



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE TORRES HIPERBÓLICAS DE
ENFRIAMIENTO: Propuestas para el manual
de CFE 2008**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE :

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(E S T R U C T U R A S)**

P R E S E N T A :

TRINIDAD ALFONSO HERRERA CHÁVEZ



Tutor: Dr. JUAN JOSÉ PÉREZ-GAVILÁN ESCALANTE

México, D. F. 2011

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Gómez Martínez
Secretario: Dr. José Alberto Escobar Sánchez
Vocal: Dr. Juan José Pérez-Gavilán Escalante
1er Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López
2do Suplente: Dr. Adrián Pozos Estrada

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Juan José Pérez-Gavilán Escalante


FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Por darme la oportunidad de llegar a esta etapa de mi vida.

A mis padres

José Herrera Puga y María Chávez Jiménez: por su apoyo y amor que nos han dado. Por enseñarnos el camino de rectitud, honestidad, sencillez y todo lo que nos ha hecho crecer como personas.

A mis hermanos

Raymundo, Héctor, Verónica, Sergio, Leonel, Guadalupe, Jesús y María: por todos los momentos que hemos compartido y por el lazo que nos une.

A todos mis sobrinos

Que dieron en algún momento a la casa esa alegría tan especial.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Con profundo agradecimiento a la universidad, por haberme formado como profesionalista y por todo el aprendizaje que obtuve en ella. Agradezco también a los profesores de la Facultad de Ingeniería del Posgrado.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

En el cual realicé este trabajo y aprendí muchas cosas.

Al Dr. Juan José Pérez-Gavilán Escalante

Por su dirección, tiempo, asesorías, revisión y corrección de este trabajo. Y por su apoyo y estímulo.

Y a todos los sinodales mencionados anteriormente.

A CONACYT

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico brindado para financiar mis estudios de posgrado.

**RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
DE TORRES HIPERBÓLICAS DE ENFRIAMIENTO:
Propuestas para el manual de CFE 2008**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1.- ASPECTOS GENERALES.....	4
1.1 DESCRIPCIÓN.....	4
1.2 CLASIFICACIÓN.....	5
1.3 COMPONENTES.....	6
1.4 GEOMETRÍA DE TORRES HIPERBÓLICAS.....	8
CAPÍTULO 2.- ACCIONES.....	10
2.1 VIENTO.....	10
2.1.1 Evaluación de las fuerzas.....	10
2.1.1.1 Obtención de las presiones.....	10
2.1.1.2 Obtención de las fuerzas.....	12
2.1.1.3 Otros parámetros.....	13
2.1.2 Nuevas disposiciones desde el manual de 1981.....	15
2.1.3 Disposiciones para torres hiperbólicas.....	17
2.1.3.1 Factor de amplificación dinámico.....	17
2.1.3.2 Coeficientes de distribución circunferencial de presión.....	18
2.1.3.3 Bataneo (Factor de Interferencia).....	21
2.1.3.3.a Interferencia en grupo de torres de enfriamiento.....	23
2.1.3.3.b Interferencia en torre de enfriamiento debida a un edificio.....	24
2.2 SISMO.....	27
2.2.1 Consideraciones generales.....	27
2.2.2 Factor de comportamiento sísmico.....	27
2.2.3 Efectos sísmicos.....	27
2.3 TEMPERATURA.....	28
2.3.1 Fuerzas térmicas.....	28
2.3.2 Condiciones de cargas.....	30
CAPÍTULO 3.- CONVENCIONES E INTERPRETACIÓN DE CARGAS Y ELEMENTOS MECÁNICOS.....	33
3.1 GENERALIDADES.....	33
3.1.1 Tipos de elementos.....	33
3.1.2 Conectividad de los elementos.....	34
3.2 PROPIEDADES Y CARGAS EN LOS ELEMENTOS.....	34
3.3 FUERZAS INTERNAS DE LOS ELEMENTOS.....	36

CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA TORRE DE ENFRIAMIENTO.....	40
4.1 GEOMETRÍA Y CONSIDERACIONES GENERALES.....	40
4.2 ESTRUCTURACIÓN Y ENSAMBLADO DE LA ESTRUCTURA.....	41
4.3 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA.....	44
4.3.1 Carga de Viento.....	44
4.3.2 Carga de Temperatura.....	46
4.3.1 Carga de Sismo.....	48
4.3.1 Carga Gravitacional.....	49
4.3.1 Combinaciones de Carga.....	49
4.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS.....	54
4.5 DISEÑO DEL REFUERZO.....	59
CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES.....	63
5.1 ACCIONES.....	63
5.2 MODELACIÓN MATEMÁTICA.....	64
5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	64
5.4 REVISIÓN DEL REFUERZO.....	65
BIBLIOGRAFÍA.....	67

INTRODUCCIÓN

Una torre de enfriamiento es una estructura a través de la cual fluye una corriente de aire con el fin de reducir la temperatura de agua.

En este trabajo se hace una revisión de las recomendaciones del manual de diseño de “Torres de Enfriamiento” de la CFE, en particular de torres hiperbólicas, y se proponen actualizaciones con base en la nueva información disponible. Principalmente tomando en cuenta las nuevas recomendaciones de la misma CFE en materia de análisis por viento y sismo y de estudios realizados con fecha posterior a la publicación del manual en 1981. Como parte de este esfuerzo se entregó a CFE una nueva propuesta actualizada de dicho manual.

Se dan aquí explicaciones adicionales que no es posible poner con detalle en un Manual y se da un ejemplo de cómo aplicar las recomendaciones para la definición de las cargas de viento, sismo y temperatura. Cabe aclarar que dichas recomendaciones son para torres clasificadas como húmedas de tiro natural.

