valor del esfuerzo permisible para el máximo rango de fluctuación es de <math>2S_a</math>.</p> <p>NOTA 4: Las literales <math>P_m, P_L, P_b, Q, F</math> no representan simples cantidades, sino que son valores que representan las seis componentes de esfuerzos <math>\sigma_1, \sigma_2, \sigma_r, \tau_{2\theta}, \tau_{1r}</math>.</p> <p>NOTA 5: El factor "K", se obtiene de la Tabla II.3.2.</p>					
<p><b>FIGURA: II.3.2. Categorías de esfuerzos y valores del límite de esfuerzos.</b> (Traducida del Código ASME, Calderas y Recipientes a Presión, Sección VIII, División 2, con fines de no lucro).</p>					

**3.- ESFUERZOS MÁXIMOS;** son los esfuerzos mayores en algún punto local de consideración. En caso de falla, los esfuerzos máximos no generan deformación notable, sin embargo son el origen de, las grietas por fallas, los esfuerzos por corrosión y las fracturas demoradas. Generalmente el cálculo de los esfuerzos máximos solo se requiere para recipientes en periodo de operación y servicio, son los definidos en la parte AD-160 del Código ASME. Ejemplos típicos de esfuerzos máximos, son los esfuerzos por temperatura en los platos de acero al carbón y de acero inoxidable, así como concentraciones de esfuerzos debidos a la discontinuidad estructural local como ranuras y partes rebajadas, un filete de soldadura pequeño, una cavidad u orificio, o bien una incompleta penetración de soldadura.

## COMBINACIÓN DE VALORES DE ESFUERZOS

De acuerdo a la teoría de la falla por corte usada en la división 2, la cedencia que se presenta en el elemento por la acción de las cargas las cuales producen el máximo esfuerzo cortante, los valores del esfuerzo de cedencia por corte se obtienen de una prueba de tensión simple. El máximo esfuerzo cortante " $\tau$ " sobre el punto de consideración es la mitad de la diferencia algebraica más grande de dos de los tres principales esfuerzos ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) que actúan sobre dicho punto. Y los cuales se representan en dos planos inclinados de  $45^\circ$  para los dos esfuerzos mencionados principales. Para  $\sigma_3 > \sigma_2 > \sigma_1$ , el máximo será  $\tau = (\sigma_3 - \sigma_1) / 2$ . Dos veces el esfuerzo cortante máximo " $\tau$ " es para definir la combinación de esfuerzos de intensidad (valor) equivalente o intensidad (valor) del esfuerzo.

El procedimiento para el cálculo de la intensidad (valor) de esfuerzos, se enuncia a continuación.

1.- El punto seleccionado para la investigación del diseño, debe ser ortogonal con coordenadas: L, t, r.

2.- Los esfuerzos debidos a las cargas y momentos de diseño son calculados y descompuestos en componentes ortogonales,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_L$  y  $\sigma_t$ , paralelos a las coordenadas.

3.- De acuerdo a los tipos de carga, los esfuerzos o sus componentes son clasificados y combinados de la siguiente manera:

$P_m$  = Suma de todos los componentes de esfuerzos generales primarios en la membrana.

$P_L$  = Suma de todos los componentes de esfuerzos generales locales primarios en la membrana.

$P_b$  = Suma de todos los componentes de esfuerzos primarios flexionantes.

$Q$  = Suma de todos los componentes de esfuerzos secundarios (tanto en la membrana como flexionantes).

$F$  = Suma de todos los componentes de esfuerzos máximos.

Donde;  $P_m$ ,  $P_L$ ,  $P_b$ ,  $Q$ ,  $F$ , representan esfuerzos triaxiales combinados con cortantes, o de igual forma pueden definirse por los seis esfuerzos resultantes. En este caso el principal esfuerzo ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ) debe ser avaluado para cada categoría por separado a fin de obtener el esfuerzo representativo.

Sin embargo, las coordenadas ( $L$ ,  $r$ ,  $t$ ) están usualmente ligadas a los esfuerzos  $\sigma_L$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$  y son también el esfuerzo principal de la categoría de esfuerzos particulares.

4.- El valor del esfuerzo máximo "S" es calculado como el tipo de esfuerzo particular ( $P_m$ ) o bien la combinación de los tipos ( $P_L + P_b + Q$ ) y además se comparan con los valores mínimos de esfuerzos que establece el Código ASME. Al tener los esfuerzos  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ , se tiene que tomar en cuenta las consideraciones siguientes:

$$S_{12} = \sigma_1 - \sigma_2, \quad S_{23} = \sigma_2 - \sigma_3, \quad S_{31} = \sigma_3 - \sigma_1$$



Donde "S" es el valor absoluto más grande de estas diferencias:

$$S = \max ( |S12|, |S23|, |S31| )$$

## VALORES MÍNIMOS DE ESFUERZOS LÍMITE

Una de los requerimientos para un diseño aceptable, es que en el cálculo de los valores de los esfuerzos "S" no excedan el valor del límite de esfuerzo permisible establecido en el Código ASME, Secc. VIII, Div. 2. En la Figura II.3.2, se muestran los cinco valores de límite de esfuerzos permisibles, los cuales son:

*1.- VALOR DEL ESFUERZO PRIMARIO GENERAL EN LA MEMBRANA;* El valor máximo del esfuerzo "S" es calculado sobre la base del esfuerzo "Pm" y no pueden exceder el valor del esfuerzo "Sm", el factor "K" de la Tabla II.3.2 y es aplicable cuando ( $S_m \leq 2/3S_y$ , o,  $\leq 1/3S_u$ ). Sm es el valor mínimo del esfuerzo permisible en el diseño, al hacer la prueba a tensión a los materiales.

*2.- VALOR DEL ESFUERZO LOCAL EN LA MEMBRANA;* El valor máximo del esfuerzo permisible para "S" obtenido de PL es  $1.5S_m$ , el factor "K" es aplicable.

*3.- VALOR DEL ESFUERZO EN LA MEMBRANA PRIMARIA (Pm, o, PL) MÁS FLEXIÓN PRIMARIA (Pb);* El máximo valor del esfuerzo "S" basado en Pm, o, PL más el esfuerzo por flexión Pb, es limitado a  $1.5S_m$ , el factor "K" es aplicable.

*4.- VALOR DEL ESFUERZO PRIMARIO MÁS EL SECUNDARIO;* El valor máximo del esfuerzo "S" se basa en el esfuerzo primario o local más el esfuerzo a flexión primario más el esfuerzo secundario (Pm, o, PL + Pb + Q), no excediendo el valor de  $3S_m$ . Todos los esfuerzos calculados

durante las condiciones de operación deben de cumplir para el diseño, lo siguiente ( $3S_m \leq 2S_y$ ).

5.- **VALOR DEL ESFUERZO MÁXIMO;** El análisis por fatiga es requerido por la condición de los ciclos de operación, el valor del esfuerzo máximo "S" se calcula mediante la combinación de los esfuerzos primarios, secundarios y máximos ( $P_m, o, PL + Pb + Q + F$ ) durante la condición de operación. El valor permisible  $S_a$  para el valor del esfuerzo máximo "S" es obtenido por los métodos de análisis para ciclos de operación empleando las curvas de fatiga.

VALOR DE ESFUERZOS, FACTOR "K" PARA VARIAS COMBINACIONES DE CARGAS			
CONDICIÓN	COMBINACIÓN DE CARGAS	FACTOR "K"	LIMITES MINIMOS PARA CÁLCULO DE ESFUERZOS
Diseño	A.- La presión de diseño, la carga muerta del recipiente, los contenidos del recipiente, las cargas producidas por el equipo mecánico y cargas adicionales externas.	1.0	Basado sobre el espesor corroído en el diseño del metal por temperatura.
	B.- La condición A, más cargas por viento.	1.2	Basado sobre el espesor corroído en el diseño del metal por temperatura.
	C.- La condición B, más cargas por sismo.  (NOTA: La condición de inestabilidad estructural o el desplazamiento también se de considerar.).	1.2	Basado sobre el espesor corroído en el diseño del metal por temperatura.
Operación	A.- La condición de las cargas estructurales durante la operación del recipiente. Siendo esto las bases para la evaluación de la fatiga del material del recipiente.	Ver AD-160 y Apéndice 5 del Código ASME, Secc. VII, Div. 2.	Basado sobre el espesor corroído en la presión de operación y la temperatura de operación en el metal.
Pruebas	A.- Se requiere la prueba por presión, las cargas muertas del recipiente, los contenidos del recipiente, las cargas debidas al equipo mecánico y cargas adicionales externas.	1.25 para prueba hidrostática y 1.15 para prueba neumática. Ver AD-151 para limites especiales en el Código ASME, Secc. VII, Div. 2.	Basado sobre los valores actuales de diseño en pruebas de temperatura.

**TABLA II.3.2 (AD-150, Código ASME, Sección VIII, División 2)**  
Reproducida con fines de Investigación de Tesis.

En conclusión, la condición algebraica de la suma de los tres esfuerzos principales no deben de exceder de  $4S_m$ :  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \leq 4S_m$ .

Las definiciones siguientes fueron aplicadas a lo descrito anteriormente:

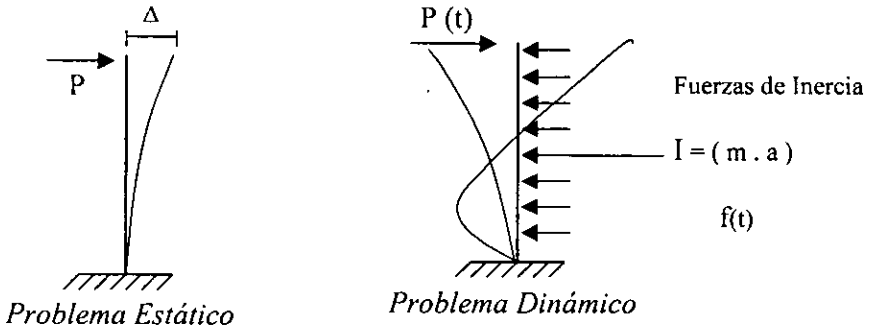
- Membrana de Esfuerzos; es un esfuerzo normal con componentes (tensión o compresión) y uniformemente distribuido através del espesor de la pared del recipiente.
- Esfuerzos Flexionantes; es un esfuerzo normal con una componente linealmente distribuida através del espesor y alrededor del eje neutro del espesor de la pared del recipiente.
- Esfuerzos Cortantes; es un esfuerzo con componente tangente al plano de la sección y usualmente se distribuye uniformemente através del espesor de la pared del recipiente.
- Esfuerzo Flexionante Secundario; en contraste con el esfuerzo flexionante primario, es un esfuerzo flexionante necesario para comparar los desplazamientos, la continuidad física de las cargas sobre el casco del recipiente, pero no es necesario para obtener el equilibrio de las fuerzas actuantes sobre la estructura. Un típico ejemplo de este tipo de esfuerzo, es la discontinuidad que se presenta en las juntas de la pared del recipiente, si éstas son de dos espesores diferentes y sujetas a presión.
- Teoría del Principio del Esfuerzo Máximo; es la teoría que establece cuando comienza la cedencia de las partes estructurales, el Principio del Esfuerzo Máximo establece que en un punto en alguna parte se llega a un valor igual al esfuerzo de cedencia obtenido de una prueba de tensión simple sin considerar otros esfuerzos que ocurran en dicha parte.

- Límite de Resistencia; es el esfuerzo de resistencia que puede resistir infinitamente un espécimen la prueba de fatiga. (Más de  $2 \times 10^6$  ciclos).
- Fatiga por Fuerzas; es el esfuerzo máximo que un espécimen resiste o cede a un número de ciclos de esfuerzos.
- Esfuerzos Significativos; son los esfuerzos con carácter de medianos o bien componentes de esfuerzos, que no pueden ser omitidos con respecto a otros esfuerzos que no tienen efecto en el diseño.

### III. MODELOS DE REPRESENTACIÓN Y MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

En los problemas de "Dinámica Estructural", las cargas y todas las respuestas estructurales (deflexiones, esfuerzos, etc.), varían con el tiempo. De acuerdo con lo anterior, una diferencia importante entre el Análisis Estático y el Análisis Dinámico, es que este último no representa una sola solución, más bien, hay soluciones distintas para cada instante de tiempo. Consecuencia de esto es que el análisis dinámico de una misma estructura, resulta más laborioso que el estático.

Sin embargo, la diferencia más notable entre ambos análisis se puede representar en los esquemas siguientes:



En una viga en cantiliver, caso que se asemeja al de un recipiente vertical, sometida a una carga estática, "P", las fuerzas internas que resisten la carga se calculan por simple estática, y de ellas se obtienen los esfuerzos resultantes y sus deformaciones. Ahora bien, si a la misma viga aplicamos en forma dinámica la carga, caso de interés para el presente trabajo, las deformaciones que varían con el tiempo producen aceleraciones, y las

aceleraciones de acuerdo con el principio de D'Alembert, inducen fuerzas de inercia que resisten el movimiento de la viga. En estas condiciones la viga queda sujeta a dos cargas: *La fuerza externa  $P(t)$* , que causa el movimiento, y *Las fuerzas de inercia  $F_i(t)$* , que resisten la aceleración inducida. Las fuerzas internas son las que equilibrarán esta combinación de cargas, siendo entonces necesario determinar las fuerzas de inercia, antes de calcular los esfuerzos interiores.

Veamos entonces que en los problemas de Dinámica Estructural son importantes las fuerzas de inercia cuya magnitud depende de su flexibilidad y masa. Si las cargas dinámicas se aplican lentamente, las fuerzas de inercia serán pequeñas y podemos ignorarlas tratando el problema como estático; pero si la aplicación es súbita, las fuerzas de inercia adquieren importancia (en relación a las cargas externas), y sus efectos se harán sentir en los esfuerzos resultantes.

La dificultad básica de un análisis dinámico proviene del hecho que las deformaciones, que provocan las fuerzas de inercia, son afectadas por dichas fuerzas, convirtiéndose en un problema de características cíclicas, cuya forma de resolver es formular el problema en términos de ecuaciones diferenciales, expresando a su vez las fuerzas de inercia, en términos de la deformación en función del tiempo.

Algunos ingenieros confunden con frecuencia los efectos de un sismo y los de viento, ya que aunque son cargas dinámicas, físicamente sus efectos son distintos. El viento empuja a las estructuras de arriba hacia abajo, transmitiendo cada esfuerzo a la cimentación o soporte de la estructura. El sismo en cambio, empuja de abajo hacia arriba, a través de la cimentación o soporte de la estructura, siendo la fuerza de inercia que se genera, la que en verdad activa los miembros estructurales.

### III.1 MODELOS DE ANÁLISIS

Los elementos integrantes de los sistemas vibratorios mecánicos son:

- a) Los elementos inertes o masas.
- b) Los elementos restitutivos.
- c) Los elementos amortiguados.

#### HIPÓTESIS:

a).- Hipótesis del comportamiento de las masas: En las masas actuarán fuerzas efectivas y de inercia exclusivamente.

Como problema de dinámica clásica, se aceptarán las Leyes de Newton:

1.- "Una partícula de material no es capaz por sí sola, de alterar el estado de movimiento o reposo en que se encuentre".

2.- "La derivada con respecto al tiempo de la cantidad de movimiento de una partícula es igual a la fuerza que la produce", es decir:

$$\frac{d(m \vec{v})}{dt} = \vec{F}$$

donde,  $m = \text{constante}$

$$\vec{F} = m \vec{a}$$

3.- "A toda acción corresponde una reacción, y en conjunto integran un sistema de fuerzas en equilibrio", es decir:

$$\vec{F} + (-m \vec{a}) = 0$$

ecuación que se interpreta como que: "La fuerza efectiva de una partícula y la fuerza de inercia de la misma, están en equilibrio". Que no es más que la 2ª. Ley de Newton, llamada "Principio de D'Alembert", que sirve para la solución de problemas tanto dinámicos como estáticos.

b).- Hipótesis del comportamiento de los elementos restitutivos: Los elementos restitutivos son de características Hookeanas, además de considerarse despreciables sus masas.

Por otra parte, estos elementos solo transforman energía de deformación en energía cinética y la fuerza que se genera en uno de esos elementos en función lineal del desalojo relativo de sus extremos, es decir:

$$F_R = -KX$$

K se llama constante de resorte y puede ser llamada rigidez angular o rigidez a la torsión. Esta constante de resorte es una propiedad intrínseca del elemento restitutivo que no depende del sistema de cargas que actúa en una estructura cualquiera.

c).- Hipótesis de comportamiento de los elementos amortiguadores: Estos elementos son disipadores de energía del sistema y provocan en la partícula una fuerza directamente proporcional a la velocidad relativa de la misma y con sentido contrario a ella. Si llamamos "C" a esta constante de amortiguamiento, tendríamos:

$$F_D = -C \dot{X}$$

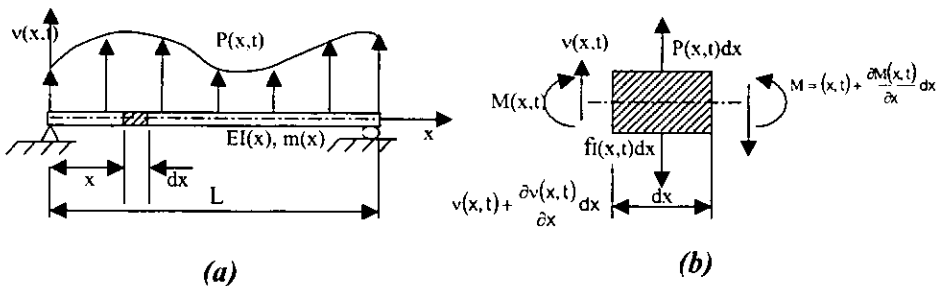


esto es lo que constituye el amortiguamiento viscoso o de Newton, algunas veces se llama amortiguamiento lineal.