Se muestran algunos resultados y se revisan algunas de las secciones críticas de las torres como son: las zonas de apoyo, la garganta y el dintel superior.

La investigación de este trabajo se auxilia de manuales nacionales como los de CFE y de normativas extranjeras como: el ACI (American Concrete Institute), IASS (International Association for Shell and Spatial Structures), BS (British Standard), etc., así como de artículos de investigación relacionados con este tipo de estructuras.

Cabe destacar, que no solo es importante el comportamiento y diseño estructural, sino también el buen desempeño hidráulico y mecánico, que es el objetivo de estas torres. La dirección dominante del viento y el clima del lugar son aspectos muy importantes en su funcionamiento, lo que da lugar a que estas estructuras tengan una acción del viento muy importante. Debido a esto, la acción del viento tendrá un estudio un mayor que las otras acciones.

Como se mencionó, la acción del viento es muy importante en este tipo de estructuras, por esta razón en este trabajo se hacen comparaciones entre los manuales de CFE de viento de los años: 1981, 1993 y 2008, con el objeto de entender la evolución de las especificaciones. Además de esto, se habla de la inestabilidad generada por dicha acción y de los estudios recientes que se refieren a la interferencia entre distintas estructuras.

La razón de estudiar este tipo de torres hiperbólicas de concreto, se debe a la mayor complejidad estructural que tienen éstas respecto a otro tipo de torres, y su uso potencial en el futuro. Esto se debe a que este tipo de torres que utilizan al aire como “enfriador”, son usadas donde el costo de la energía es alto.

A continuación, se presentan algunos ejemplos de las dimensiones de estas torres de enfriamiento, destacando las más grandes en el mundo.

Tabla 1 Características geométricas de algunas de las torres más grandes del mundo

Torres de Enfriamiento	Altura (m)	Diámetro Base (m)	Diámetro Garganta (m)	Diámetro Parte más alta de la torre (m)
Grand Gulf Nuclear Power Station, Port Gibson, Mississippi (1977)	150.5	118.2	72.6	77
RWE power station at Niederaussem, Alemania, año 2000	200	136	85.26	88.41
Ohaaki Tower, New Zealand	105	66.8	40.6	47.5
Civaux, Municipio de Civaux (Vienne, Francia)	177.5	134.2	85	88.1



Fig 1 Torre más alta del mundo, en construcción con 200 m de altura. Enero de 2000

La geometría de la primera torre de la tabla 1 es la que se usó en este trabajo como ejemplo de aplicación. La segunda torre es la considerada como la más grande del mundo.

En el primer capítulo de este trabajo se describe brevemente el funcionamiento de diversas torres, así como su clasificación y componentes, enfocándose a las de tiro natural. Además, se describen las características geométricas de las mismas. En el segundo capítulo se describen a detalle las acciones de viento, sismo y temperatura aplicadas a este tipo de torres. En el tercer capítulo se describen los aspectos generales de la modelación numérica y las convenciones utilizadas para la interpretación de resultados de los elementos finitos utilizados en este trabajo. En el cuarto capítulo, se muestra un ejemplo de análisis de aplicación práctica abarcando los capítulos anteriores. Y en el quinto y último capítulo, se redactan las conclusiones destacando lo más importante del análisis.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 DESCRIPCIÓN

Una gran cantidad de procesos industriales y otros, se llevan a cabo a temperaturas elevadas. Los sistemas de enfriamiento comúnmente utilizan agua para enfriar algunas etapas del proceso o bien para enfriar el producto final. Además, las industrias no pueden arrojar agua caliente al medio ambiente porque daña al ecosistema e infringe las leyes ambientales.

En el sistema de enfriamiento el agua caliente es descargada mediante rociadores sobre un sistema de rejillas (relleno) a través de las cuales cae el agua en gotas o pequeños chorros, entonces, la gota que se pone en contacto con el aire se le evapora la película exterior, requiriendo para este proceso que el aire absorba calor, el cual se toma de la propia gota, enfriándola consecuentemente. El enfriamiento se realiza tanto por pérdida de calor sensible (cambio de temperatura) como por el calor latente (cambio de estado físico). Aproximadamente el 80% de la transferencia de calor se debe al latente y el 20% al sensible.

Dichas torres son dispositivos de enfriamiento que pueden tener un buen rendimiento, ya que hasta el 98% (aproximadamente) del agua bombeada a la torre se enfría y regresa al sistema.

La característica primordial de estos dispositivos de enfriamiento es que permite ahorrar grandes cantidades de agua al reutilizarla en el proceso, siendo esto muy adecuado en lugares donde escasea.

En el resto de este trabajo, se estará haciendo énfasis en las torres de enfriamiento de concreto en forma de hiperboloide de revolución, las cuales llamaremos por facilidad torres de concreto hiperbólicas.

En cuanto al dimensionamiento de la altura, de la geometría en planta y elevación, de las entradas de aire y del sistema de aereación de estas torres, se basa en los aspectos termodinámicos del fenómeno de enfriamiento, entre los cuales se involucra al gasto de agua requerido. Las torres de concreto hiperbólicas, se proyectan para los casos en que se requiere un gasto grande de agua a enfriar y, por tanto, alta capacidad de disipación de calor.

Las torres de concreto hiperbólicas, funcionan adecuadamente en una amplia variedad de humedades y temperaturas, pero resultan más eficientes en climas fríos y secos. Estas torres se han hecho populares por la creciente tendencia a concentrar grandes capacidades de generación de energía eléctrica en un solo lugar, requiriendo, consecuentemente, volúmenes importantes de agua enfriada; en dichos casos estas torres han resultado económicamente atractivas. Cuando no se requiere capacidad alta de enfriamiento, las torres de madera pueden resultar más económicas y más convenientes por su mayor facilidad de construcción.

Cuando una torre de enfriamiento está en operación, la velocidad de entrada de aire por la parte inferior de la torre ocasiona la formación de una “vena contracta” en la corriente de aire que fluye hacia arriba, cuya apariencia es de cono truncado. Si la torre fuera cilíndrica, no se utilizaría el espacio entre el cilindro y el exterior de la vena contracta, por lo que una torre con forma de cono truncado tendría la misma eficiencia termodinámica de un cilindro, si tuviera igual base y altura, y si el diámetro en su parte superior no fuera menor que el de la vena contracta en ese nivel.

La torre en forma de cono truncado presenta la ventaja, adicional al costo, de que tiene menor área expuesta a la acción del viento, por lo que resulta más recomendable que la cilíndrica.

En otros ámbitos, las torres hiperbólicas de gran capacidad presentan otras ventajas sobre las de madera: requieren menor espacio y sistemas de tuberías más cortos, tienen mayor duración, necesitan menor mantenimiento, y se reduce notablemente la bruma que se ocasiona y la recirculación del aire caliente que sale de la torre.

1.2 CLASIFICACIÓN

Los métodos de enfriamiento utilizados incluyen: intercambio con aire de enfriamiento, con agua de enfriamiento y con refrigerantes. A grandes rasgos, la elección del método más apropiado depende de factores tales como: posición geográfica, condiciones climáticas, limitantes del proceso, costos, materiales, disponibilidad y calidad del agua, entre otros.

Los tipos de torres se clasificarán de acuerdo a lo siguiente:

- Tipo del proceso de enfriamiento:
 - ❖ Húmeda.- El agua caliente es descargada mediante rociadores sobre un sistema de rejillas (relleno) a través de las cuales cae el agua en gotas o pequeños chorros, cruzándose con una corriente de aire a temperatura ambiental.
 - ❖ Seca.- El calor se transfiere a través de tubos, por lo tanto, la caída de temperatura ocurre por conducción y radiación, y prácticamente nada por evaporación.
- Tipo de tiro del aire:
 - ❖ Tiro natural.- La corriente de aire se produce de manera natural, entrando por las aberturas en los costados de la torre, ocurriendo así el efecto de chimenea por estar el aire de adentro de la torre más caliente que el de afuera. Estas torres suelen usarse en lugares donde las velocidades del viento son relativamente altas, de 8 a 9 km/h, o bien donde el costo de la energía es alto.
 - ❖ Tiro mecánico.- Se produce la corriente de aire por medio de ventiladores o extractores.
 - Tiro inducido.- El extractor se coloca usualmente en la parte superior.
 - Tiro forzado.- El ventilador se coloca en la parte inferior.
- Tipos de relleno:
 - ❖ Torres Húmedas.- Este tipo de torres húmedas pueden llevar relleno interno para aumentar la transferencia de calor.
 - Salpiqueo.- Relleno perpendicular al flujo de aire.
 - Película.- Relleno paralelo al flujo de aire.
 - ❖ Torres Atmosféricas.- No llevan relleno.

- Tipo de flujo:
 - ❖ Cruzado.- El flujo de aire entra perpendicular a la caída del agua.
 - ❖ Contraflujo.- El aire fluye verticalmente en contra de la caída del agua.
- Forma de la torre:
 - ❖ Hiperbólicas
 - ❖ Redondas (cilíndricas)
 - ❖ Octagonales
 - ❖ Rectilíneas
- Material de la torre:
 - ❖ Concreto.- El concreto deberá cumplir con todas las características que marque cada norma correspondiente.
 - ❖ Madera
 - Preservada con aditivos, base agua
 - Preservada con aditivos, base aceite
 - Creosota (alquitrán de carbón)
 - ❖ Fibra de vidrio
 - Convencional
 - Plástico reforzado con fibra de vidrio
 - ❖ Acero
 - Inoxidable
 - Galvanizado
 - Al carbón
 - Anonizado y galvanizado
 - ❖ Asbesto-Cemento
- Tipo de fabricación:
 - ❖ Montadas en campo
 - ❖ Montadas en fábrica (paquete)

1.3 COMPONENTES

Los principales componentes de una torre de enfriamiento (Fig 1.1) son los siguientes:

- ⇒ Tuberías de alimentación y extracción del agua
- ⇒ Sistemas de distribución y rociado del agua.- Distribuyen y regulan el rocío del agua para que posteriormente descienda a la zona de relleno. La distribución puede ser por gravedad o presión.
- ⇒ Depósito del agua fría y obra de toma
- ⇒ Relleno.- Su función es acelerar la disipación de calor. Esto se logra incrementando el tiempo de contacto entre el agua y el aire, logrando una exposición continua entre estos y procurando la formación de pequeñas gotas que se depositen en forma de fina película.
- ⇒ Eliminador (reductor).- Una vez que el aire pasa por la zona de relleno enfriando al agua, el aire “húmedo” fluye hacia arriba, entonces, la función del eliminador es separar a las gotas de agua del aire depositándolas sobre la superficie del mismo el cual las regresa al interior de la torre.
- ⇒ Extractor o ventilador (si es el caso).- Su función es obtener el flujo necesario de aire para la óptima transferencia de calor.
- ⇒ Estructura (casarón).- Para producir el “efecto chimenea” en la expulsión del aire y minimizar la recirculación.
- ⇒ Cimentación