### III.1.1 SISTEMAS CONTINUOS

Para tratar de adecuar nuestro tema de estudio en cuestión, los recipientes verticales esbeltos sujetos a una presión interna de trabajo, tomaremos el análisis de una viga flexionada como un sistema de masa continua.

Lo primero que se debe de considerar para obtener las fórmulas de las ecuaciones diferenciales parciales de movimiento, es el arreglo o modelo a considerar. En la Figura III.1.1.1(a), se presenta un modelo de una viga sujeta a cargas dinámicas. Las propiedades físicas de esta viga se basan en la rigidez a la flexión  $EI(x)$  y en la masa por unidad de longitud  $m(x)$ , ambos pueden variar arbitrariamente en cuanto a la posición y el tiempo, y la respuesta del desplazamiento transversal  $V(x,y)$  también es función de esas variables. Las condiciones de apoyo de la viga son arbitrarias, en el caso de este ejemplo se colocaron apoyos simples con propósitos ilustrativos.



**FIGURA III.1.1.1** Viga simple sujeta a cargas dinámicas. a) Propiedades y coordenadas de la viga; b) Fuerzas resultantes actuantes sobre un elemento diferencial.

La ecuación de movimiento de este sistema simple puede obtenerse con facilidad derivando, considerando el equilibrio de fuerzas actuantes sobre un segmento diferencial de la viga, presentado en la Figura III.1.1.1(b), llegando así a las siguientes ecuaciones:

$$EI \frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = 0 \dots\dots(III.1.1.1) \text{ (Ref. 3)}$$

$$v^{iv}(x,t) + \frac{m}{EI} \ddot{v}(x,t) = 0 \dots\dots(III.1.1.2) \text{ (Ref. 3)}$$

Realizando el procedimiento y operaciones adecuados, encontramos que la solución a las ecuaciones diferenciales anteriores (III.1.1.1 y III.1.1.2), es la siguiente:

$$\phi_{(x)} = G_1 \exp(iax) + G_2 \exp(-iax) + G_3 \exp(ax) + G_4 \exp(-ax) \dots\dots(III.1.1.3) \text{ (Ref. 3)}$$

en donde  $G_1, G_2, G_3, G_4$  deben de considerarse como constantes complejas. Expresando las funciones exponenciales en términos de sus equivalencias trigonométricas e hiperbólicas, en un plano entero imaginario, la ecuación queda:

$$\phi_{(x)} = A_1 \cos ax + A_2 \sen ax + A_3 \cosh ax + A_4 \sinh ax \dots\dots(III.1.1.4) \text{ (Ref. 3)}$$

en donde  $A_1, A_2, A_3, A_4$  son constantes reales y pueden ser expresadas en términos de los componentes de  $G_1, G_2, G_3, G_4$ . Las constantes reales son usadas para evaluar y saber las condiciones en los extremos de la viga (desplazamiento, inclinación, momento o cortante). Tomando en cuenta esta condición, 3 de las 4 constantes pueden ser expresadas en términos de la 4ª y la expresión (llamada ecuación de la frecuencia) puede ser obtenida desde el parámetro de la frecuencia "a" ya determinado. La 4ª constante no puede ser obtenida directamente en un análisis de vibración libre, porque esta representa una amplitud arbitraria de la función  $\phi_{(x)}$ .

## VIGA EN CANTILIVER

Por semejanza que tiene un recipiente esbelto a una viga en cantiliver se analizará como si se tratara de una viga de este tipo.

El análisis de vibración libre de una viga en cantiliver, parte de la solución de los cuatro términos de la ecuación (III.1.1.4), la viga en cantiliver se muestra en la Figura III.1.1.2(a).

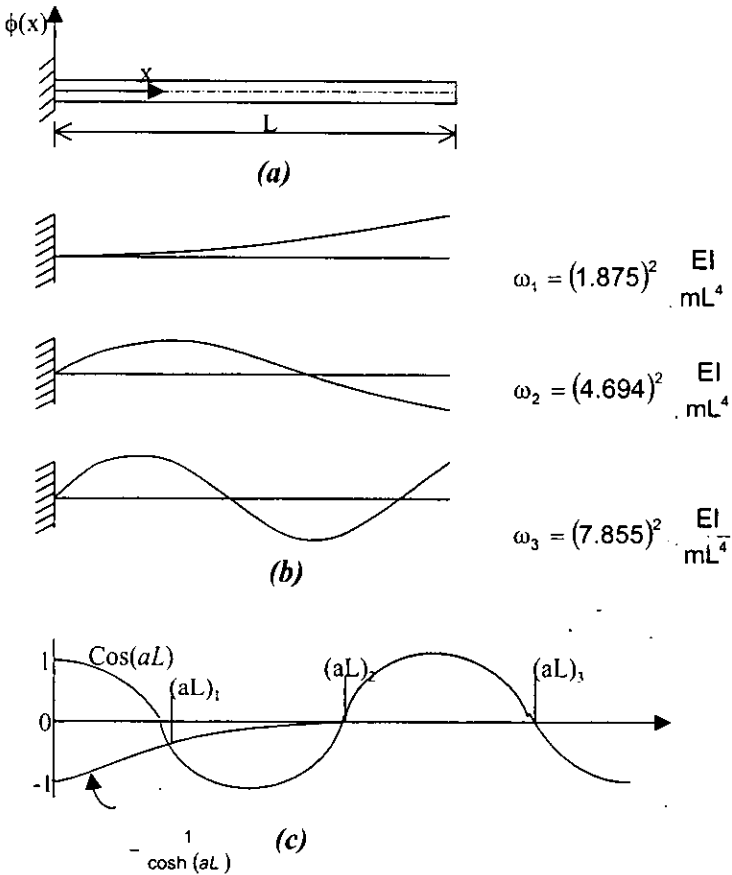
De la Referencia (3), se obtuvieron las siguientes ecuaciones; la frecuencia circular correspondiente puede ser obtenida como:

$$\omega_n = (aL)_n^2 \frac{EI}{mL^4}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \dots (III.1.1.5) \quad (\text{Ref. 3})$$

y la expresión de la condición-modo de la ecuación (III.1.1.4) se puede escribir de la siguiente forma:

$$\phi_{(x)} = A_1 \left[ \cos ax - \cosh ax - \frac{(\cos aL + \cosh aL)}{(\sin aL + \sinh aL)} (\sin ax - \sinh ax) \right] \dots (III.1.1.6) \quad (\text{Ref.3})$$

Las funciones correspondientes a la frecuencia angular de los tres primeros modos se muestran en la Figura III.1.1.2(b).



**FIGURA III.1.1.2** Análisis de Vibración de una Viga en Cantiliver. a) Propiedades de una viga en cantiliver. b) Primeros tres modos de vibración. c) Términos de la ecuación de frecuencia.

### III.1.2 SISTEMAS DISCRETOS

Para realizar la discretización de un sistema, consideraremos las siguientes características dinámicas de un sistema de "n" grados de libertad.

Se considera un sistema de "n" masas que oscila por efecto de una excitación exterior. Se trata de determinar los desplazamientos  $y_1, y_2, \dots, y_j, \dots, y_n$  que definen la posición del sistema en un instante de la oscilación, así como el período de esa oscilación. Figura III.1.2.1

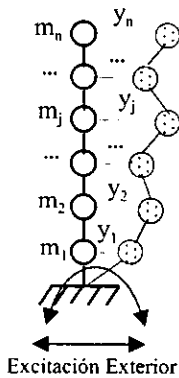


FIGURA III.1.2.1

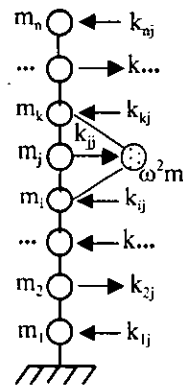


FIGURA III.1.2.2

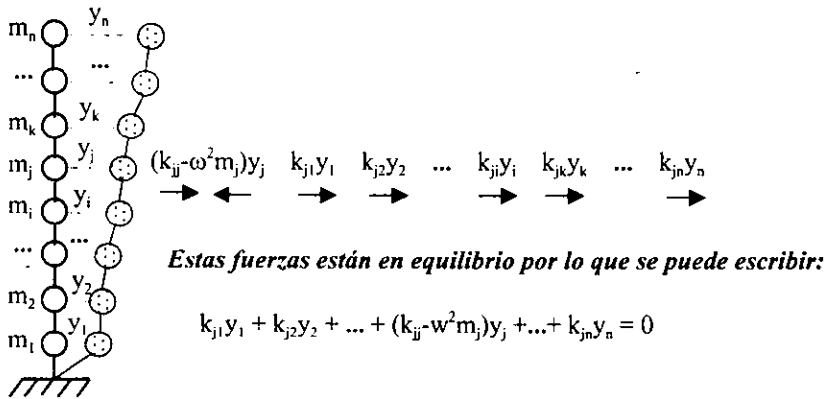
Primeramente tomamos en cuenta que todas las masas están fijas, excepto la masa  $m_j$  que oscila con un desplazamiento máximo  $y_i=1$ . En estas condiciones, de la Figura III.1.2.2, llamaremos;

$k_{ii}$  = Fuerza que aparece en  $m_j$  cuando todas las masas están fijas excepto  $m_j$  que tiene un desplazamiento  $y_j=1$ .

$K_{ij}$  = Reacción que aparece en la masa  $m_i$  cuando todas las masas están fijas excepto la masa  $m_j$  que tiene un desplazamiento unitario.

Sobre la masa  $m_j$  actúan dos fuerzas;  $k_{jj}$  y la fuerza de inercia que es la masa por la aceleración:  $m_j\omega^2 y_j = \omega^2 m_j y_j$ .

Si se sueltan todas las masas y se hace que tomen los desplazamientos  $y_1, y_2, \dots, y_j, \dots, y_n$ , sobre la masa  $m_j$  actuarán las siguientes fuerzas, Figura III.1.2.3.;



**FIGURA III.1.2.3**

De la Referencia 3, obtenemos la forma abreviada, utilizando una notación matricial, del sistema de ecuaciones obtenido a partir del planteamiento anterior, quedando de la siguiente manera:

$$([K] - \omega^2 [M])\{y\} = \{0\} \dots \dots (III.2.1.1) \quad (\text{Ref. 3})$$

en donde:

- [K] ; Es la Matriz de Rigideces, y además es simétrica, por lo que en general  $k_{ij} = k_{ji}$ .
- [M] ; Es la Matriz Diagonal de Masas.
- {y} ; Es la Matriz Columna o Vector de Desplazamientos.

Al sistema de ecuaciones III.2.1.1, se le llama: **"Sistema de Ecuaciones del Equilibrio Dinámico de un Sistema de "n" Grados de Libertad"**.

De la Referencia 3, se reduce que la posibilidad de que la ecuación III.2.1.1 sea igual a 0, es la siguiente:

$$[K] - \omega^2 [M] = 0 \dots\dots(III.2.1.2) \quad (\text{Ref. 3})$$

Ecuación que es llamada **"Ecuación de los Valores Característicos de un sistema de "n" Grados de Libertad"**.

De la Referencia 3, para obtener los desplazamientos, se toma una de las raíces, por ejemplo  $(\omega_i^2)$  y se lleva a la ecuación III.2.1.1, obteniéndose la siguiente expresión:

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{y\} = \{0\} \dots\dots(III.2.1.3) \quad (\text{Ref. 3})$$

De la Referencia 3, la solución de la ecuación III.2.1.3 es el vector  $\{y_j\}_i$ , donde se dividen todos los elementos de este vector entre  $y_{ni}$ , el desplazamiento de la masa superior y se hace  $\phi_{ji} = y_{ji} / y_{ni}$ , se obtiene el vector  $\{\phi_j\}_i$  que es proporcional a la solución  $\{y_j\}_i$ ; sustituyendo lo anterior en la ecuación III.2.1.3 obtenemos:

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{\phi_j\}_i = \{0\} \dots\dots(III.2.1.4) \quad (\text{Ref. 3})$$

Así, el sistema III.2.1.4 es determinado y de él se puede despejar  $\{\phi_j\}_i$ , a lo que se le llama **"Ley de los Desplazamientos Asociados a la Frecuencia  $\omega_i$ "**.

El análisis anterior indica que la oscilación de un sistema de "n" grados de libertad se puede matemáticamente descomponer en "n" oscilaciones simples, cada uno con su periodo y con su ley de desplazamientos. A cada una de estas oscilaciones simples se les llama "modo". Un sistema de "n" grados de libertad tiene "n" modos de vibrar.

La influencia del primer modo es preponderante, por lo que a este modo se le llama "*El Modo Fundamental*" y a los otros modos se les llama "*Los Modos Superiores*",  $T_1$  es el periodo del primer modo por lo que "*Es el Periodo Fundamental*".

### III.2 MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO

Para el análisis estático de recipientes verticales sujetos a presión los efectos dinámicos inducidos por el sismo se simularán mediante una fuerza lateral equivalente, distribuida a lo largo de la altura de la estructura y actuando en la dirección del movimiento del terreno. Al adoptar este tipo de análisis debemos tomar en cuenta los efectos de interacción suelo estructura, y también que la estructura no sobrepase los 60 metros de altura.

#### a) *Valuación de las Fuerzas Sísmicas.*

La magnitud de la resultante de la fuerza lateral distribuida verticalmente será igual a la fuerza cortante basal determinada de acuerdo a lo dispuesto para edificios, pero amplificada por un Factor de Incremento.

#### FACTOR DE INCREMENTO:

Generalmente se considera en los espectros de diseño, que las estructuras de edificios tienen un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico. Sin embargo, en recipientes verticales esbeltos generalmente es menor que el considerado (Referencia 4). Usualmente, en estructuras de concreto se tienen valores de  $\zeta \cong 0.03$ , y para estructuras de acero el valor es del orden de  $\zeta \cong 0.02$ . En vista de esta situación es necesario aumentar las ordenadas espectrales multiplicándolas por un *Factor de Incremento*, que se define de la misma manera que el factor de amortiguamiento para edificios. Esto es;



$$\xi = 1 + \left[ \left( \frac{0.05}{\zeta_e} \right)^k - 1 \right] \frac{T_e}{T_a} \quad ; \quad \text{si } T_e < T_a \quad (\text{III.2.1}) \quad (\text{Ref. 4})$$

$$\xi = \left[ \frac{0.05}{\zeta_e} \right]^k \quad ; \quad \text{si } T_e > T_a \quad (\text{III.2.2}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$k = 0.4$ , para terreno firme (Tipo I).

$k = 0.5$ , para terreno intermedio (Tipo II).

$k = 0.6$ , para terreno blando (Tipo III).

$T_e$  = Periodo efectivo de la estructura con base flexible.

$\zeta_e$  = Amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible.

En terreno Tipo I, o en los casos donde no se justifique llevar a cabo un análisis de interacción suelo-estructura, el factor de incremento se podrá tomar como:

$\xi = 1.25$  , para estructuras de concreto.

$\xi = 1.45$  , para estructuras de acero.

La distribución vertical de la fuerza cortante emplificada se llevará a cabo dividiendo la estructura en "N" segmentos de igual altura, como se muestra en la Figura III.2.1. En el centro de la masa del n-ésimo segmento se aplicará una fuerza horizontal que se define dependiendo del periodo característico  $T_b$  de las formas siguientes:

$$P_n = 0.85 W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} Q' \xi \quad ; \quad \text{si } T_e < T_b \quad (\text{III.2.3}) \quad (\text{Ref. 4})$$

$$P_n = -0.85 W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) Q' \xi \quad ; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (\text{III.2.4}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$W_n$  = El peso del n-ésimo segmento.

$h_n$  = La altura de su centro de gravedad medida desde el desplante.

$Q'$  = Es el factor de comportamiento sísmico.

$\alpha_1, \alpha_2$  = Coeficientes de proporcionalidad que se especifican para estructuras de edificios.

$\xi$  = Factor de incremento.

$T_e$  = Periodo fundamental de la estructura.

$T_b$  = Periodo característico.

Para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración, en el N-ésimo se aplicará adicionalmente una fuerza horizontal que se define como:

$$P_s = 0.15W \frac{a}{Q} \xi ; \quad \text{si } T_e < T_b \quad (\text{III.2.5}) \quad (\text{Ref. 4})$$

$$P_s = 0.15W(1 + 0.5r - 0.5rq) \frac{a}{Q} \xi ; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (\text{III.2.6}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$W$  = Peso de la estructura.

$$q = \left[ \frac{T_b}{T_e} \right]^r$$

$r$  = Exponente de la parte curva del espectro de diseño.

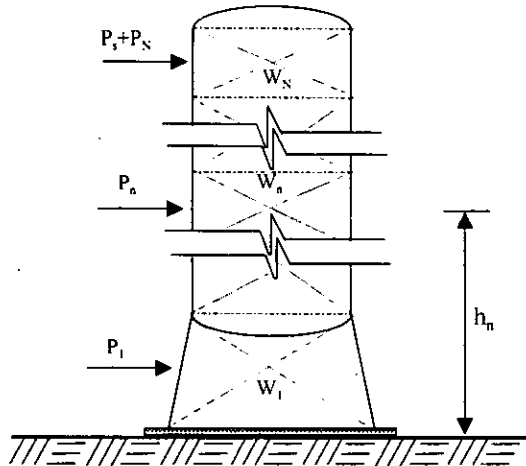


Figura III.2.1 Fuerzas Sísmicas en un Recipiente.

Con objeto de tener una aproximación adecuada en la valuación de las fuerzas sísmicas, la estructura de interés se dividirá en al menos 10 segmentos.

Para aplicar este método con la opción que toma en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura, éste puede estimarse de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$T_e = 2\pi \left[ \frac{M}{k} \right]^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.2.7}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

k = Es la rigidez de la estructura, y es igual a :

$$k = 1.25 \frac{Mg}{\delta} \dots\dots\dots(\text{III.2.8}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$\delta$  = Desplazamiento lateral en la punta del recipiente, producido por una carga distribuida lateralmente, la cual es igual al peso de la estructura por unidad de longitud.

g = La aceleración de la gravedad.