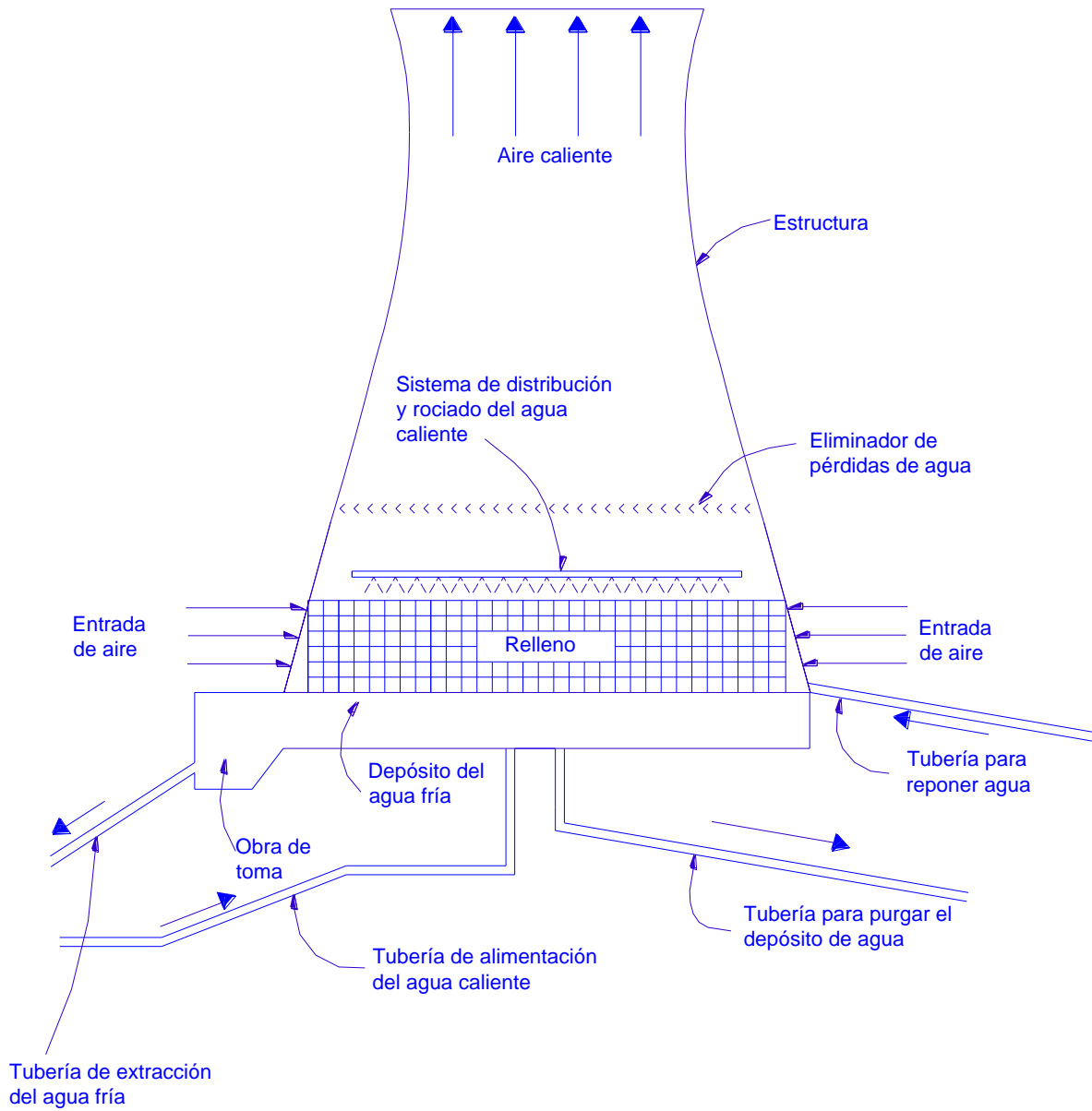


Fig 1.1 Componentes principales de una torre de enfriamiento

1.4 GEOMETRÍA DE TORRES HIPERBÓLICAS

De forma simple, una hipérbola con centro en el punto cartesiano (c,d) y eje principal paralelo al eje “X”, puede ser definida por la siguiente ecuación:

$$\frac{(x-c)^2}{a^2} - \frac{(y-d)^2}{b^2} = 1$$

La geometría para este tipo de torres es la de un hiperboloide de revolución. Al realizar “c” igual a cero y “d” como la altura de la garganta, localizamos el centro del hiperboloide. Se puede deducir que “a” es el radio de la garganta; y “b” se obtiene al sustituir $x=D/2$ y $y=0$. En la Fig 1.3 se ilustra la geometría de la expresión anterior.

Las expresiones que definen las coordenadas cilíndricas (R, θ, z) del hiperboloide de revolución son las siguientes:

$$R = \pm \sqrt{\left(1 + \frac{(z-z_g)^2}{b^2}\right) r_g^2} \quad \text{donde} \quad b = \sqrt{\frac{z_g^2}{(D'/2)^2 - r_g^2} - 1} \quad \text{y} \quad R = \pm \sqrt{X^2 + Y^2}$$

donde:

- r_g radio de la garganta
- z_g altura de la garganta, tomada desde la base del cascarón
- D' diámetro de la base del cascarón
- b parámetro calculado con la expresión anterior
- R radio de la circunferencia que varía con la altura “z”

En cuanto al punto inferior de las columnas, dicho punto puede definirse aproximadamente con las expresiones antes señaladas. Pero se recomienda que las columnas tengan la misma inclinación que la tangente localizada en el punto más bajo del cascarón (Fig 1.4). Por lo tanto, para localizar dichos puntos contamos con las siguientes expresiones:

$$\frac{D}{2} = \frac{D'}{2} + \frac{dR}{dz} \cdot h_c \quad \text{y} \quad \frac{dR}{dz} = \frac{(z-h_g)r_g}{b^2 \sqrt{1 + \frac{(z-h_g)^2}{b^2}}}$$

donde:

- dR/dz derivada de “R” respecto a “z”, para obtener la pendiente de la columna
- h_c altura de la columna proyectada a la vertical

La Fig 1.2 ilustra la geometría de la torre hiperbólica con los parámetros antes mencionados.

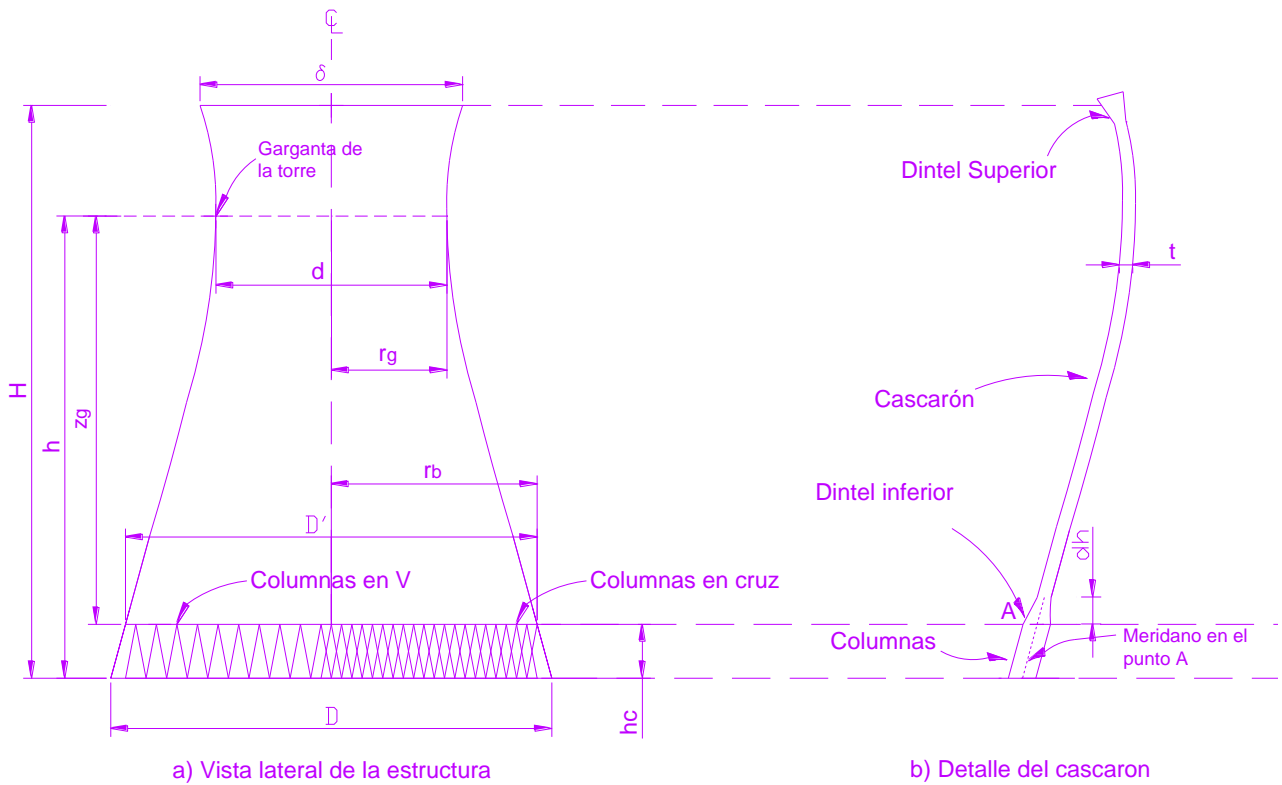


Fig 1.2 Geometría básica de una torre de enfriamiento

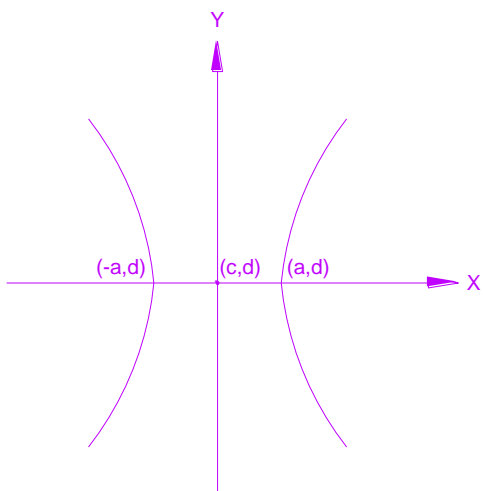


Fig 1.3 Geometría de la hipérbola en el plano

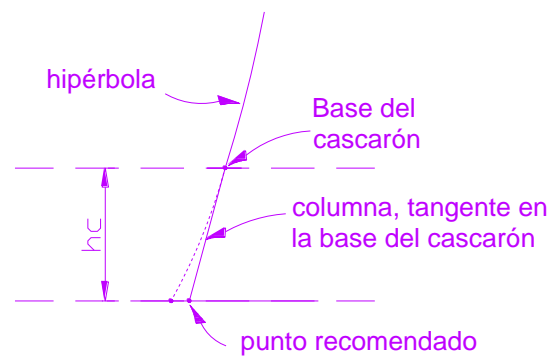


Fig 1.4 Inclinación de la columna en una torre

CAPÍTULO II

ACCIONES

2.1 VIENTO

Como ya se ha mencionado, las torres clasificadas como húmedas y de tiro natural funcionan a base de corrientes de aire, por lo tanto, estas torres están sujetas a la acción dominante del viento. Debido a que este trabajo está enfocado a este tipo de estructuras, el presente tema tratará esta acción de forma detallada.

2.1.1 EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS

El viento se puede definir como el movimiento de las masas de aire en la atmósfera que rodea al planeta tierra.