De forma general, para cualquier estructura de sección constante empotrada en la base y libre en el extremo, según la Referencia 4, el período fundamental es igual a:

$$T_e = \frac{2\pi}{3.515} \left[ \frac{MH^3}{EI} \right]^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.2.9}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

E = Módulo de elasticidad del material.

I = Momento de inercia de la sección transversal.

**b) Momento de Volteo.**

El momento de volteo en la sección correspondiente al centro de la gravedad del segmento "n", calculado como la integral del diagrama de fuerzas cortantes, podrá reducirse de acuerdo con la expresión:

$$M_n = \left( 0.75 + 0.25 \frac{h_n}{H} \right) \sum_{m=n+1}^N V_m (h_m - h_{m-1}) \dots \dots \dots (III.2.10) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$V_m$  = Fuerza cortante que se tiene entre las secciones correspondientes a los centros de gravedad de los segmentos "m" y "m-1".

### III.3 MÉTODOS SÍSMICOS DINÁMICOS

Los métodos de análisis dinámicos, constan de los mismos pasos básicos que el método estático, con la salvedad de que las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de las secciones se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura. Pueden emplearse como métodos sísmicos dinámicos: "El Análisis Modal Espectral", y "El Análisis Paso a Paso ó Cálculo de Respuestas ante temblores específicos". Cabe hacer mención que el Análisis Paso a Paso, también puede ser modal, siempre y cuando la respuesta total se encuentre mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración.

#### III.3.1 MÉTODO MODAL ESPECTRAL

Si se usa el análisis modal espectral, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres

primeros modos de translación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, la influencia de las excentricidades estática y accidental se calculará como se especifica para el análisis estático.

Las masas de una estructura de varios grados de libertad sometida a excitación en su base sufren movimientos que están gobernados por la ecuación matricial de equilibrio dinámico:

$$M_e \ddot{X}_e + C_e \dot{X}_e + K_e X_e = -\ddot{X}_o(t) M_e J \dots \dots \dots (III.3.1.1) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$M_e$ ,  $C_e$  y  $K_e$  = Son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura, respectivamente.

$X_e$  = Es el vector de desplazamientos relativos al apoyo de la estructura.

$\ddot{X}_o$  = Es la aceleración del terreno.

$J$  = Es un vector constante que en caso de no considerar la torsión está formado por unos (1,1,...,1).

Según el análisis modal, la solución de la ecuación III.3.1.1 en cualquier instante se puede expresar como la combinación de las respuestas debidas a la participación de cada uno de los modos naturales de vibración. En consecuencia, la respuesta total es:

$$X_e(t) = \sum_{n=1}^N C_n D_n(t) Z_n \dots \dots \dots (III.3.1.2) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$N$  = Representa el número de grados de libertad de la estructura.

$D_n$  = Es el desplazamiento de un oscilador simple, con frecuencia natural igual a la del modo "n", sujeto a la misma aceleración del terreno.

$Z_n$  = Es el n-ésimo modo natural de vibración que se obtiene al resolver el problema de valores característicos definido por la ecuación matricial homogénea:

$$(K_e - \omega_n^2 M_e) Z_n = 0 \dots \dots \dots (III.3.1.3) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$\omega_n$  = Es la n-ésima frecuencia natural de vibrar.

$C_n$  = Es el coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo "n" en la respuesta, y esta dado por:

$$C_n = \frac{Z_n^T M_e J}{Z_n^T M_e Z_n} \dots\dots\dots(\text{III.3.1.4}) \quad (\text{Ref. 4})$$

Para fines de diseño se interesa solamente obtener los desplazamientos máximos de la estructura. Partiendo de la ecuación III.3.1.2, la n-ésima respuesta modal máxima se define como:

$$X_n = C_n D[T_n] Z_n \dots\dots\dots(\text{III.3.1.5}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$T_n = 2\pi / \omega_n$  ; y es el n-ésimo periodo natural de vibrar.

$D[T_n]$  ; representa la ordenada del espectro de diseño de desplazamiento correspondiente a ese periodo, y la cuál es igual a:

$$D[T_n] = \frac{A[T_n]}{\omega_n^2} \dots\dots\dots(\text{III.3.1.6}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$A[T_n] = a[T_n]g$  ; la ordenada del espectro de diseño de aceleración.

Por lo tanto, la n-ésima respuesta modal máxima en términos de aceleración espectral y reducida por ductilidad resulta ser:

$$X_n = \frac{C_n}{\omega_n^2} \frac{a[T_n]g}{Q'[T_n]} Z_n \dots\dots\dots(\text{III.3.1.7}) \quad (\text{Ref. 4})$$

Ahora bien, las fuerzas sísmicas máximas que se producen al vibrar la estructura en su n-ésimo modo son:

$$P_n = K_e X_n \dots\dots\dots(\text{III.3.1.8}) \quad (\text{Ref. 4})$$

En vista de que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas representa una cota superior a la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales  $S_n$ , donde  $S_n$  puede

ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con el criterio probabilista:

$$S = \left[ \sum_{n=1}^N S_n^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.3.1.9}) \quad (\text{Ref. 4})$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 % entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición, por ejemplo de estructuras con torsión o apéndices, se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. En estos casos se procede a emplear el criterio probalista:

$$S = \left[ \sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N \frac{S_n S_m}{1 + \varepsilon_{nm}^2} \right]^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.3.1.10}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$$\varepsilon_{nm} = \frac{\omega_n' - \omega_m'}{\zeta_n' \omega_n + \zeta_m' \omega_m} \dots\dots\dots(\text{III.3.11}) \quad (\text{Ref. 4})$$

$$\zeta_n' = \zeta_n + \frac{2}{\omega_n s} \dots\dots\dots(\text{III.3.1.12}) \quad (\text{Ref. 4})$$

donde:

$\omega_n$  y  $\omega_n'$ ; son las frecuencias naturales sin amortiguar y amortiguada del  $n$ -ésimo modo, respectivamente.

$\zeta_n$ ; es la fracción del amortiguamiento crítico asociada a dicho modo.

$s$ ; es la duración del segmento de ruido blanco estacionario equivalente a la familia de temblores reales de diseño. Se sugiere suponer  $\zeta_n = 0.05$ , a menos que se justifique otro valor.

### III.3.2 MÉTODO PASO A PASO (Aceleración Lineal).

Este método supone que la aceleración puede ser expresada como una función lineal del tiempo durante el intervalo de tiempo  $\Delta t$ . Sean  $t_i$  y  $t_{i+1}=t_i+\Delta t$ , respectivamente, la designación del tiempo al comienzo y al final del intervalo de tiempo  $\Delta t$ . En este tipo de análisis las propiedades materiales del sistema  $C_i$  y  $K_i$  pueden incluir cualquier forma no lineal. Por lo tanto, no es necesario que la fuerza de amortiguación este especificada solamente como una función de la velocidad. La única restricción en el análisis, es que estos coeficientes sean evaluados en el instante  $t_i$  y que se supongan constantes durante el intervalo de tiempo  $t_i$  a  $t_{i+1}=t_i+\Delta t$ , como se aprecia en la Figura III.3.2.1, pudiendo expresar la aceleración, de acuerdo a la Referencia 5, como:

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_i + \frac{\Delta \ddot{y}_i}{\Delta t} (t - t_i) \dots \dots \dots (III.3.2.1) \quad (\text{Ref. 5})$$

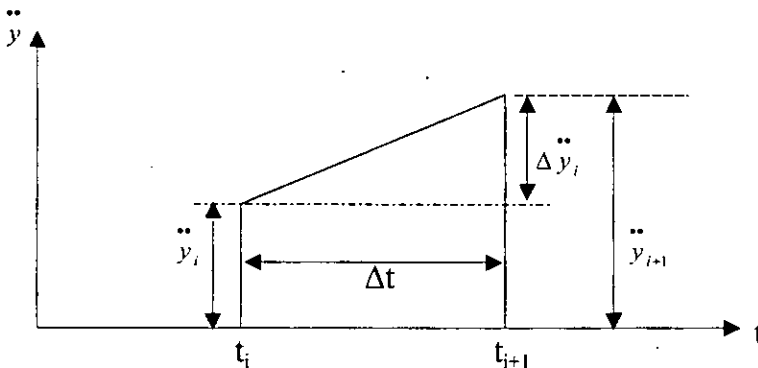


FIGURA III.3.2.1 Supuesta variación lineal de la aceleración durante el incremento de tiempo  $\Delta t$ .



Finalmente, basándonos en el arreglo anterior, la aceleración  $\ddot{y}_{i+1}$ , en el fin del intervalo de tiempo, se obtiene directamente de la ecuación diferencial de movimiento:

$$m\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = F(t) \dots \dots \dots \text{(III.3.2.2)} \quad (\text{Ref. 5})$$

donde esta ecuación esta escrita en función del tiempo  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ ; por lo que, dicha ecuación, queda de la siguiente manera:

$$\ddot{y}_{i+1} = \frac{1}{m} \left[ F(t_{i+1}) - C_{i+1} \dot{y}_{i+1} - K_{i+1} y_{i+1} \right] \dots \dots \dots \text{(III.3.2.2)} \quad (\text{Ref. 5})$$

donde los coeficientes  $C_{i+1}$  y  $K_{i+1}$  ahora son evaluados en un tiempo  $t_{i+1}$ .

El desplazamiento, la velocidad y la aceleración tienen que ser determinados en un tiempo  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ , el procedimiento se repite para calcular el siguiente intervalo de tiempo  $t_{i+2} = t_{i+1} + \Delta t$ , el procedimiento continua hasta que se determina un valor final del tiempo. Sin embargo cuando se realice este procedimiento numérico se complican dos aproximaciones significativas: (1) La aceleración varía linealmente durante el incremento del tiempo  $\Delta t$ ; y (2) Las propiedades de rigidez y amortiguamiento del sistema son evaluadas en la iniciación de cada incremento del tiempo y permanecen constantes durante el intervalo de tiempo. En general estas dos suposiciones introducen errores, que son pequeños si el intervalo de tiempo es corto. Sin embargo, estos errores tienden a acumularse en cada paso, por lo que se evita que se logre una condición de equilibrio dinámico total en cada paso del análisis. Esto cumple con la expresión de la aceleración en cada paso usando la ecuación diferencial de movimiento, en cuanto al desplazamiento y velocidad al igual que la rigidez y el amortiguamiento son evaluados en ese incremento de tiempo.

Para solucionar el problema, se debe seleccionar o proponer un incremento de tiempo  $\Delta t$  razonable, ya que la precisión de este método depende del valor del incremento de tiempo seleccionado. Para seleccionar el incremento de tiempo se debe de considerar lo siguiente: (1) El periodo

natural de vibración de la estructura; (2) El porcentaje de variación de la función de carga; y (3) La complejidad de las funciones de amortiguamiento y rigidez.

En general, para obtener resultados suficientemente confiables, los intervalos de tiempo toman un valor no mayor al 10% del periodo natural de la estructura. La segunda consideración es que el intervalo sea lo suficiente pequeño que represente apropiadamente la variación de la carga con respecto al tiempo. El tercer punto es que se considere una variación repentina en el porcentaje de cambio de las funciones de rigidez y amortiguamiento. Por ejemplo, en el caso de los materiales elastoplásticos, el cambio de rigidez repentino en una línea elástica para una fase plástica de cedencia, en este caso y para obtener una mejor precisión, se selecciona un intervalo de tiempo muy pequeño, y de esta manera evitar cambios drásticos.

## IV. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en amortiguamiento y la reducción en ductilidad de la estructura respecto a la supuesta con apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema suelo-estructura. Por su parte, la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella por su efecto promediador así como filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Para la mayoría de las estructuras resulta conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de amplificación de sitio sean considerados al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se asigna como la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación. En general, esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

El periodo fundamental de un sistema de un sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque este conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre suelo indeformable. El amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa una pérdida del amortiguamiento estructural, es posible que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía por el suelo no

compense tal pérdida. Por último, se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico (Referencia No.4) cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Estas modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. En este capítulo se consideran los efectos de interacción solamente en el periodo fundamental y el amortiguamiento.

A pesar de que se introducen errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

#### **IV.1 MODELO SIMPLIFICADO SUELO-ESTRUCTURA**

En el sistema equivalente considerado para el análisis de la interacción entre el suelo y la estructura, en el modo fundamental, se toman en cuenta solo los efectos de la interacción inercial. Si el suelo se sustituye por un conjunto de resortes y amortiguadores equivalentes que expresen su rigidez y amortiguamiento, respectivamente, el sistema equivalente por analizar queda representado como se muestra en la Figura IV.1.1.

Este sistema no tiene modos naturales clásicos de vibración por el tipo de amortiguamiento que lo caracteriza. Por esta razón, en rigor no es posible realizar el análisis modal. Aunque se puede aplicar el análisis paso a paso, teniendo en cuenta explícitamente el comportamiento no lineal y el amortiguamiento de la estructura, así como los amortiguamientos material y geométrico del suelo, es más conveniente realizar el análisis mediante el Método de la Respuesta Compleja.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

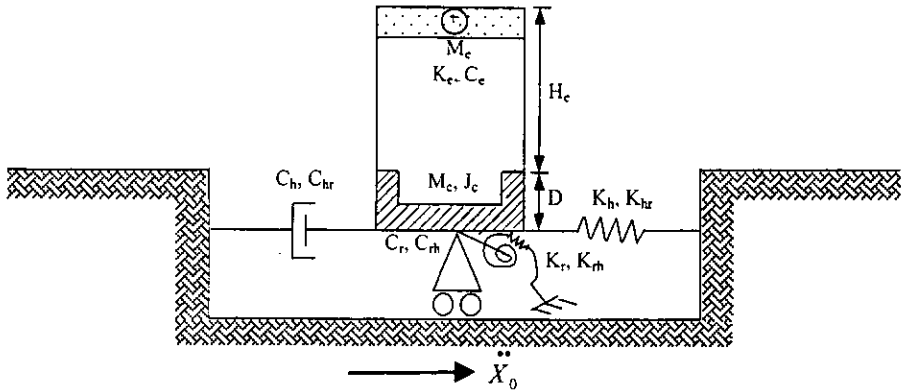


FIGURA IV.1.1. Modelo Simplificado de Interacción Suelo-Estructura.

En donde el mencionado modelo simplificado y equivalente de la interacción suelo-estructura, tiene tres grados de libertad que son:  $X_e$ , la deformación de la estructura;  $X_c$ , el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento  $X_0$  de campo libre y  $\phi_c$ , la rotación de la cimentación.

## IV.2. ECUACIÓN DE MOVIMIENTO

Según las condiciones establecidas anteriormente, en el modelo simplificado de interacción suelo-estructura, el desplazamiento total de la estructura es:

$$X_t = X_0 + X_c + (H_c + D)\phi_c + X_e \dots \dots (IV.2.1.)$$

Para obtener las ecuaciones de movimiento del sistema equivalente se deben establecer los equilibrios dinámicos de la masa de la estructura en traslación y rotación. Formulando estos equilibrios dinámicos y ordenando términos, se encuentra que matricialmente las ecuaciones de movimiento mencionadas tienen la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} M_e & & & \\ & M_e & & \\ & & M_e(H_e + D) & \\ M_e & & & M_e(H_e + D) + M_c \frac{D}{2} \\ & & & \\ M_e(H_e + D) & & M_e(H_e + D) + M_c \frac{D}{2} & M_e(H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \ddot{X}_e \\ \ddot{X}_c \\ \ddot{\phi}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_n & C_{hr} \\ 0 & C_m & C_r \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \dot{X}_e \\ \dot{X}_c \\ \dot{\phi}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & k \\ 0 & K_m & K_r \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} X_e \\ X_c \\ \phi_c \end{bmatrix} = -\ddot{X}_0(t) * \begin{bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c \frac{D}{2} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (IV.2.2)$$

donde:

$M_e$ ; es la masa de la estructura.

$K_e$ ; es la rigidez de la estructura.

$C_e$ ; es el amortiguamiento de la estructura.

$H_e$ ; es la altura de la estructura.

- Los términos anteriores representan los parámetros modales de la estructura real vibrando en su modo fundamental.

$M_c$ ; es la masa de la cimentación.

$J_c$ ; es el momento de inercia de la masa de la cimentación, con respecto al eje de rotación de la base del cimientto.

$D$ ; es la profundidad de desplante de la cimentación.

$K_h$ ; es la rigidez del suelo, en el modo de traslación de la cimentación.

$C_h$ ; es el amortiguamiento del suelo, en el modo de traslación de la cimentación.

$K_r$ ; es la rigidez del suelo, en el modo de rotación de la cimentación.

$C_r$ ; es el amortiguamiento del suelo, en el modo de rotación de la cimentación.

$K_{hr} = K_{rh}$ ; es la rigidez del suelo acoplados.

$C_{hr} = C_{rh}$ ; es el amortiguamiento del suelo acoplados.

La ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio del tiempo también se puede escribir en forma condensada como:

$$M_s \ddot{X}_s + C_s \dot{X}_s + K_s X_s = -\ddot{X}_0(t) M_0 \dots \dots \dots (IV.2.3.)$$

donde:

- $\dot{X}_s$ ; es el vector de coordenadas generalizadas del sistema equivalente.
- $M_s$ ; es la matriz de masa del sistema equivalente.
- $C_s$ ; es la matriz de amortiguamiento del sistema equivalente.
- $K_s$ ; es la matriz de rigidez del sistema equivalente.
- $M_0$ ; es un vector de carga.

### IV.3. SOLUCIÓN APROXIMADA

Para encontrar una solución aproximada para la ecuación de movimiento, debemos hacer algunas consideraciones. Se supone que el movimiento de campo libre es armónico:

$$\dot{X}_0(t) = \dot{X}_0 e^{i\omega t} \dots\dots\dots(IV.3.1.)$$

en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como:

$$X_e(t) = X_e e^{i\omega t} \dots\dots\dots(IV.3.2.)$$

$$X_c(t) = X_c e^{i\omega t} \dots\dots\dots(IV.3.3.)$$

$$\Phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t} \dots\dots\dots(IV.3.4.)$$

Ahora si despreciamos la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento entre la traslación y rotación de la cimentación, se tiene que la ecuación IV.2.2. se reduce a:

$$\left[ \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e(H_e + D) \\ M_e & M_e & M_e(H_e + D) \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D)^2 \end{bmatrix} \right] \begin{bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{bmatrix} = -\dot{X}_0 \begin{bmatrix} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e + D) \end{bmatrix} \dots\dots\dots(IV.3.5)$$

Dividiendo el primero y segundo renglones de esta ecuación entre  $\omega^2 M_e$  y el tercero entre  $\omega^2 M_e (H_e + D)$ , se llega a:

$$\begin{bmatrix} \omega_c^2 & & \\ \omega^2(1+i2\zeta_h) & -1 & -1 \\ -1 & \omega_h^2 & -1 \\ -1 & \omega^2(1+i2\zeta_h) & -1 \\ & & \omega_r^2 \\ & & \omega^2(1+i2\zeta_r) & -1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e + D)\Phi_c \end{bmatrix} = -\frac{X_0}{\omega^2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \dots (IV.3.6)$$

donde:

$\zeta_e = \left( \frac{\omega}{\omega_e} \right) \zeta_e$ , siendo  $\omega_e$  la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base rígida.

$\omega_h$ ; es la frecuencia natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse.

$\omega_r$ ; es la frecuencia natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar.

Las frecuencias están dadas por las siguientes expresiones:

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e} \dots (IV.3.7)$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \dots (IV.3.8)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e(H_e + D)^2} \dots (IV.3.9)$$

Además,  $\zeta_e$  es el amortiguamiento viscoso de la estructura supuesta con base indeformable y  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$  son los amortiguamientos viscosos del suelo en el modo de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente; dichos amortiguamientos están dados por las siguientes expresiones:

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2K_e} \dots (IV.3.10)$$



$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2K_h} \dots\dots\dots(\text{IV.3.11})$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r} \dots\dots\dots(\text{IV.3.12})$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ecuación IV.3.6, se encuentra que la deformación de la estructura se puede expresar como:

$$\left[ 1 + i2\zeta'_e - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + i2\zeta'_e}{1 + i2\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + i2\zeta'_e}{1 + i2\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_e = -X_0 \dots\dots\dots(\text{IV.3.13})$$

La frecuencia y el amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo se puede obtener igualando las partes real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del sistema equivalentes con las correspondientes de un oscilador de reemplazo cuyos frecuencia natural y amortiguamiento son iguales a la frecuencia y el amortiguamiento efectivos.

La pseudoaceleración del oscilador de reemplazo, sujeto al mismo movimiento del terreno  $X_0$  del sistema equivalente, esta dada por la expresión:

$$\tilde{\omega}_e^2 = -X_0 \left[ 1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i2\tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \dots\dots\dots(\text{IV.3.14})$$

Según la ecuación IV.3.13, si se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema equivalente se reduce a:

$$\omega_e^2 X_e = -X_0 \left[ 1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + i2 \left[ \zeta'_e + (\zeta_h - \zeta'_e) \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta'_e) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right] \right]^{-1} \dots\dots\dots(\text{IV.3.16})$$

Para la condición de resonancia,  $\omega = \tilde{\omega}_e$ , la igualación de las partes reales de las ecuaciones IV.3.15 y IV.3.16 conduce a que la frecuencia efectiva de la estructura interactuando con el suelo sea:

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_o^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \dots\dots\dots(\text{IV.3.17})$$

En tanto que la igualación de las partes imaginarias de las mencionadas ecuaciones para la condición de resonancia conduce a que el amortiguamiento efectivo de la estructura interactuando con el suelo sea:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^3 + \zeta_h \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \zeta_r \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{IV.3.18})$$

Los amortiguamientos del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación son más elevados que el amortiguamiento de la estructura, en especial el amortiguamiento en traslación. En consecuencia, el desprestigiar los términos de amortiguamiento de segundo orden introduce errores fundamentalmente en el amortiguamiento efectivo, los cuales son inaceptables cuando la rigidez relativa del suelo y la estructura, definida por la relación  $\beta_s T_s H_e$ , es menor que 5. Por esta razón, y con base en análisis paramétricos, se propone que para fines de diseño el amortiguamiento efectivo sea:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{IV.3.19})$$

Esta fórmula es adecuada para rigideces relativas del suelo y la estructura mayores que 2, lo que cubre la mayor parte de condiciones de interés práctico.

## V. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE RECIPIENTES VERTICALES ESBELTOS

Los recipientes verticales esbeltos, son estructuras especialmente vulnerables a los temblores ya que cuentan con tan solo una línea de defensa, lo que implica que la falla de una sección traiga consigo el colapso de la estructura. Aunado a esto., por tratarse de estructuras altas y esbeltas, la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta total puede ser determinante. En adición, son estructuras que se caracterizan porque durante una vibración disipan generalmente menos energía que las estructuras de edificios debido a su bajo amortiguamiento.

Por todo lo anterior, en el diseño sísmico de recipientes verticales esbeltos se debe tener presente que, aunque se trata de estructuras en voladizo sencillas de analizar, son más vulnerables que las estructuras como los edificios, por lo que para protegerlas es necesario considerar adecuadamente lo efectos de los modos superiores de vibración y el bajo amortiguamiento.

Las recomendaciones que se estipulan en el presente capítulo tienen por objeto determinar las fuerzas sísmicas que actúen sobre los recipientes verticales esbeltos sometidos a temblores o sismos que se especifican mediante los espectros de diseño establecidos para estructuras de edificios. Tales fuerzas son función de la masa de la estructura así como de la aceleración espectral derivada del espectro de diseño correspondiente a la zona sísmica y el tipo de terreno en que se ubicará la estructura.

### ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

El análisis sísmico de recipientes verticales esbeltos, chimeneas y silos se puede realizar mediante uno de los métodos anteriormente mencionados y descritos, a) análisis estático y b) análisis dinámico.

El método estático que se especifica en el Capítulo III.2 es aplicable al análisis de estructuras cuya altura no sobrepase los 60 mts., o bien se

puede utilizar en estructuras de mayor altura siempre y cuando solo se trate de cálculos preliminares.

En cuanto al método dinámico descrito en el Capítulo III.3 se puede aplicar sin restricción alguna, no importando la altura de la estructura.

## ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico de recipientes verticales esbeltos se empleará el análisis modal espectral junto con las disposiciones correspondientes estipuladas para estructuras de edificios, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones y salvedades:

1. Los parámetros dinámicos de un recipiente vertical esbelto se determinará suponiendo que la estructura posee modos clásicos de vibración, por lo que las frecuencias y los modos naturales de vibrar se obtendrán considerando nulo el amortiguamiento. Bastará con tener en cuenta las tres primeras formas modales para calcular las respuestas de diseño.
2. Al determinar las respuestas modales se aumentarán las ordenadas espectrales por un factor de incremento, según se especifica más adelante, con objeto de tomar en cuenta el amortiguamiento en recipientes verticales esbeltos puede ser menor que en estructuras de edificios.
3. Las respuestas de diseño se obtendrán mediante la combinación de las respuestas modales máximas, de acuerdo con la expresión:

$$s = \frac{1}{2} \left[ \sum_{n=1}^2 S_n + \left( \sum_{n=1}^2 S_n^2 \right)^{1/2} \right] \dots\dots\dots (V.1)$$

la cual representa el promedio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y la suma de los valores absolutos de las respuestas modales

$S_n$  que pueden ser los desplazamientos, las fuerzas cortantes o los momentos de volteo.

## FACTOR DE INCREMENTO

En los espectros de diseño para estructuras de edificios está implícito un coeficiente de amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico. Sin embargo, en recipientes verticales, silos y chimeneas esbeltas, el amortiguamiento que se tiene generalmente es menor que el considerado en tales espectros de diseño. Usualmente en estructuras de concreto se miden valores de  $\zeta \cong 0.02$ . En vista de esta situación, es necesario aumentar las ordenadas espectrales multiplicándolas por un factor de incremento que se define de la misma forma que el factor de amortiguamiento para estructuras de edificios, esto es:

$$\xi = 1 + \left[ \frac{0.05}{\zeta_e} \right]^k - 1 \frac{T_e}{T_a} ; \quad \text{si } T_e < T_a \dots\dots\dots (V.2)$$

$$\xi = \left[ \frac{0.05}{\zeta_e} \right]^k ; \quad \text{si } T_e > T_a \dots\dots\dots (V.3)$$

donde:

- $k=0.4$ , para terreno firme (Tipo I).
- $k=0.5$ , para terreno intermedio (Tipo II).
- $k=0.6$ , para terreno blando (Tipo III).
- $T_e$ , es el periodo efectivo de la estructura con base flexible.
- $\zeta_e$ , es el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible.

En terrenos Tipo I o en casos donde no se justifique llevar a cabo un análisis de interacción suelo-estructura, el factor de momento se podrá tomar como  $\xi=1.25$  para estructuras de concreto o  $\xi=1.45$  para estructuras de acero, que sería nuestro caso.

El valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ninguna situación se tomará menor que 0.03 para estructuras de concreto o menor que 0.02 para estructuras de acero, para nuestro caso. Asimismo, el factor de incremento resultante en ningún caso se tomará menor que 0.8.

## **IV. 1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS RECIPIENTES ESBELTOS**

Para poder obtener las características dinámicas de un recipiente vertical esbelto, es necesario realizar un modelo de la estructura que se vaya a analizar, en este caso basándonos en la referencia (4), lo mas conveniente es discretizar nuestra estructura en cuando menos 10 masas, de esta manera este modelo se asemejara más a un sistema continuo, que es lo que en realidad es un recipiente con estas características.

Una vez establecido el modelo del recipiente, la solución al sistema de "n" grados de libertad se da como se expuso en el Capítulo III - Sección III.1.2 Sistemas Discretos -, el mencionado procedimiento matemático, resulta de una aplicación laboriosa, ya que requiere de la solución de una ecuación de grado "n" con "n" incógnitas y con sistemas de "n" ecuaciones cada uno; por lo que se requiere un programa de computo llamado Programa de Egienvectores o de valores característicos. Parte del presente trabajo es la realización de un programa de este tipo.

Si nosotros no contáramos con los recursos necesarios para la realización de un algoritmo de cálculo, existen también algunos métodos aproximados que permiten conocer los valores característicos (periodos y leyes de los modos), esto con una simple calculadora de bolsillo. Tales métodos son, por citar algunos, el Método de Rayleigh, el Método de Newmark o el Método de Holzer.

Para poder encontrar las propiedades dinámicas de nuestra estructura, recurriremos a la elaboración de un algoritmo de cálculo, el cual esta basado en el Método de Jacobi, el cual obtiene los valores y vectores característicos del sistema, la aplicación de dicho método nos conduce a la matriz modal, es decir todos los modos de vibración del sistema por medio de rotaciones sucesivas; el método es pues, un método de diagonalización por medio de rotaciones sucesivas.

## **IV. 2 APLICACIÓN DEL MÉTODO SÍSMICO MODAL ESPECTRAL**

Para realizar la aplicación del Método Sísmico Modal Espectral se realizará conforme a lo siguiente:

- Primeramente se obtendrá la configuración modal del nuestro sistema empleando el algoritmo de cálculo mencionado anteriormente.
- Posteriormente con base en lo anterior, y aplicando lo establecido en el Capítulo III - Sección III.3.1 Método Modal Espectral -, obtendremos finalmente los Desplazamientos, Esfuerzos y Fuerza Cortante en cada una de nuestras masas en que dividimos nuestra estructura.

Para poder aplicar todo lo anterior tenemos que recurrir a lo siguiente, lo cual es establecido en la Referencia No.4.:

### ***Clasificación de los Suelos***

El movimiento del suelo en sitios de terreno blando es muy diferente del que ocurre en terreno firme, debido a la amplificación dinámica por efectos locales que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de las formaciones de suelos blandos. La respuesta de un depósito de suelo ante excitación sísmica es función de varios factores que están relacionados con la irregularidad de la geometría y la heterogeneidad de los materiales que definen el depósito. Para fines prácticos, esta complejidad se puede reducir a lo siguiente, lo es establecido de acuerdo a estudios que se han realizado en diferentes partes y que los cuales han contribuido a establecer una regionalización general, la cual puede variar si se llevará a cabo un estudio completo de Mecánica de Suelos con el fin de establecer en que tipo de suelo se encontrará desplantada nuestra estructura.

TIPO I	Terreno Firme.
TIPO II	Terreno Intermedio.
TIPO III	Terreno Blando.

### ***Clasificación de las Estructuras***

Para fines de clasificación de las construcciones, la manera de distinguir entre los diversos tipos de estructuras consiste en el empleo de dos parámetros; a) la seguridad estructural aconsejable para la estructura y b) las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura.

#### **b) Clasificación de Construcciones según su Destino**

Atendiendo a la seguridad estructural aconsejable para la estructura, las construcciones se clasifican según su destino como se indica a continuación:

**GRUPO A.-**Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables.

**GRUPO B.-**Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o bien del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a la vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A.



**GRUPO C.-** Estructuras en que es admisible un grado de seguridad bajo. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud sumamente pequeña y no causaría normalmente daños a construcciones de los grupos A y B ni pérdida de vidas.

### **b) Clasificación de Construcciones según su Estructuración**

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura, las construcciones se clasifican según su estructuración como se indica a continuación:

**TIPO 1.-** Estructuras de edificios: estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel.

**TIPO 2.-** Péndulos invertidos y apéndices: péndulos invertidos y estructuras en que 50% o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección del análisis o una sola hilera e columnas perpendicular a ésta.

**TIPO 3.-** Muros de retención.

**TIPO 4.-** Chimeneas, silos y similares: Chimeneas y silos, o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.

**TIPO 5.-** Tanques, depósitos y similares: Tanques elevados y depósitos superficiales, o estructuras semejantes destinadas al almacenamiento de líquido que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.

**TIPO 6.-** Estructuras industriales: Estructuras fabriles en que se requieren grandes áreas libres de columnas y donde se permite casi siempre colocar columnas relativamente cercanas unas de las otras o a lo largo de los ejes longitudinales, dejando entonces grandes claros libres entre esos ejes.

**TIPO 7.-** Puentes.

**TIPO 8.-** Tuberías.

**TIPO 9.-** Presas.

**TIPO 10.-** Otras estructuras.

### ***Factor de Comportamiento Sísmico***

La forma más adecuada en la actualidad de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad, consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , el cual en realidad no solo esta asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en la resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de la capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

Para las distintas estructuras comprendidas dentro de la clasificación por tipos considerada se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico:

- TIPO 1.-** Se usará  $Q = 4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:
1. La resistencia en todos los entresijos suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.
  2. Si hay muros ligados adecuadamente en todo el perímetro a los marcos estructurales o a castillos y dadas ligados a los marcos, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos

80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- TIPO 2.-** Se emplearán los mismos valores de  $Q$  especificados para estructuras de edificios, dependiendo de la forma en que se encuentre estructurado el sistema resistente del péndulo invertido o apéndice.
- TIPO 3.-** Para muros de retención no se requiere del factor de comportamiento sísmico.
- TIPO 4.-** Se utilizará un valor de  $Q = 2$  cuando se trate de chimeneas de concreto reforzado o bien  $Q = 3$  en caso de chimeneas de acero.
- TIPO 5.-** Tratándose de tanques elevados se emplearán los mismos valores de  $Q$  estipulados para estructuras de edificios, dependiendo de la forma en que se encuentre estructurado la plataforma de soporte. Para depósitos apoyados directamente sobre el terreno se usará un valor de  $Q = 1.5$  en caso de recipientes de concreto reforzado o bien de  $Q = 2$  cuando se trate de recipientes de acero.
- TIPO 6.-** Los valores estarán en función de la relación  $\xi / Q$ , donde  $\xi$  es un factor reductor que depende del amortiguamiento de la estructura. Pudiéndose emplear los mismos valores de  $Q$  especificados para estructuras de edificios, siempre que se justifique y cuando se cumplan adicionalmente los requisitos para estructuras dúctiles que fije el AISC en acero.
- TIPO 7.-** Se usará  $Q = 3$  cuando la resistencia a fuerzas laterales sea suministrada por marcos de dos o más columnas de concreto reforzado o acero.
- TIPO 8.-** Para tuberías no se requiere del factor de comportamiento sísmico.
- TIPO 9.-** En presas de enrocamiento con cara de concreto se utilizará un valor de  $Q = 1$ .

**TIPO 10.-** Para estructuras que no se encuentren comprendidas dentro de las clasificadas en los tipos 1 al 9 se deberán emplear valores de  $Q$  acordes con las reducciones por comportamiento inelástico que se concluyan a partir de estudios específicos sobre las respuesta probable de la estructura en cuestión.