Cuando la atmósfera recibe parte de la energía calorífica emitida por el sol, esta energía origina el calentamiento de las capas de la atmósfera, entonces, se provocan cambios de temperatura. Debido a dichos cambios se generan gradientes de presión, y es así como se producen gradientes de velocidad, que es lo que origina el movimiento del aire, es decir, es un proceso termodinámico.

2.1.1.1 Obtención de las presiones

El cálculo de las presiones y succiones que el viento provoca al incidir sobre una superficie normal a su dirección, está basado en la llamada “presión dinámica de fluidos en movimiento”, calculada a partir del teorema de Bernoulli: $p = 1/2 \rho V^2$.

El valor básico de la densidad del aire que se considera para calcular presiones a nivel del mar y a $15^\circ C$ es $\rho = 1.2255 \text{ kg/m}^3$, este valor se sustituye en la expresión anterior.

De acuerdo a lo anterior, se describirán los siguientes conceptos para el cálculo de presiones:

- a) *Presión dinámica de base*.- Es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él. Dicha presión varía según la intensidad de la velocidad y la dirección.

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \quad (2.1)$$

donde:

- G factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional,
- V_D velocidad de diseño, en km/h , definida más adelante,
- q_z presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel de terreno, en kg/m^2 .

El factor de corrección se define como: $G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau}$

donde:

- Ω presión barométrica, en *mm de Hg* (mercurio),
- τ temperatura ambiental $^{\circ}C$.

La tabla correspondiente a la presión barométrica se encuentra en el manual de viento de CFE.

- b) *Presión actuante sobre estructuras*.- Esta presión está en función de la forma propia de la estructura, es decir, en función de un coeficiente de presión adimensional, C_p . Este coeficiente es variable y depende de la geometría de la construcción. La expresión es:

$$p_z = C_p q_z \quad (2.2)$$

- c) *Velocidad de diseño*.- Es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un elemento de la misma, y se evalúa de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (2.3)$$

A continuación se describen las siguientes variables para el cálculo de la velocidad:

- F_T .- Es un factor que depende de la topografía local del sitio, adimensional.
 - $F_T = 0.90$ para sitios protegidos.
 - $F_T = 1.00$ para sitios normales.
 - F_T para promontorios y terraplenes, se definen tres casos respectivos, según el manual CFE de Viento de 2008.
- F_{rz} .- Es un factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional.

- $F_{rz} = c \quad si \quad z \leq 10$
- $F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^{\alpha} \quad si \quad 10 < z < \delta$
- $F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^{\alpha} \quad si \quad z \geq \delta$

donde:

- z altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m,
- α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional,
- δ altura, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m,

c coeficiente de escala de rugosidad, adimensional

- V_R .- Velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h . Dicha velocidad se obtiene de dos formas:
 - ✓ Tomando en cuenta la importancia de la estructura, utilizando como parámetro el periodo de retorno fijo, T_R .
 - ✓ La otra forma está relacionada con el costo relativo de las pérdidas en caso de producirse una falla estructural. El parámetro adimensional es Q .

Para la obtención de algunos parámetros se necesitan de las siguientes clasificaciones:

➤ *Clasificación de las estructuras según su importancia*

La seguridad necesaria para que una construcción dada cumpla adecuadamente con las funciones para las que se haya destinado puede establecerse a partir de niveles de importancia o de seguridad. Dichos niveles se asocian con velocidades del viento que tengan una probabilidad de ser excedidas, o con velocidades óptimas correspondientes a aquellas en que se presentan costos mínimos, y a partir de éstas se evalúa la magnitud de las solicitaciones de diseño debidas al viento.

La importancia de las estructuras está en función de los periodos de retorno que deberán considerarse para el diseño por viento; de esta manera, los Grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, respectivamente.

➤ *Categorías de terrenos según su rugosidad*

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico, intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales del sitio en donde se desplantará la construcción. Para evaluar dichos factores, es necesario establecer las clasificaciones correspondientes.

Las categorías se clasifican por número y van del uno al cuatro. Estas categorías se usan para la obtención de los valores de los parámetros correspondientes usados en el factor F_{rz} .

2.1.1.2 Obtención de las fuerzas

La dirección de las presiones del viento debe ser normal a la superficie considerada. Por lo tanto, la fuerza de arrastre se determinará multiplicando, la presión neta por el área de la torre de enfriamiento proyectada sobre un plano vertical.

En una estructura hiperbólica, con sección circular cuyo diámetro varía con la altura, sería conveniente discretizar los elementos expuestos al viento, como lo hace un programa de computadora de elementos finitos, con el fin de poder obtener fuerzas de viento con una mejor aproximación.

2.1.1.3 Otros parámetros

En la actualidad en México, ha cambiado el concepto de factor de ráfaga, en el manual CFE de Viento de 1993, este factor es definido como: “el cociente entre la velocidad de ráfaga y la media asociada a un lapso de promediación de una hora, ambas para un sitio dado”.

Dicho manual, especifica que el factor de respuesta dinámica debido a ráfagas, F_g , es definido como la relación entre el efecto máximo de respuesta de una variable aleatoria, R_p , y el efecto medio de esa misma variable. La respuesta R_p puede representar, la velocidad, la fuerza o el desplazamiento máximos.

Una expresión general de cómo calcula el manual de CFE la respuesta máxima o de pico, es:

$$R_p = \mu + g_p \sigma \quad (2.8)$$

donde:

μ es el valor medio de la variable R .

σ la desviación estándar de la variable R .

g_p el factor de respuesta máxima o de pico, de la variable R .

Esta ecuación expresa que el valor pico de la respuesta en cuestión se obtiene de la distribución de probabilidad de la variable aleatoria R (velocidad, fuerza o desplazamiento).