### ***Factor Reductivo por Ductilidad***

Para fines de diseño será necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$  a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductivo se calculará como sigue:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a$$

$$Q' = Q \quad \text{si } T > T_a$$

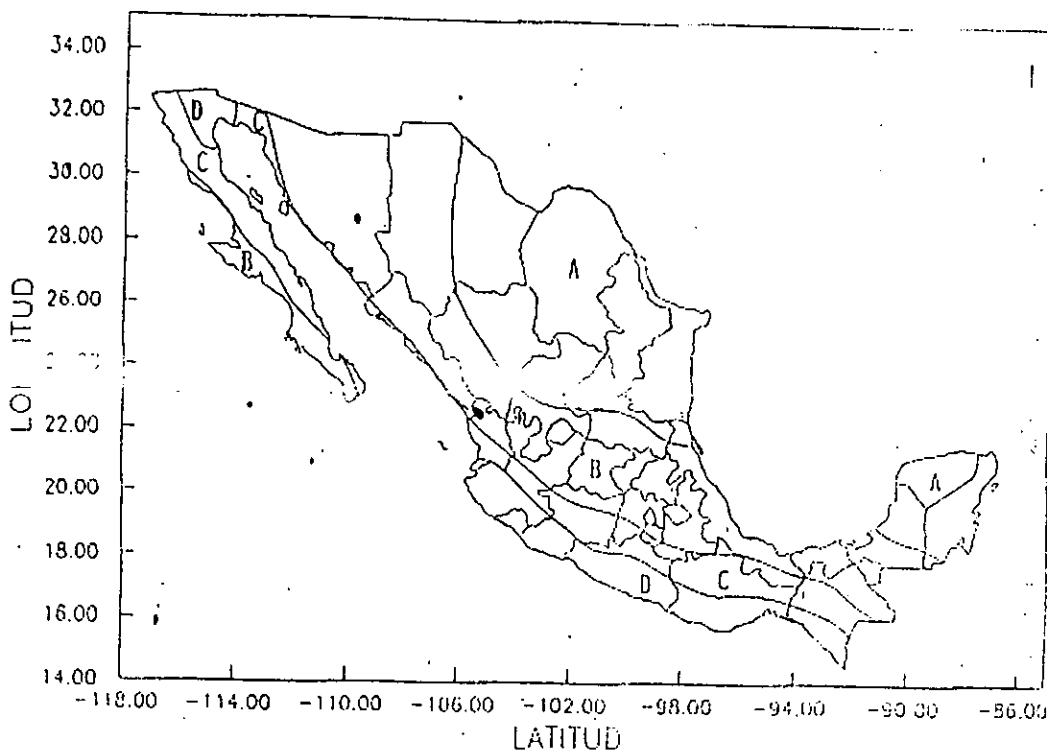
donde:

- $T$ : se tomará igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el análisis estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el análisis modal espectral.
- $T_a$ , es el primer periodo característico del espectro de diseño.

En caso de que se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico diferentes, siempre que sean congruentes con ellos y se demuestre convincentemente tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y el factor reductivo que se propagan.

### ***Regionalización Sísmica de la República Mexicana***

Con base en un estudio de riesgo sísmico, se encontró que para fines de diseño sísmico la República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas, según se muestra en la Figura V.2.1. En donde las fronteras entre las zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno; la zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la zona D.



***Figura V.2.1 Regionalización Sísmica de la República Mexicana***

### Espectros para Diseño Sísmico

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, "a", expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) * (T / T_a) && \text{si } T < T_a \\
 a &= c && \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= c (T_b / T) && \text{si } T > T_b
 \end{aligned}$$

donde:

- $a_0$  = es el coeficiente de aceleración del terreno.
- $c$  = Coeficiente Sísmico.
- $T$  = Periodo Natural.
- $T_a$  y  $T_b$  = Los dos periodos característicos que delimitan la meseta.
- $r$  = Exponente que define la parte curva del espectro de diseño.

Los valores de estos parámetros se consignan en la Tabla V.2.1, para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terrenos de cimentación.

Zona Sísmica.	Tipo de Suelo.	$a_0$ .	$c$	$T_a$ (seg)	$T_b$ (seg)	$r$
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

**Tabla V.2.1 Espectros de Diseño para Estructuras del Grupo B**

Los espectros de diseño son aplicables a estructuras del Grupo B. Para estructuras del Grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5 a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

En sitios donde se conozcan el periodo dominante del suelo,  $T_s$ , se permitirán algunas modificaciones en las ordenadas espectrales. Para ello, tratándose de terrenos tipo II y III, se podrán modificar los periodos característicos del espectro de diseño como a continuación se indica; en terreno tipo I no se admiten modificaciones en el espectro de diseño.

### Terreno Tipo II

Zona sísmica A y B	$T_a = 0.64 T_s$ $T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.5 \text{ seg}$
Zona sísmica C	$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.4 \text{ seg}$
Zona sísmica D	$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.2 \text{ seg}$

### Terreno Tipo III

Zona sísmica A y B	$T_a = 0.35 T_s$ $T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 2.9 \text{ seg}$
Zona sísmica C	$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 1.9 \text{ seg}$
Zona sísmica D	$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 1.7 \text{ seg}$

### IV.3 EFECTO DE ACCESORIOS Y TUBERÍAS CONECTADAS AL RECIPIENTE

Estas cargas consisten en, 1) el peso de la sección de la tubería que es soportado por las boquillas que se encuentran sobre el casco o cabeza del recipiente, 2) las cargas que se derivan por la expansión y contracción causadas por la temperatura que presentan las tuberías.

Las cargas por expansión y contracción por temperatura tienen que ser estimadas en el tiempo en que se diseñe el recipiente. Podemos asumir que la suma total de las reacciones de la tubería en las boquillas tendrán un efecto pequeño sobre el recipiente por lo que podrán ser despreciadas.

Las cargas por expansión y contracción por temperatura, que actúan en las boquillas colocadas en las tapas de los recipientes verticales pueden si ser consideradas.

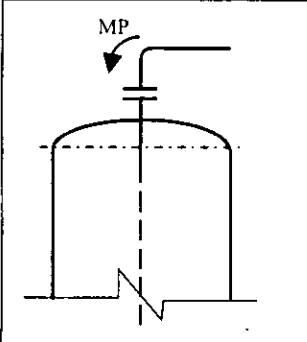
Siendo que, el momento por expansión de la tubería "Mp" dependerá del tamaño de la boquilla. El promedio del valor "Mp" puede ser obtenido aproximadamente con la siguiente ecuación:

$$M_p = 60 D^3 \text{ en lb.in.....(V.3.1)}$$

donde:

D, es el diámetro exterior de la tubería conectada a la boquilla (in).

En la Tabla V.3.a. se muestran valores de Mp para diferentes diámetros de tubería.

	NOMINAL SIZE OF TOP NOZZLE (in)	Mp (lb.ft)
	4	2110
	6	4450
	8	7900
	10	13000
	12	19500
	14	24500
	16	34300
	18	46300
	20	61000
	24	98400



En el caso del recipiente que se propuso para analizar, estos no tienen tubería conectadas en la parte superior del recipiente, por lo que puede oscilar libremente sin restricción o momento actuantes en alguna dirección. Por lo tanto, como se mencionó los efectos que se obtendrán serán despreciables, por lo que no se tomará en cuenta este efecto en nuestro análisis.

#### ***IV. 4 INFLUENCIA DE LOS FLUIDOS DENTRO DEL RECIPIENTE, EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL***

Cuando se trata de analizar tanques o depósitos superficiales con fluidos en su interior, al ser estos sometidos a una excitación se generan dos tipos de sollicitaciones: 1) las presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo y, 2) las fuerzas de inercia en la masa del depósito. A su vez, el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas: ***1) Las Presiones Convectivas*** asociadas al los modos de vibración y, ***2) Las Presiones Impulsivas*** asociadas al modo de cuerpo rígido. En términos de su magnitud, las Presiones Convectivas resultan ser menos importantes que las impulsivas, pero no por esto son despreciables.

Para encontrar las masas que provoquen las presiones impulsivas y convectivas, así como a la altura que actúan, se recurre a un cierto análisis y modelo (Ref. 4) en donde se determinan estos parámetros, pero los cuales solo son aplicables cuando la relación  $h_r < 1.5$  (altura/radio del depósito del tanque). Cuando la relación es un poco mayor, se emplean las mismas fórmulas, salvo que se considera lo siguiente, la masa y rigidez convectivas no se alteran; en cambio las presiones impulsivas se obtendrán suponiendo que el líquido que se encuentra por debajo de la profundidad  $1.5 r$  (radio del tanque) medida desde la superficie del fluido se moverá unido rígidamente al depósito o tanque, de esta manera las expresiones de la Referencia 4 solo se aplicarán a la proporción del líquido situado arriba de esa cota.

En base a lo mencionado anteriormente, en nuestro caso al tratarse de un recipiente vertical esbelto, en donde la relación  $h_r$  fluctúa alrededor de 20; la interacción fluido recipiente la podemos considerar como que la masa del fluido esta ligada y rígida, con las paredes del recipiente, de esta manera no se presentan ondas de carácter considerable en la superficie del fluido. Esto se debe a la esbeltez del recipiente, y si además consideramos la presión interna a que esta sujeto el recipiente; la masa del líquido se comporta como un elemento mas de la estructura del recipiente.

Por consiguiente no se considerará la interacción del fluido con el recipiente en la respuesta estructural, por ser esta casi nula y por tanto despreciable.

#### ***IV. 5 ESFUERZOS MÁXIMOS EN LAS PAREDES DEL RECIPIENTE***

El siguiente paso es hacer una revisión por esfuerzos en el cascarón y en el faldón, empleando los resultados obtenidos del Análisis Modal Espectral, de esta manera obtendremos los espesores ideales para nuestro recipiente, este procedimiento se revisa con los espesores, momentos por sismo y pesos obtenidos hasta este momento. Si se acepta el espesor, hasta aquí llega el cálculo, pero si no se llegará a aceptar, tendremos que regresar al cálculo de los pesos del recipiente, claro esta considerando el nuevo espesor.

Este procedimiento se realiza las veces que sea necesario, hasta que se acepte que el esfuerzo o la suma de esfuerzos en el cascarón sea menor o igual que el esfuerzo del material del cuál será fabricado el recipiente.

Los esfuerzos que se presentan en las paredes del recipiente son:

- **ESFUERZO DE FLEXION:**

$$\sigma_F = M / S = \text{kg} / \text{cm}^2$$

donde:

M = Momento por sismo en la línea de tangencia.

S = Módulo de la sección corroída =  $I_{zz} / (D_o / 2) = 2 I_{zz} / D_o$

$$I_{zz} = I_{yy} = \frac{\pi (D_o^4 - D_i^4)}{64}$$

$$S = \frac{2\pi (D_o^4 - D_i^4)}{64 D_o} = \frac{\pi (D_o^4 - D_i^4)}{32 D_o}$$

D<sub>i</sub> = Diámetro interior en cm.

D<sub>o</sub> = Diámetro interior mas 2 veces el espesor en cm.

- **ESFUERZO DE COMPRESIÓN:**

$$\sigma_C = W_{op} / A \text{ ( kg / cm}^2 \text{ )}$$

donde:

W<sub>op</sub> = Peso del recipiente en kg.

A = Área de la sección en cm<sup>2</sup>.

$$A = \frac{\pi}{4} (D_o^2 - D_i^2)$$

- **ESFUERZO DE PRESIÓN AXIAL:**

$$\sigma_A = \frac{P_m * D_m}{4 * E_c} \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )}$$

donde:

P<sub>m</sub> = Presión Máxima Permissible de Trabajo ( kg / cm<sup>2</sup> )

D<sub>m</sub> = Diámetro Medio = Diámetro Exterior - Espesor ( cm ).

E<sub>c</sub> = Espesor del Cascarón.

- **ESFUERZO AXIAL NETO:**

$$\sigma_{AN} = \sigma_F + \sigma_C + \sigma_A \quad (\text{kg/cm}^2).$$

- **ESFUERZO INCREMENTADO POR EL MÓDULO DE POISSON:**

$$\sigma_{MP} = \mu \sigma_{AN} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde:

$$\mu = 0.3$$

- **ESFUERZO TANGENCIAL:**

$$\sigma_T = 2\sigma_A \quad (\text{kg/cm}^2)$$

- **ESFUERZO TANGENCIAL REAL:**

$$\sigma_{TR} = \sigma_T + \sigma_M \quad (\text{kg/cm}^2)$$

- **ESFUERZO PERMISIBLE DEL MATERIAL:**

$$\sigma_S = \sigma_S * E$$

donde:

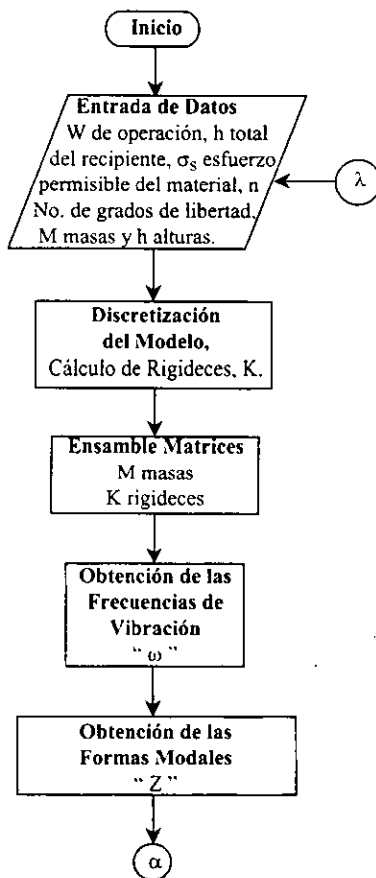
$\sigma_S$  = Esfuerzo permisible del material.

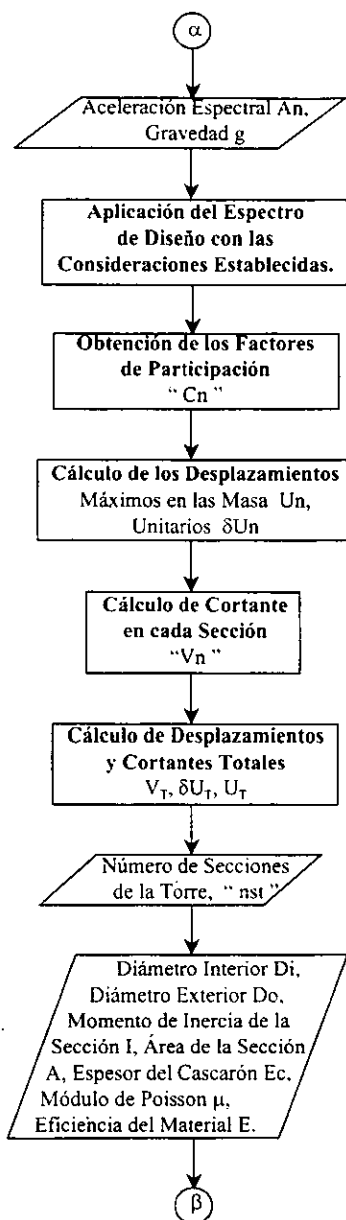
E = Eficiencia del material (85 %).

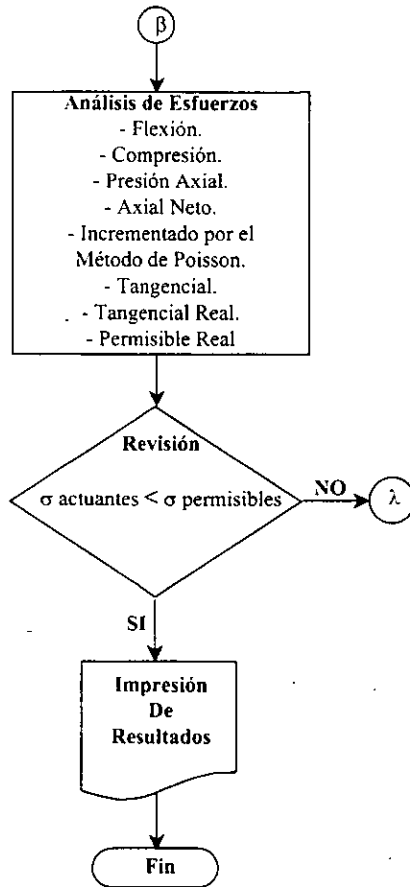
El esfuerzo resultante del diseño por sismo, no debe ser mayor que el esfuerzo del material. De lo contrario, se tendrá que aumentar el espesor del cascarón y nuevamente realizar el procedimiento a partir de la obtención de los nuevos pesos con el nuevo espesor hasta este paso.

## VI. ALGORITMO DE CÁLCULO

A continuación se describirá a manera de un diagrama de bloques, la metodología a seguir por el algoritmo de cálculo elaborado con la finalidad de encontrar la solución del Análisis Sísmico Dinámico en Recipientes Verticales Esbeltos.







## VII. EJEMPLO DE APLICACIÓN EN UN RECIPIENTE PARA UNA PLATAFORMA DE PRODUCCIÓN DE HIDROCARBUROS EN LA SONDA DE CAMPECHE

En el presente capítulo se aplicará lo establecido anteriormente para poder obtener resultados y de esta manera saber si en realidad lo encontrado y desarrollado a lo largo de la presente tesis podrá ser de utilidad en análisis sísmicos dinámicos a recipientes verticales esbeltos.

Inicialmente los alcances de la presente tesis eran realizar aplicar lo investigado a un recipiente ubicado sobre una plataforma de producción de hidrocarburos en la Sonda de Campeche; pero conforme a la información recabada, los procedimientos a seguir y principalmente para que tipo de estructuras es vulnerablemente recomendable, se ha llegado a la conclusión de que la aplicación de un análisis de este tipo no es aplicable a los equipos que son instalados en las Plataformas Marinas ubicadas en la Sonda de Campeche; debido a que, en primer lugar las dimensiones de los equipos caen dentro de un análisis estático sísmico ya que generalmente no sobrepasan los 40 metros, y lo recomendado para emplear estos análisis es 60 metros o más y en las plataformas no existe ningún equipo que reúnan estas características; y en segundo lugar el pensar en la construcción de un equipo con dimensiones mayores que estén dentro de lo establecido para aplicar un análisis dinámico, es prácticamente imposible.

Por lo anterior se decidió establecer otro sitio en donde realmente pudiéramos emplear lo investigado. Como definitivamente en Plataformas Marinas no se puede, se opto por emplear un recipiente que reúna características que sean de utilidad para aplicar lo investigado, por lo tanto se busco otra opción. Se investigó, y recipientes con estas características se encuentran en Tierra, generalmente en Complejos Petroquímicos, como los llamados "Pajaritos", "Cangrejera" y "Morelos" ubicados en el Estado de Veracruz o también las denominadas Refinerías como la ubicada en Tula Hidalgo.



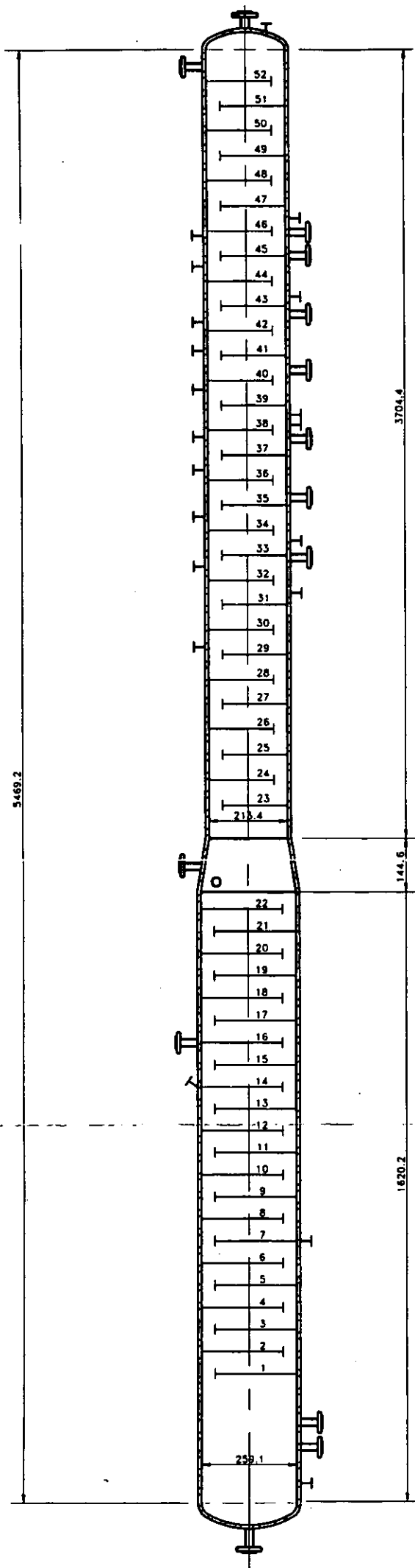
Analizando las posibles alternativas, se optó por revisar un equipo el cual se encuentra en la Refinería de Tula, Hidalgo; el cual es una Torre de Destilación, la cual se encuentra operando actualmente, pero que cuando estaba en etapa de construcción presentó oscilaciones considerables, por lo que fue llamada por la gente del lugar como "la Coqueta" por sus movimientos. Cuando se terminó su etapa de construcción adquirió su estabilidad, no presentando mayores oscilaciones más que las permisibles, esto por el peso propio de toda la estructura ya ensamblada y además el peso de operación. Es por esto que surge la necesidad de realizarle un análisis dinámico a fin de obtener resultados confiables a futuro, aunado a esto la torre tiene más de 10 años de antigüedad por lo que también es un factor a considerar, a fin de obtener los riesgos que pudiera presentar en un evento futuro.

Debido a que el recipiente que se tomó como ejemplo para llevarse a cabo la aplicación del presente trabajo de tesis ya se encuentra en operación, el diseño del recipiente, como son espesores, dimensiones, accesorios y elementos estructurales, etc., ya fueron realizados previamente. Por lo que nuestro análisis parte los pesos, dimensiones y espesores establecidos.

A continuación se establecerán los parámetros, consideraciones y datos necesarios para poder llevar a cabo el análisis sísmico dinámico de l recipiente propuesto. En la Figura VII.1 Torre de Destilación, podemos observar de manera esquemática la Torre de Destilación que se analizará.

## **UBICACIÓN**

Refinería de Tula, Hidalgo.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS "ARAGON"

TORRE DE  
DESTILACIÓN

PABLO DÁVILA SILVA

ESCALA : S/E

ACOTACIÓN : cm

TESIS PROFESIONAL

FIGURA : VII.1

**DATOS DE DISEÑO**

FACTORES	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD		VALOR	UNIDAD
Presión de Diseño.	P	12.3	Kg/cm <sup>2</sup>	=	174.906	lb/plg <sup>2</sup>
Temperatura de Diseño.	T	167	°C	=	332.6	°F
Presión de Operación.	Pop	9.6	Kg/cm <sup>2</sup>	=	136.512	lb/plg <sup>2</sup>
Temperatura de Operación.	Top	152	°C	=	305.6	°F
Factor de Corrosión.	C	3	mm	=	0.125	plg.
Eficiencia de las Juntas del Cilindro.	Ec	85	%	-	-	-
Eficiencia de las Juntas de las Tapas.	Et	100	%	-	-	-
Presión Externa de Seguridad.	P.E.S.	1.055	Kg/cm <sup>2</sup>	=	15	Lb/plg <sup>2</sup>
Densidad del Líquido.	P <sub>L</sub>	0.890	gr/cm <sup>3</sup>	-	-	-
Densidad del Aislante.	P <sub>A</sub>	0.192	gr/cm <sup>3</sup>	-	-	-

FACTORES	CARACTERÍSTICAS
Aislante.	Para Conservación del Calor.
Material del Recipiente.	Acero al Carbono.
Código de Diseño.	ASME, Sección VIII, División I.

DIMENSIONES						
PRIMERA SECCIÓN						
Longitud	L <sub>1</sub>	16202	mm	=	637.874	plg.
Diámetro	D <sub>1</sub>	2591	mm	=	102	plg.
SEGUNDA SECCIÓN						
Longitud	H <sub>2</sub>	1446	mm	=	56.9291	plg.
TERCERA SECCIÓN						
Longitud	L <sub>3</sub>	37044	mm	=	1458.4251	plg.
Diámetro	D <sub>3</sub>	2134	mm	=	84.0157	plg.
SOPORTE						
Longitud		7500	mm	=	295.2755	plg.

- *ESPEORES OBTENIDOS POR PRESIÓN EXTERIOR E INTERIOR:*

- 1ª Sección  $t_1 = 0.875$  plg (22 mm)
- 3ª Sección  $t_3 = 0.875$  plg (22 mm)
- Sección Cónica  $t_2 = 0.875$  plg (22 mm)
- Tapa Elíptica 2:1 1ª Sección  $t_1 = 0.875$  plg (22 mm)
- Tapa Elíptica 2:1 3ª Sección  $t_3 = 0.875$  plg (22 mm)

- *ESPEJOR DEL FALDÓN:*

- Faldón  $t_4 = 1.122$  plg (28.5 mm)

- *PRESIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE TRABAJO*

$$213 \text{ lb/plg}^2 \quad (14.97 \text{ kg/cm}^2)$$

- *PRESIÓN DE PRUEBA HIDROSTÁTICA*

$$373 \text{ lb/plg}^2 \quad (26.28 \text{ kg/cm}^2)$$

- **P E S O S:**

- *PESO DEL ACERO*

- Cascarón Inferior  $W_1 = 23354.21$  kg
- Cascarón Superior  $W_2 = 44058.70$  kg
- Sección Cónica  $W_3 = 2266.99$  kg
- Tapa Inferior. Cabeza Tipo Elíptica  $W_4 = 1515.46$  kg
- Tapa Superior. Cabeza Tipo Elíptica  $W_5 = 1040.00$  kg

- *PESO DE LOS SOPORTES DE AISLAMIENTO*

- Sección Superior  $W_6 = 349.56$  kg
- Sección Inferior  $W_7 = 209.62$  kg

- PESO DE BOQUILLAS Y REGISTROS

➤ BOQUILLAS

Diámetro	Clase	Cantidad ( pzas )	Peso Unitario ( lb )	Peso total ( lb )
38 mm ( 1 ½ " )	300 #	22	10	220
51 mm ( 2 " )	300 #	2	12	24
102 mm ( 4 " )	300 #	4	30	120
203 mm ( 8 " )	300 #	1	80	80
305 mm ( 12 " )	300 #	1	155	155
457 mm ( 18 " )	300 #	1	365	365
508 mm ( 20 " )	300 #	1	465	465

$$W_8 = 648.2 \text{ kg}$$

➤ REGISTROS

Diámetro	Clase	Cantidad ( pzas )	Peso Unitario ( lb )	Peso total ( lb )
610 mm ( 24 " )	300 #	10	1700	17000

$$W_9 = 7711.14 \text{ kg}$$

- PESO DE AROS DE SOPORTE DE PLATOS

Número de Platos Total 52

➤ Sección Superior 30 Platos  $\phi = 2591 \text{ mm}$   $W_{10} = 986.39 \text{ kg}$

➤ Sección Inferior 22 Platos  $\phi = 2134 \text{ mm}$   $W_{11} = 883.05 \text{ kg}$

- PESO DEL FALDÓN

➤  $W_{12} = 43834.75 \text{ kg}$

- *SILLETAS*

- No. de Silletas Totales 60  $W_{13} = 408.23 \text{ kg}$
- Aro de Base  $W_{14} = 474.00 \text{ kg}$

- *PESO DE MISCELÁNEOS*

Suma de los pesos anteriores por un factor del 3 %.

- $W_{15} = \left( \sum_{i=1}^{14} W_i \right) * 0.03 = 127740.42 \text{ kg} * 0.03 \quad W_{15} = 3832.20 \text{ kg}$

- *PESO DE MONTAJE*

Suma total más el peso de los misceláneos.

- $W_m = \sum_{i=1}^{14} W_i + W_{15} = 127740.42 \text{ kg} + 3832.20 \text{ kg} \quad W_m = 131572.62 \text{ kg}$

- *PESO DEL LÍQUIDO*

Se consideran 4 plg. de altura del líquido en cada plato.

- Sección Inferior, 22 Platos,  $\phi = 2591 \text{ mm}$   $W_{16} = 10488.95 \text{ kg}$
- Sección Superior, 30 Platos,  $\phi = 2134 \text{ mm}$   $W_{17} = 9702.52 \text{ kg}$
- Cabeza Inferior,  $\phi = 2591 \text{ mm}$   $W_{18} = 12158.58 \text{ kg}$
- Cabeza Superior,  $\phi = 2134 \text{ mm}$   $W_{19} = 6793.03 \text{ kg}$
- Líquido Considerado como Nivel Normal del Líquido.  
N.N.L. = 900 mm = 0.9 mts.  
 $\phi = 2.591 \text{ mts.} \quad W_{20} = 4223.36 \text{ kg}$

- PESO DEL AISLAMIENTO

Espesor del Aislamiento = 114 mm = 0.114 mts

- Sección Superior  $W_{21} = 5839.48 \text{ kg}$
- Sección Inferior  $W_{22} = 3063.17 \text{ kg}$
- Sección Cónica  $W_{23} = 296.15 \text{ kg}$
- Cabeza Inferior  $W_{24} = 130.03 \text{ kg}$
- Cabeza Superior  $W_{25} = 90.41 \text{ kg}$

- PESO DE LOS PLATOS

- Sección Inferior, 22 Platos,  $\phi = 2591 \text{ mm}$   $W_{26} = 3182.98 \text{ kg}$
- Sección Superior, 30 Platos,  $\phi = 2134 \text{ mm}$   $W_{27} = 2944.26 \text{ kg}$

- PESO DE LA PROTECCIÓN CONTRA INCENDIO DEL FALDÓN

- $\phi$  del concreto = 50 mm = 2 plg  $W_{28} = 22040.49 \text{ kg}$

- PESO DE PLATAFORMAS Y ESCALERAS

La suma de todos los pesos anteriores ( $W_{16}$  a  $W_{28}$ ) más la suma del peso de montaje y todo multiplicado por un factor del 7 %.

$$\begin{aligned} \text{➤ } W_{29} &= \left( \sum_{i=16}^{28} W_i + W_m \right) * 0.07 = (80953.44 \text{ kg} + 131572.63 \text{ kg}) * 0.07 \\ &W_{29} = 14876.82 \text{ kg} \end{aligned}$$

- *PESO DE OPERACIÓN*

Es la suma del total ( $W_{16}$  a  $W_{28}$ ) más el peso de Plataformas y Escaleras más el peso de Montaje.

$$\text{➤ } W_{\text{ope}} = 80953.44 \text{ kg} + 14876.82 \text{ kg} + 131572.63 \text{ kg}$$

$$W_{\text{ope}} = 227402.90 \text{ kg}$$

- *PESO DE PRUEBA HIDROSTÁTICA*

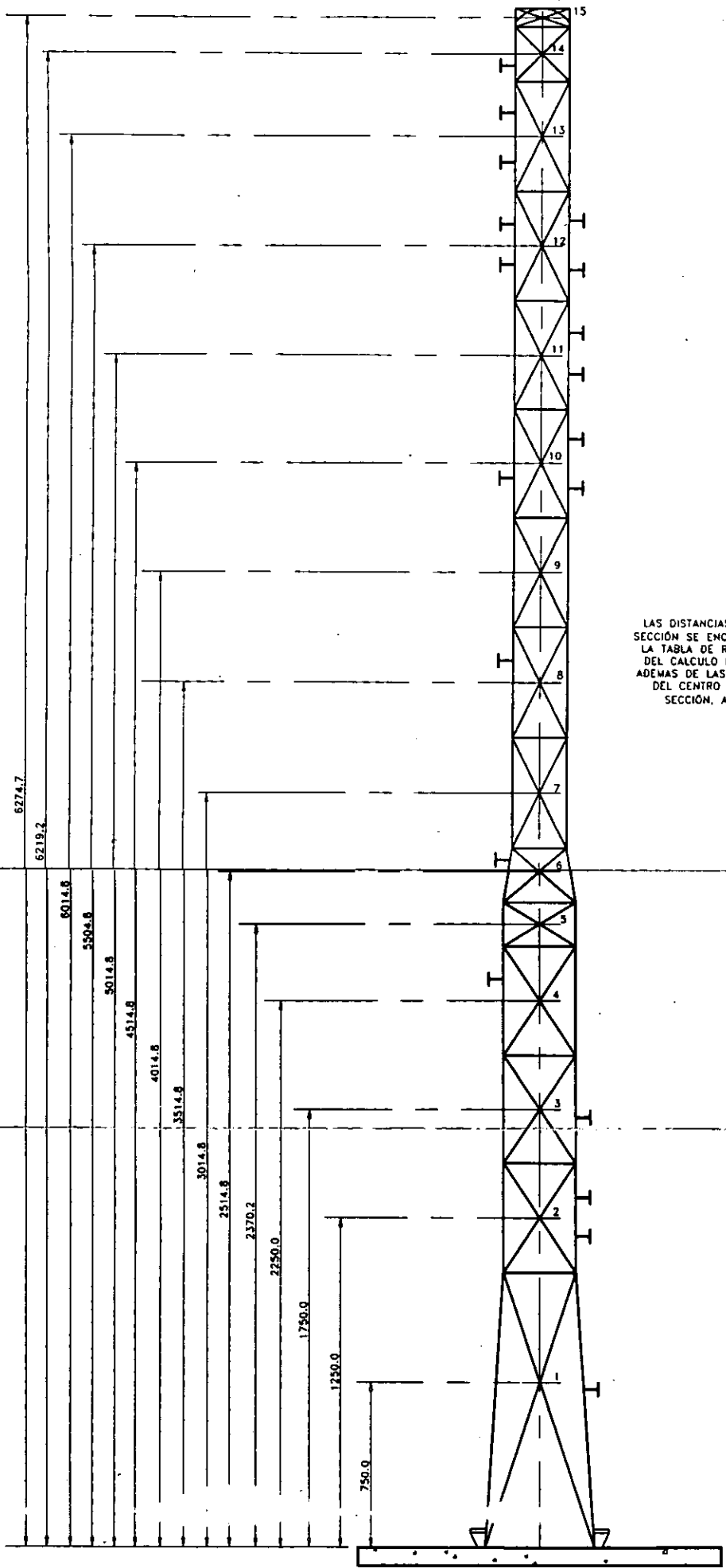
$$\text{➤ } W_{\text{Prueba Hidrostática}} = 227828.6 \text{ kg}$$

## ***DISEÑO POR SISMO***

Para llevar a cabo el Análisis Dinámico Sísmico, hubo la necesidad de dividir la torre de destilación en 15 partes, como se muestra en la Figura VII.2 Diseño por Sismo. Además se hizo una tabla, en donde se desglosan todos los componentes de cada sección, para después considerar en cada sección su peso. Esto nos ayudará para obtener los esfuerzos generados en cada sección después de haber obtenido el momento mayor por sismo.

En la Tabla VII.1. Características de la Torre Discretizada, se observa el desglose de las secciones; y en la Tabla VII.2. Pesos de las Secciones de la Torre Discretizada, donde se muestran los pesos de cada sección de la torre discretizada.