El factor de pico, g_p , permite establecer el número de desviaciones estándar por las que el valor pico, R_p , excede el valor medio, μ ; este factor pico depende de la probabilidad, p , que se define como la probabilidad de que el valor de la variable R no exceda el valor característico, R_p , en cualquier año, lo cual se escribe como:

$$p = P(R \leq R_p) \quad (2.9)$$

El factor de respuesta dinámica se expresa como:

$$F_g = \frac{R_p}{\mu} = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (2.10)$$

La relación σ/μ es una medida de la amplitud de las fluctuaciones de la variable considerada para un sitio dado, también es conocido como el índice de turbulencia. Esta relación es un parámetro estadístico.

La ecuación 2.10 es manejada en la literatura de ingeniería de viento, así como en muchas normativas, y es así como obtienen el parámetro de respuesta dinámica, llamado “factor de ráfaga”.

En las normas NTC-DF del 2004, en la notación lo nombran factor de ráfaga y más adelante lo llaman factor de amplificación dinámica.

En el manual CFE de Viento de 1981, este factor de ráfaga, FR, como está descrito en el punto 2 de la sección 2.1.3 de este trabajo, multiplica a la velocidad V_R , y es así como se justifican los efectos dinámicos para estructuras tipo 2 (como con las torres).

A diferencia del manual CFE de 1981, actualmente, estos factores de respuesta dinámica, multiplican directamente a la presión obtenida.

El factor de ráfaga toma en cuenta la influencia del carácter dinámico de la carga de viento sobre la respuesta estructural, como por ejemplo, la influencia de la fluctuación de la velocidad de viento y dirección, fuerzas de inercia, amortiguamiento, etc.

El Factor de Amplificación Dinámica (FAD) o Factor de Ráfaga (FR), es altamente dependiente del intervalo de promediación de la velocidad de diseño. A mayor intervalo de promediación, será mayor la turbulencia, en consecuencia, el FAD será mayor. Por ejemplo, para vientos de velocidad horaria, los factores de amplificación resultan ser más grandes que para intervalos de promediación menores de una hora.

El intervalo de promediación esta asociado a la velocidad regional, pero no a la velocidad de diseño. La velocidad regional depende de la zona y la velocidad de diseño depende de la altura considerada.

El FAD depende de la velocidad, por ejemplo, en torres de enfriamiento el FR depende de la velocidad en la parte superior de la torre; como en la expresión para calcular la velocidad reducida, $V_H / (f r_g)$, si se fija f y r_g , al aumentar V_H también aumenta el factor de ráfaga. Referirse a la sección 2.1.3.1 para la definición de las literales.

Al aumentar la altura, la velocidad de diseño aumenta y el índice de turbulencia disminuye. Después de rebasar la altura gradiente, δ , se supone que la variación de la velocidad del viento es poco significativa. Debido a que el FAD toma en cuenta la influencia de la fluctuación de la velocidad de viento, entonces, el FAD disminuirá conforme aumenta la altura. Por otra parte, al aumentar la velocidad regional aumenta el FAD. Esto concuerda con los FAD's calculados en la normativa canadiense y en las NTC-DF de 2004.

Del análisis espectral del registro de velocidades de viento, se deduce que los periodos más peligrosos están comprendidos entre 2 y 100 segundos. Para fines prácticos, se habla de periodos mayores a 2 segundos, ya que el extremo superior se encuentra muy por encima de los que pueden esperarse en estructuras civiles. Esto es importante, ya que en los manuales de CFE-Viento de 1993 y 2008, indican que se realicen análisis dinámicos en estructuras con $H/D > 5$ ó $T > 1s$. Obsérvese que el límite de un segundo puede ser relativamente conservador, ya que el análisis espectral indica 2 segundos.

En estructuras de gran altura como torres de enfriamiento, se tienen periodos relativamente pequeños y relación de aspecto menor a cinco. En la tabla 1 del capítulo de introducción del presente trabajo, se puede observar que se tienen relaciones de aspecto menores a dos, tomándose como “D” al promedio del diámetro de la garganta y diámetro de la base. Esto puede ser una justificación de diseñar este tipo de torres para empujes estáticos ocasionados por el viento, adicionando el FAD.

2.1.2 NUEVAS DISPOSICIONES DESDE EL MANUAL DE 1981

El objetivo de esta sección es comparar las expresiones de las presiones de viento ante las distintas disposiciones de los manuales de CFE-Viento de los años 1981, 1993 y 2008, haciendo énfasis en que el manual usado en este trabajo es este último.

De acuerdo a la sección 2.1.1.1, se seguirá ese orden para realizar las comparaciones como sigue:

1. Presión debida al viento

Tabla 2.1 Expresiones para el cálculo de la presión

Manual CFE-1981	Manual CFE-1993	Manual CFE-2008
$p = 0.0048 G C V_D^2$	$q_z = 0.0048 G V_D^2$ $p_z = C_p q_z$	$q_z = 0.0048 G V_D^2$ $p_z = C_p q_z$

El manual de 1981 maneja la expresión como se muestra. Los últimos dos manuales calculan la presión en dos partes como se indica en la tabla de arriba. Las literales están definidas en la sección 2.1.1.1, incisos a) y b). El valor de G es el indicado en dicho inciso b) para los manuales de 1993 y 2008; y el manual de 1981 lo calcula con la expresión $G = (8 + h)/(8 + 2h)$.