LAS DISTANCIAS DE CADA  
 SECCIÓN SE ENCUENTRAN EN  
 LA TABLA DE RESULTADOS  
 DEL CALCULO POR SISMO  
 ADEMÁS DE LAS DISTANCIAS  
 DEL CENTRO DE CADA  
 SECCIÓN, AL PISO

LAS FUERZAS RESULTANTES  
 MAYORES A MENORES  
 ACTUAN DE BAJO HACIA  
 ARRIBA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO CAMPUS "ARAGON"	
<b>DISEÑO POR SISMO</b>	ESCALA : S/E
	ACOTACIÓN : cm
	TESIS PROFESIONAL
PABLO DÁVILA SILVA	
FIGURA : VII.2	

Sec.	Acero	Soportes de aislamiento	Boquillas	Registros	Aros de Sop. De Platos.	Li. quido.	Aislamiento	Platos	Protección n. contra incendio	Prueba Hidrostática
1	Cabeza Int. y el Faldon	-	1 - 18"	-	-	Cabeza Interior	Cabeza Interior	-	Faldn n.	Cabeza Interior
2	Casc. 5 m. Interior	3 Interiores	5 - 1 1/2" - 20" - 2"	1 - 24"	3 Interiores	3 Platos y 0.9 m de altura	5 m de Casc. Interior	3	-	5 m de Casc. Interior
3	Casc. 5 m. Interior	2 Interiores	1 - 1 1/2"	-	8 Interiores	8 Platos	5 m de Casc. Interior	8	-	5 m de Casc. Interior
4	Casc. 5 m. Interior	2 Interiores	3 - 1 1/2"	-	9 Interiores	9 Platos	5 m de Casc. Interior	9	-	5 m de Casc. Interior
5	Casc. 1,202 m. Interior	1 Interior	-	-	2 Interiores	2 Platos	1,202 m de Casc. Interior	2	-	1,202 m de Casc. Interior
6	Casc. Del Cono	-	1 - 8"	1 - 24"	-	1,446 m del Cono	1,446 m del Cono	-	-	1,446 m del Cono
7	Casc. 5 m. Superior	3 Superiores	-	-	4 Superiores	4 Platos	5 m de Casc. Superior	4	-	5 m de Casc. Superior
8	Casc. 5 m. Superior	2 Superiores	1 - 1 1/2"	-	4 Superiores	4 Platos	5 m de Casc. Superior	4	-	5 m de Casc. Superior
9	Casc. 5 m. Superior	2 Superiores	2 - 1 1/2" - 4"	1 - 24"	4 Superiores	4 Platos	5 m de Casc. Superior	4	-	5 m de Casc. Superior
10	Casc. 5 m. Superior	2 Superiores	4 - 1 1/2" - 4"	2 - 24"	4 Superiores	4 Platos	5 m de Casc. Superior	4	-	5 m de Casc. Superior
11	Casc. 5 m. Superior	2 Superiores	3 - 1 1/2"	2 - 24"	4 Superiores	4 Platos	5 m de Casc. Superior	4	-	5 m de Casc. Superior
12	Casc. 5 m. Superior	2 Superiores	3 - 1 1/2" - 4"	2 - 24"	4 Superiores	4 Platos	5 m de Casc. Superior	4	-	5 m de Casc. Superior
13	Casc. 5 m. Superior	2 Superiores	-	-	5 Superiores	5 Platos	5 m de Casc. Superior	5	-	5 m de Casc. Superior
14	Casc. 2,044 m. Superior	1 Superior	1 - 4"	1 - 24"	1 Superior	1 Plato	2,044 m de Casc. Superior	1	-	2,044 m de Casc. Superior
15	Cabeza Superior	-	1 - 2" - 12"	-	-	-	Cabeza Superior	-	-	Cabeza Superior

**TABLA VII.1 Características de la Torre Discretizada**

## ➤ ZONA SÍSMICA

Según la Regionalización Sísmica de la República Mexicana, la torre se encuentra en la ZONA B.

Con los datos obtenidos por medio del estudio de Mecánica de Suelos y Estratigrafía realizadas en el lugar, se encontró el periodo dominante de vibración del suelo ( $T_s$ ) y la velocidad efectiva de propagación del sitio ( $\beta_s$ ), con lo que se llega a la determinación de que el TERRENO ES TIPO II.

- ◆  $T_s = 0.12$  seg.
- ◆  $\beta_s = 680$  m/seg

## ➤ CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

- Según su Destino: GRUPO A.
- Según su Estructuración: TIPO 4.

## ➤ FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

$$Q = 3$$

Ahora para obtener los Espectros para Diseño Sísmico, de la Tabla V.2.1;

- ◆  $a_0 = 0.08$  (coeficiente de aceleración del terreno).
- ◆  $c = 0.3$  (coeficiente sísmico).
- ◆  $T_a = 0.3$  (periodo característico de la zona).
- ◆  $T_b = 1.5$  (periodo característico de la zona).
- ◆  $r = 2/3 = 0.666$  (exponente que define la curva del espectro de diseño)

SECCIÓN: CONCEPTO:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
CABEZAS	1737 20														1189 42
CASCARÓN	8246 81	8246 81	8246 81	8246 61	1882 53	2293 74	6006 36	6006 36	6006 36	6006 36	6006 36	6006 36	6006 36	2782 44	
FALDÓN	4204 74														
SILLETAS	408 24														
ARO DE BASE	474 01														
SOPORTES DE ASLAMIENTO	78 79	78 79	52 53	52 53	26 26		65 73	43 82	43 82	43 82	43 82	43 82	43 82	21 91	
REGISTROS	771 12														771 12
BOQUILLAS	663 56	228 05	4 54	13 61		36 28		4 54	22 66	31 75	19 81	27 22		13 61	73 75
SOPORTES DE PLATOS	120 41	327 11	367 25	80 27			131 52	131 52	131 52	131 52	131 52	131 52	164 40	32 88	
MISCELANEOS	1298 45	203 60	228 75	280 23	62 67	102 04	210 11	200 50	223 27	256 67	256 13	256 53	210 44	108 66	37 83
PESO DE MONTAJE	48013 28	9729 86	6880 73	6834 41	2181 74	3583 18	7219 71	7195 61	8608 75	6812 34	8793 65	8607 67	7225 01	3730 61	1382 10
LI DUIDO	17158 58	5653 67	3814 18	4220 33	953 54		1293 67	1293 67	1293 67	1293 67	1293 67	1293 67	1617 09	323 42	6730 04
ASLAMIENTO	130 63	947 49	947 49	947 49	227 78	296 76	790 37	790 37	790 37	790 37	790 37	790 37	790 37	323 10	90 32
PLATOS		434 03	1157 42	1302 20	288 35		302 56	302 56	302 56	302 56	302 56	302 56	409 70	98 14	
PROTECCIÓN CONTRA INCENDIO	22046 49														
PLATAFORMAS Y ESCALERAS	5194 01	1174 23	1026 20	1080 25	253 57	266 00	676 32	677 07	723 97	790 23	788 02	780 90	708 62	313 27	571 03
PESO DE OPERACIÓN	87867 40	16801 01	14890 76	15407 95	3569 90	3705 18	9418 76	9399 69	10269 53	11178 37	11167 58	11124 37	9882 00	4400 24	6505 07

Ahora, como conocemos el periodo dominante del suelo,  $T_s$ . Se harán las modificaciones a los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$ .

- ◆  $T_a = 0.64 T_s = 0.64 * 0.12 = 0.0768$  seg.
- ◆  $T_b = 1.2 T_s = 1.2 * 0.12 = 0.144$  seg..

A continuación se llevará a cabo el análisis modal espectral, empleando el algoritmo de calculo establecido en el Capítulo VI, se emplea el método de Jacobi, para obtener así las formas modales de nuestro recipiente, siendo de nuestro interés particular las tres primeras formas modales las más significativas.

Primero describiremos las variables empleadas en el procedimiento.

- ◆  $M$ ; que es la masa de la sección a considerar en ton-seg<sup>2</sup>/cm; se obtiene dividiendo el peso de la sección en toneladas entre la gravedad en cm/seg<sup>2</sup>.
- ◆  $H$ ; que es la altura e cada sección y la unidad es en cm.
- ◆  $k$ ; que es una constante de Rigidez de la sección a considerar y se obtiene de la fórmula:

$$k = 1.25 \frac{M * g}{\delta}$$

donde:

$M$  = Masa de la sección en ton-seg<sup>2</sup>/cm.

$g$  = Aceleración de la gravedad en cm/seg<sup>2</sup>.

$\delta$  = Peso de la estructura por unidad de longitud

$$\delta = 227.4026 \text{ ton.}/6274.7 \text{ cm} = 0.03624 \text{ ton./cm.}$$

Con los datos que se encuentran en la Tabla VII.3 Valores del Modelo Discretizado, proseguimos a introducir los mismos en el algoritmo de cálculo para obtener las tres primeras formas modales.

SECCIÓN	ALTURA (cm)	PESO W (ton)	ALTURA H (cm)	MASA (ton-seg <sup>2</sup> /cm)	RIGIDEZ k (ton/cm)
15	6274.7	8.60	6246.95	0.0088	296.45
14	6219.2	4.40	6117.00	0.0045	151.77
13	6014.8	9.88	5764.80	0.0101	340.84
12	5514.8	11.13	5264.80	0.0113	383.69
11	5014.8	11.11	4764.80	0.0113	383.18
10	4514.8	11.13	4264.80	0.0114	383.86
9	4014.8	10.27	3764.80	0.0105	354.21
8	3514.8	9.40	3264.80	0.0096	324.21
7	3014.8	9.42	2764.80	0.0038	324.86
6	2514.8	3.71	2450.20	0.0037	127.80
5	2370.2	3.60	2310.10	0.0037	124.16
4	2250.0	15.41	2000.00	0.0158	531.51
3	1750.0	14.69	1500.00	0.0150	506.70
2	1250.0	16.80	1000.00	0.0171	579.49
1	750.0	87.87	520.00	0.0896	3030.65

**TABLA VII. 3. Valores del Modelo Discretizado**

\*\*\*\*\*VALORES DEL PROGRAMA\*\*\*\*\*

SECCIÓN	Z <sub>1</sub>	Z <sub>2</sub>	Z <sub>3</sub>
1	1	11	1
2	2.1935	5.5233	5.0183
3	3.1563	9.8433	8.2848
4	3.8412	12.6944	9.5697
5	5.9129	17.5609	5.5846
6	7.7994	19.99	0.4589
7	8.5026	19.8851	-1.5991
8	9.1163	17.0882	-3.2902
9	9.6005	12.4155	-4.1405
10	9.9732	6.5572	-4.0407
11	10.2691	-0.1986	-3.0032
12	10.4896	-6.9187	-1.2727
13	10.655	-13.4322	1.0070
14	10.8638	-23.9861	5.6031
15	10.9349	-27.732	7.2923
$\omega^2$	626.9808	4571.3655	7838.8408
$\omega$	25.0395	67.6118	88.5372
t	0.2509	.0929	0.0709

## - ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Comparando resultados de periodos, sustuiremos valores en las fórmulas establecidas anteriormente.

- $t_1 = 0.2509 > T_b = 0.144$
- $a_1 = 0.3 \left( \frac{0.144}{0.2509} \right)^{0.66} = 0.2079 * 15 = 0.3119 * 1.5811 = 0.4931$
- $T_a = 0.0768 \leq t_2 = 0.0929 \leq T_b = 0.144$
- $a_2 = 0.3 * 1.5 = 0.45 * 1.5811 = 0.7114$
- $t_3 = 0.0709 \leq T_a = 0.0768$
- $a_3 = 0.08 + (0.3 - 0.8) \frac{0.0709}{0.0768} = 0.283 * 15 = 0.4246 * 1.5811 = 0.6713$

Recordando que los valores de la Tabla V. 2. 1., son únicamente aplicables para estructuras del Grupo A, se debe de multiplicar por 1.5; al igual que se deberá multiplicar por 1.5811, que es el factor de incremento,  $\xi$ .

Para obtener el factor de incremento:

$$\begin{aligned} t_1 = t_2 = t_3 > T_a \\ k = 0.5 \\ \zeta = 0.02 \end{aligned}$$

$$\xi = \left[ \frac{0.05}{0.02} \right]^{0.5} = 1.5811$$

## - FACTOR REDUCTIVO POR DUCTILIDAD

$$\begin{aligned} t_1 \text{ y } t_2 > T_a \\ Q'_1 \text{ y } Q'_2 = Q = 3 \\ t_3 < T_a \\ Q'_3 = 1 + (3 - 1) \frac{0.0709}{0.0768} = 2.8463 \end{aligned}$$

Ahora para la aceleración espectral se tiene que:

- $A_n = a_n * \frac{g}{Q_n}$
- $g = 981 \text{ cm/seg}^2$
- $A_1 = 0.4931 * \frac{981}{3} = 161.2437 \text{ cm/seg}^2$
- $A_2 = 0.7114 * \frac{981}{3} = 232.6278 \text{ cm/seg}^2$
- $A_3 = 0.6713 * \frac{981}{2.8463} = 231.3689 \text{ cm/seg}^2$

Ahora para los coeficientes de participación, se tiene la fórmula:

$$C_n = \frac{\sum mZ}{mZ^2}$$

Los desplazamientos máximos de las masas y desplazamientos unitarios de cada sección, se obtienen de las fórmulas:

$$U_n = \frac{A_n C_n}{\omega_1^2} \begin{bmatrix} Z_1 \\ \downarrow \\ Z_{15} \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad \delta U_n = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \quad - \quad U_1 \\ \downarrow \\ U_{15} \quad - \quad U_{14} \end{bmatrix}$$

La fuerza cortante en cada sección, es:

$$V_n = k_n \delta U_n$$



Y para obtener el total de los 3 modos, para la fuerza cortante, los desplazamientos máximos y los desplazamientos unitarios, simplemente es la raíz cuadrada de la suma de todos sus cuadrados:

$$V_r = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2}$$

$$\delta U_r = \delta U_1^2 + \delta U_2^2 + \delta U_3^2$$

$$U_r = \sqrt{U_1^2 + U_2^2 + U_3^2}$$

De la fuerza cortante de cada sección se le aumentará una combinación de respuesta modal máxima y que de acuerdo con la Referencia No. 4 pueden ser los desplazamientos. Para este caso se tomaron en cuenta los desplazamientos unitarios de cada sección y aumentándolo conforme se acerca a la sección de la base. Con esa fuerza (S) más la fuerza cortante obtenemos la fuerza total cortante en cada sección y por último el momento por sismo se calcula multiplicando la fuerza cortante por la distancia del suelo a la mitad de cada sección a considerar, así de la sección 15 a la 1 se va acumulando la suma de las fuerzas cortantes de cada sección y al final del cálculo obtendremos el momento por sismo en la base. En la Tabla VII. 4 Resultados Finales del Algoritmo de Cálculo (Partes 1, 2 y 3), podemos observar la conclusión del algoritmo de cálculo.

SEC.	ALTURA (cm)	PESO W (ton)	ALTURA H (cm)	MASA (ton-seg <sup>2</sup> /cm)	k (ton-cm)	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)	Z <sub>3</sub> (cm)	Z <sub>1</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>2</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>3</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
1	750.0	87.867	520.00	0.08957	3030.647	1	1	1	1	1	1
2	1250.0	16.801	1000.00	0.01713	579.486	2.19	5.52	5.02	4.81	30.51	25.18
3	1750.0	14.691	1500.00	0.01498	506.701	3.16	9.84	8.29	9.96	96.89	68.64
4	2250.0	15.410	2000.00	0.01571	531.507	3.84	12.69	9.57	14.76	161.15	91.58
5	2370.8	3.600	2310.10	0.00367	124.164	5.91	17.56	5.59	34.96	308.39	31.19
6	2514.8	3.705	2450.20	0.00378	127.796	7.80	19.99	0.46	60.83	399.60	0.21
7	3014.8	9.419	2764.80	0.00960	324.864	8.50	19.89	-1.60	72.29	395.42	2.56
8	3514.8	9.400	3264.80	0.00958	324.206	9.12	17.09	-3.29	83.11	292.01	10.83
9	4014.8	10.270	3764.80	0.01047	354.208	9.60	12.42	-4.14	92.17	154.15	17.14
10	4514.8	11.130	4264.80	0.01135	383.864	9.97	6.56	-4.04	99.47	43.00	16.33
11	5014.8	11.109	4764.80	0.01133	383.145	10.27	-0.20	-3.00	105.45	0.04	9.02
12	5514.8	11.124	5264.80	0.01134	383.692	10.49	-6.92	-1.27	110.03	47.87	1.62
13	6014.8	9.882	5764.80	0.01007	340.841	10.66	-13.43	1.01	113.53	180.42	1.01
14	6219.2	4.400	6117	0.00449	151.769	10.86	-23.99	5.60	118.02	575.33	31.40
15	6274.7	8.595	6246.95	0.00876	296.454	10.94	-27.73	7.29	119.57	769.06	53.18

TABLA VII. 4 RESULTADOS FINALES DEL ALGORITMO DE CÁLCULO (PARTE 1)

SEC.	$m_{z_1}$	$m_{z_2}$	$m_{z_3}$	$m_{z_1^2}$	$m_{z_2^2}$	$m_{z_3^2}$	$U_1$ (cm)	$U_2$ (cm)	$U_3$ (cm)	$\delta U_1$ (cm)	$\delta U_2$ (cm)	$\delta U_3$ (cm)
1	0.0896	0.0896	0.0896	0.0895	0.0896	0.0896	0.0308	0.0012	0.0026	0.0308	0.0012	0.0026
2	0.0376	0.0946	0.0859	0.0824	0.5225	0.4313	0.0675	0.0068	0.0132	-0.0367	-0.0055	-0.0106
3	0.0473	0.1474	0.1241	0.1491	1.4510	1.0279	0.0971	0.0120	0.0218	-0.0296	-0.0053	-0.0086
4	0.0603	0.1994	0.1503	0.2317	2.5314	1.4386	0.1182	0.0155	0.0252	-0.0211	-0.0035	-0.0034
5	0.0217	0.0644	0.0205	0.1283	1.1317	0.1145	0.1820	0.0215	0.0147	-0.0638	-0.0060	0.0105
6	0.0295	0.0755	0.0017	0.2297	1.5093	0.0008	0.2400	0.0244	0.0012	-0.0581	-0.0030	0.0135
7	0.0816	0.1909	-0.0154	0.6941	3.7965	0.0246	0.2617	0.0243	-0.0042	-0.0216	0.0001	0.0054
8	0.0873	0.1637	-0.0315	0.7963	2.7979	0.1037	0.2806	0.0209	-0.0087	-0.0189	0.0034	0.0045
9	0.1005	0.1300	-0.0433	0.9648	1.6137	0.1795	0.3069	0.0152	-0.0109	-0.0149	0.0057	0.0022
10	0.1131	0.0744	-0.0458	1.1284	0.4878	0.1852	0.3069	0.0080	-0.0106	-0.0115	0.0072	-0.0003
11	0.1163	-0.0020	-0.0340	1.1942	0.0004	0.1021	0.3160	-0.0002	-0.0079	-0.0091	0.0083	-0.0027
12	0.1190	-0.0780	-0.0144	1.2477	0.5428	0.0184	0.3228	-0.0085	-0.0033	-0.0068	0.0082	-0.0046
13	0.1073	-0.1350	0.0101	1.1436	1.8175	0.0102	0.3279	-0.0164	0.0027	-0.0051	0.0080	-0.0060
14	0.0487	-0.1080	0.0251	0.5293	2.5606	0.1408	0.0334	-0.0293	0.0148	-0.0064	0.0129	-0.0121
15	0.0958	-0.2430	0.0639	1.0476	6.7382	0.4659	0.3365	-0.0339	0.0192	-0.0022	0.0046	-0.0045

TABLA VII. 4 RESULTADOS FINALES DEL ALGORITMO DE CÁLCULO (PARTE 2)

SEC.	$V_1$ (ton)	$V_2$ (ton)	$V_3$ (ton)	$U$ (cm)	$\delta U$ (cm)	$V$ (cm)	$S$ (ton)	$V_1$ (ton)	$M$ (ton-cm)	$M$ (kg-cm)
15	-0.6487	1.3577	-1.3194	0.3388	0.0068	2.0012	0.0068	2.0080	0.00	0.0
14	-0.9752	1.9583	-1.8379	0.3359	0.0188	2.8573	0.0228	2.8801	635.20	635201.02
13	-1.7349	2.7143	-2.0473	0.3283	0.0112	3.8169	0.0299	3.8467	3076.39	3076389.57
12	-2.6037	3.1524	-1.7495	0.3229	0.0116	4.4472	0.0370	4.4842	6609.50	6609501.43
11	-3.4893	3.1649	-1.0475	0.3161	0.0126	4.8259	0.0448	4.8707	9044.83	9044828.05
10	-4.4028	2.7494	-0.1009	0.3072	0.0135	5.1918	0.0531	5.2448	11667.24	11667240.40
9	-5.2781	2.0236	0.7936	0.2960	0.0161	5.7081	0.0631	5.7712	14552.84	14552840.40
8	-6.1231	1.1086	1.4446	0.2815	0.0197	6.3881	0.0755	6.4636	17784.64	17784641.20
7	-7.0303	0.0417	1.7615	0.2628	0.0223	7.2478	0.0894	7.3373	21453.27	21453270.70
6	-7.4194	-0.3795	1.7259	0.2413	0.0597	7.6269	0.1339	7.7609	15939.97	15939965.40
5	-7.9163	-0.7388	1.3037	0.1838	0.0649	8.0568	0.1784	8.2352	8252.26	8252256.54
4	-11.2029	-1.8527	-1.7994	0.1219	0.0216	11.4968	0.1904	11.6871	21889.89	21889884.90
3	-15.0136	-2.6762	-4.3610	0.1003	0.0313	15.8615	0.2084	16.0699	43329.81	43329812.40
2	-21.2844	-3.2047	-6.1352	0.0691	0.0386	22.3816	0.2311	22.6127	54636.15	54636144.50
1	93.2677	3.7053	7.9851	0.0309	0.0309	93.6822	0.2486	93.9308	97537.46	97537456.80
<b>TABLA VII. 4 RESULTADOS FINALES DEL ALGORITMO DE CÁLCULO (PARTE 3)</b>									<b>105665.58</b>	<b>105665578</b>

**Momento por Sismo en la Línea de Base = 105665578 kg-cm**

**Momento por Sismo en la Línea de Tangencia = 97537456.80 kg-cm**

En las páginas siguientes, se observan los resultados finales de la evaluación de esfuerzos que actúan sobre las paredes del recipiente; se comprueba que para el espesor de 7/8 ", el esfuerzo es menor que el del material, por lo que se acepta este valor. El estudio se realizó por el lado de compresión y por el lado de tensión de la torre de destilación, también observamos que hay valores con signos negativos (compresión) y con signos positivos (tensión), esto se debe a lo forma de actuar de cada esfuerzo en los diferentes puntos.

Primeramente se realizó el cálculo para la línea de tangencia (Sección 2) y posteriormente para el cambio de diámetros en la sección transversal del recipiente (Sección 7).

\*\*\*\*\*EVALUACIÓN DE ESFUERZOS\*\*\*\*\*

**SECCIÓN 2**

**LADO A COMPRESIÓN**

**LADO A TENSIÓN**

**ESFUERZO DE FLEXIÓN**

Momento =	97537456.80	Kg-cm		Momento =	97537456.80	Kg-cm	
					0		
Diámetro Ext.=	263.545	cm		Diámetro Ext.=	263.545	cm	
Diámetro Int.=	259.100	cm		Diámetro Int.=	259.100	cm	
Módulo =	118206.052	cm <sup>3</sup>		Módulo =	118206.052	cm <sup>3</sup>	
			Compresión				Tensión
$\sigma_f =$	825.15	Kg-cm <sup>2</sup>	-825.15	$\sigma_f =$	825.15	Kg-cm <sup>2</sup>	825.15

**ESFUERZO DE COMPRESIÓN**

Peso de Oper.=	139535.20	Kg		Peso de Oper.=	139535.20	Kg	
----------------	-----------	----	--	----------------	-----------	----	--

Diámetro Ext. =	263.545	cm		Diámetro Ext. =	263.545	cm	
Diámetro Int. =	259.100	cm		Diámetro Int. =	259.100	cm	
Área Corr. =	1824.61	cm <sup>2</sup>		Área Corr. =	1824.61	cm <sup>2</sup>	
Compresión				Compresión			
$\sigma_c =$	76.48	Kg-cm <sup>2</sup>	-76.48	$\sigma_c =$	76.48	Kg-cm <sup>2</sup>	-76.48

**ESFUERZO DE PRESIÓN AXIAL**

Pm =	14.98	Kg-cm <sup>2</sup>		Pm =	14.98	Kg-cm <sup>2</sup>	
Diámetro Ext. =	263.545	cm		Diámetro Ext. =	263.545	cm	
Espesor =	2.223	cm		Espesor =	2.223	cm	
Dm =	261.322	cm		Dm =	261.322	cm	
Tensión				Tensión			
$\sigma_A =$	440.34	Kg-cm <sup>2</sup>	440.34	$\sigma_A =$	440.34	Kg-cm <sup>2</sup>	440.34

**ESFUERZO AXIAL NETO**

Compresión				Tensión		
$\sigma_{AN} =$	-461.28	Kg-cm <sup>2</sup>		$\sigma_{AN} =$	1189.01	Kg-cm <sup>2</sup>

**ESFUERZO INCREMENTADO POR EL MÓDULO DE POISSON**

Tensión				Compresión			
$\sigma_{IP} =$	-138.39	Kg-cm <sup>2</sup>	138.39	$\sigma_{IP} =$	356.71	Kg-cm <sup>2</sup>	-356.71

**ESFUERZO TANGENCIAL**

Tensión				Tensión			
$\sigma_T =$	880.68	Kg-cm <sup>2</sup>	880.68	$\sigma_T =$	880.68	Kg-cm <sup>2</sup>	880.68

**ESFUERZO TANGENCIAL REAL**

$\sigma_{TR} =$	1019.06	Kg-cm <sup>2</sup>		$\sigma_{TR} =$	523.98	Kg-cm <sup>2</sup>
-----------------	---------	--------------------	--	-----------------	--------	--------------------

**ESFUERZO PERMISIBLE DEL MATERIAL**

$\sigma_s =$	17500	lb-plg <sup>2</sup>		$\sigma_s =$	17500	lb-plg <sup>2</sup>	
$\sigma_s =$	1230.66	Kg-cm <sup>2</sup>		$\sigma_s =$	1230.66	Kg-cm <sup>2</sup>	
$\sigma_{SE} =$	1046.06	Kg-cm <sup>2</sup>		$\sigma_{SE} =$	1046.06	Kg-cm <sup>2</sup>	
<b>Condición</b>	$\sigma_{TR}$	<i>menor que</i>	$\sigma_{SE} =$	<b>Condición</b>	$\sigma_{TR}$	<i>menor que</i>	$\sigma_{SE} =$
	<u>1019.06</u>		<u>1046.06</u>		<u>523.98</u>		<u>1046.06</u>

## SECCIÓN 7

### LADO A COMPRESIÓN

### LADO A TENSIÓN

#### ESFUERZO DE FLEXIÓN

Momento =	15939965.4	Kg-cm		Momento =	15939965.4	Kg-cm	
Diámetro Ext. =	217.845	cm		Diámetro Ext. =	217.845	cm	
Diámetro Int. =	213.400	cm		Diámetro Int. =	213.400	cm	
Módulo =	80336.60	cm <sup>3</sup>		Módulo =	80336.60	cm <sup>3</sup>	
			Compresión				Tensión
$\sigma_f =$	198.42	Kg-cm <sup>2</sup>	-198.42	$\sigma_f =$	198.42	Kg-cm <sup>2</sup>	198.42

#### ESFUERZO DE COMPRESIÓN

Peso de Oper. =	85328.4	Kg		Peso de Oper. =	85328.4	Kg	
Diámetro Ext. =	217.845	cm		Diámetro Ext. =	217.845	cm	
Diámetro Int. =	213.400	cm		Diámetro Int. =	213.400	cm	
Área Corr. =	1505.52	cm <sup>2</sup>		Área Corr. =	1505.52	cm <sup>2</sup>	
			Compresión				Compresión
$\sigma_c =$	56.68	Kg-cm <sup>2</sup>	-56.68	$\sigma_c =$	56.68	Kg-cm <sup>2</sup>	-56.68

#### ESFUERZO DE PRESIÓN AXIAL

Pm =	14.98	Kg-cm <sup>2</sup>		Pm =	14.98	Kg-cm <sup>2</sup>	
Diámetro Ext. =	217.845	cm		Diámetro Ext. =	263.545	cm	
Espesor =	2.54	cm		Espesor =	2.54	cm	
Dm =	215.305	cm		Dm =	215.305	cm	
			Tensión				Tensión
$\sigma_A =$	317.45	Kg-cm <sup>2</sup>	317.45	$\sigma_A =$	317.45	Kg-cm <sup>2</sup>	317.45

#### ESFUERZO AXIAL NETO

			Tensión				Tensión
$\sigma_{AN} =$	62.36	Kg-cm <sup>2</sup>		$\sigma_{AN} =$	459.19	Kg-cm <sup>2</sup>	

#### ESFUERZO INCREMENTADO POR EL MÓDULO DE POISSON

			Compresión				Compresión
$\sigma_{IP} =$	18.71	Kg-cm <sup>2</sup>	-18.71	$\sigma_{IP} =$	137.76	Kg-cm <sup>2</sup>	-137.76

**ESFUERZO TANGENCIAL**

			Tensión				Tensión
$\sigma_T =$	634.90	Kg-cm <sup>2</sup>	634.90	$\sigma_T =$	634.90	Kg-cm <sup>2</sup>	634.90

**ESFUERZO TANGENCIAL REAL**

$\sigma_{TR} =$	616.19	Kg-cm <sup>2</sup>	$\sigma_{TR} =$	497.14	Kg-cm <sup>2</sup>
-----------------	--------	--------------------	-----------------	--------	--------------------

**ESFUERZO PERMISIBLE DEL MATERIAL**

$\sigma_S =$	17500	lb-plg <sup>2</sup>	$\sigma_S =$	17500	lb-plg <sup>2</sup>		
$\sigma_S =$	1230.66	Kg-cm <sup>2</sup>	$\sigma_S =$	1230.66	Kg-cm <sup>2</sup>		
$\sigma_{SE} =$	1046.06	Kg-cm <sup>2</sup>	$\sigma_{SE} =$	1046.06	Kg-cm <sup>2</sup>		
<b>Condición</b>	$\sigma_{TR}$	<i>menor que</i>	$\sigma_{SE} =$	<b>Condición</b>	$\sigma_{TR}$	<i>menor que</i>	$\sigma_{SE} =$
	<u>616.19</u>	menor que	<u>1046.06</u>		<u>497.14</u>	menor que	<u>1046.06</u>

Finalmente como podemos observar en los resultados anteriores nuestro recipiente esta dentro de los valores de Esfuerzos Permisibles, en cuanto a un Análisis Sísmico Dinámico se refiere.



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La naturaleza del fenómeno sísmico implica que los temblores futuros se pueden describir sólo en términos probabilísticos, en la elección del temblor del diseño debe considerarse explícitamente la probabilidad de que su intensidad se exceda cuando menos una vez durante la vida útil supuesta para la estructura. En consecuencia si se supone que su resistencia es determinista e igual a la de diseño, la estructura tiene una probabilidad de falla que es igual a la que se exceda con la de la intensidad de diseño.

Aún la recomendación más conservadora no suministra una protección absoluta contra el temblor más intenso que pudiera ocurrir, ni parece haber dentro de un rango práctico tal límite superior.

Por otra parte, las solicitaciones de diseño también dependen del sistema estructural, de los elementos y materiales de la estructura y de los detalles de diseño y construcción, los cuales determinan la forma de falla. Conviene considerar estos aspectos estructurales mediante dos conceptos: a) las características estructurales para soportar cargas sísmicas y b) la capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico a través del desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación.

El objetivo del presente trabajo la presente tesis tuvo como objetivos, presentar un procedimiento de análisis dinámico y diseño de recipientes verticales esbeltos sujetos a excitaciones sísmicas en su base, apoyándonos en un programa para computadora que efectúe la metodología propuesta. Lo encontrado satisface ampliamente lo anterior.

De acuerdo a lo investigado, la influencia de líquido dentro de los recipientes esbeltos, puede despreciarse, ya que al ser estos esbeltos la masa del líquido tiende a adherirse a las paredes del recipiente, considerándose de esta forma como una masa más del recipiente.

En cuanto al efecto de accesorios y tuberías presentado por estos en los recipientes, solo podemos tomar en consideración dicho efecto en recipientes no muy altos donde tuberías se encuentren conectadas a alguna parte del recipiente y por lo tanto generen momentos, en nuestro caso como los recipientes propuestos son demasiados altos, las tuberías que se conectan al recipiente corren a través de la pared del recipiente, por lo que se consideran únicamente como parte de la estructura del recipiente.

Inicialmente se tenía previsto aplicar lo investigado a un recipiente que se ubicara dentro de la Sonda de Campeche, pero basándonos en lo recaudado, y tomando en consideración que en las Plataformas Marinas existen recipientes con características distintas a las que se encontraron cuando se investigo; es decir que para poder aplicar la información contenida, en el presente trabajo, con toda confianza y aplicando las fórmulas a los modelos para los que en realidad se dedujeron, se tuvo que cambiar el lugar de ubicación del recipiente. Además de que en el transcurso del desarrollo de la etapa final de este trabajo, se presentó la oportunidad de analizar una Torre de Destilación ubicada en la Refinería de Tula, Hidalgo, la cual presentó inestabilidad durante su construcción.

Como el análisis que se realizó se trato de un torre ya diseñada por presiones externas e internas, y construida con todos sus elementos estructurales y de operación; el análisis solo se concentro en la parte de los esfuerzos generados por un sismo.

Los resultados finales nos muestran que los Esfuerzos Actuales son menores a los Esfuerzos Permisibles, por lo que podemos concluir que la Torre se comportara de una manera adecuada cuando se presente un sismo con las características que nosotros empleamos para el diseño.

En cuanto al Algoritmo de Cálculo, podemos decir que los resultados son confiables, ya que el modelo se probó contra un modelo similar pero modelado para analizarlo en un programa de análisis llamado Ansys; ya que los valores en cuanto a frecuencias de vibración se refiere tuvieron una variación del 6 % aprox. a nuestro favor, es decir las frecuencias dieron mas grandes por lo que los periodos fueron menores; mientras que los resultados obtenidos en los esfuerzos fueron 12 % menores que los obtenidos en

nuestro programa, por tanto fueron todavía menores a los esfuerzos permisibles. Por lo anterior podemos decir que nuestro Algoritmo actúa dentro de los parámetros conservadores para este tipo de análisis.

Por último cabe mencionar, que la parte crítica de la elaboración del Algoritmo de Cálculo, fue la elaboración de la subrutina que obtuviera los Valores y Vectores Característicos (Propiedades Dinámicas de los Recipientes). Para comprobar finalmente que los resultados que estábamos obteniendo fueran reales, se procedió a realizar una serie de corridas con diferentes modelos discretizados y resueltos, a fin de comparar los resultados; de esta forma se estuvo seguro de que lo hecho cumple con nuestros objetivos iniciales.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aplicación de la computadora digital en el diseño mecánico de recipientes a presión.  
Ruben Francisco Rincón Serrano (IPN 1979).
- Cálculo y diseño de recipientes a presión.  
Luis González Campos, Fernando Garrido Villavalcencia. (IMP).
- Introducción a la sismología  
Franz Sauter F.
- Análisis de riesgo sísmico en varios sitios de la bahía de Campeche.  
M. Chávez. (IMP).
- Pressure Vessel Design Hand-book  
Henry H. Bendar, P.E.
- Dynamics of Structures  
Rubisteins
- Dynamics of Structures  
R. J. Clough, Joseph Penzien.
- Dinámica Estructural  
Mario Paz.
- Dinámica de Suelos y Estructuras  
Rafael Colindress Selva.
- Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo -  
C.F.E.

- Análisis Sísmico Modal  
Carlos Magdaleno (IPN).
- Las funciones Matemáticas elementales  
Ramón Mendoza Puente.
- Mecánica de Materiales  
James M. Gere, Stephen P. Timoshenko.
- Ecuaciones Diferenciales y en Diferencias  
Próspero García M., Carlos De La Lanza E.
- Vibraciones Mecánicas  
R. Roca Vila, Juan León L.
- Análisis Numérico  
Richard L. Burden, J. Douglas Faires.
- Diseño Sísmico de Edificios  
Enrique Bazán, Roberto Meli

## REFERENCIAS

- (1) ANSI B31.3 Petroleum Refinery Piping. ASME  
New York, 1973.
- (2) Steels for Elevated Temperatures Service. U.S. Steel CO., 1969.
- (3) Dynamics of Structures.  
Ray W. Clough and Joseph Penzien.
- (4) Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo -  
CFE.
- (5) Structural Dynamics "Theory and Computation"  
Mario Paz, 1980.