2. Velocidad de diseño

Tabla 2.2 Expresiones para el cálculo de la velocidad

Manual CFE-1981	Manual CFE-1993	Manual CFE-2008
$V_B = K V_R$ $V_Z = \begin{cases} V_B; & z \leq 10m \\ V_B (z/10)^\alpha; & 10 < z < \delta \\ V_\delta; & z \geq \delta \end{cases}$ $V_D = F_R V_Z$	$V_D = F_T F_\alpha V_R$ $F_\alpha = F_C F_{rz}$ $F_{rz} = \begin{cases} 1.56 (10/\delta)^\alpha; & z \leq 10m \\ 1.56 (z/\delta)^\alpha; & 10 < z < \delta \\ 1.56; & z \geq \delta \end{cases}$	$V_D = F_T F_{rz} V_R$ $F_{rz} = \begin{cases} c; & z \leq 10m \\ c (z/10)^\alpha; & 10 < z < \delta \\ c (\delta/10)^\alpha; & z \geq \delta \end{cases}$

Las expresiones para la velocidad de diseño aparecen en ese orden en cada manual. Las literales están definidas en la sección 2.1.1.1, incisos c). Para el manual de 1981, “K” y “FR” son los factores de topografía y de ráfaga, respectivamente. Para torres de enfriamiento, los factores de ráfaga son los indicados en el manual de CFE correspondiente a torres de enfriamiento.

3. Parámetros para el cálculo de la velocidad de diseño

Tabla 2.3 Valores para el factor de topografía

FACTOR DE TOPOGRAFÍA (F_T)					
Manual CFE-1981		Manual CFE-1993		Manual CFE-2008	
Muy accidentada	0.7	Protegidos	0.8 y 0.9	Protegidos	0.9
Zonas arboladas	0.8	Normales	1.0	Normales	1.0
Campo abierto	1.0	Expuestos	1.1 y 1.2	Expuestos	(*)
Promontorios	1.2				

(*) Ecuaciones 4.2.6 a 4.2.8, manual CFE-2008.

Tabla 2.4 Valores para definir el perfil vertical de la velocidad

VALORES DE α y δ									
Categoría de terreno	Manual CFE-1981		Manual CFE-1993				Manual CFE-2008		
	α	δ (m)	α			δ (m)	α	δ (m)	c
			A	B	C				
1	0.14	200	0.099	0.101	0.105	245	0.099	245	1.137
2	0.14	275	0.128	0.131	0.138	315	0.128	315	1.000
3	0.22	400	0.156	0.160	0.171	390	0.156	390	0.881
4	0.33	460	0.170	0.177	0.193	455	0.170	455	0.815

Tabla 2.5 Valores del factor de tamaño

Manual CFE-1993	
Clase de estructura	F_C
A	1.00
B	0.95
C	0.90

En el manual de 1993, se usa el coeficiente F_C , que depende tanto de las dimensiones totales horizontales como verticales de la estructura.

Como ya se mencionó en la sección 2.1.1.3 de este trabajo, en el manual del 81, el factor de ráfaga se multiplicaba a la velocidad regional, y a partir del 93, el llamado factor de amplificación dinámico se multiplica directamente a la presión.

2.1.3 DISPOSICIONES PARA TORRES HIPERBÓLICAS

En lo que sigue, se explicarán las disposiciones de la acción del viento que deben contemplarse para el diseño de torres hiperbólicas, algunas de estas consideraciones ya han sido explicadas de forma general.

Para evaluar las fuerzas de viento en este tipo de estructuras es necesario seguir la metodología señalada en la sección 2.1.1 del presente trabajo, que es proveniente del MDOC-CFE (Viento2008), tomando en cuenta los siguientes puntos:

- La estructura es considerada del grupo A, por pertenecer a un sistema de generación de energía eléctrica.
- Se clasifica dentro del tipo 2 y dicha clasificación está dada desde el manual de torres de enfriamiento de 1981, y la torre se diseñará solamente para fuerzas de viento calculadas estáticamente multiplicándolas por el factor de amplificación dinámico F_d . Esta carga de viento tendrá un periodo de recurrencia de 200 años por ser una estructura de gran importancia. Dicho valor difiere con el de las normas IASS y BS-4485, que especifican 50 años, y con el del ACI-334, que señala 100 años.

Para obtener la presión o succión debida al viento horizontal actuando en la superficie exterior del cascarón, se calcula con la siguiente expresión:

$$p(z) = 0.0048 G V_D^2 C(\theta)$$

donde:

- $C(\theta)$ coeficiente de distribución circunferencial de la presión del viento (adimensional)
- θ ángulo medido a partir de la línea definida por la dirección del viento, con origen en el lado de barlovento (Fig 2.1)

El resto de los parámetros ya fueron descritos en la sección 2.1.1.

2.1.3.1 Factor de amplificación dinámico

El factor de amplificación dinámico deberá calcularse de acuerdo a la Tabla 2.6:

Tabla 2.6 Valores del factor de amplificación dinámico

$V_H / f r_g$	≤ 0.80	1.60	2.00
F_d	1.85	2.00	2.15

Obsérvese como este factor depende de la frecuencia natural fundamental de la estructura, f (en Hz), de la velocidad del viento en la parte superior de la torre, V_H (en m/s), y del radio de la garganta de la torre, r_g (en m). Para valores intermedios de $V_H / f r_g$ se interpolará linealmente. Para valores de $V_H / f r_g > 2.0$, formas radicalmente diferentes o materiales diferentes, el factor de amplificación dinámica deberá evaluarse por medio de pruebas de túnel de viento y/o análisis especiales.

Como se mencionaba en la sección 2.1.1.3, a mayor velocidad V_H el factor de amplificación tenderá a ser mayor, por lo tanto en una zona en la que la velocidad regional sea muy alta es muy probable que se rebase el límite antes señalado y en consecuencia se tengan que hacer pruebas en túnel de viento. Además, como se puede observar, a medida que la rigidez y/o radio de la garganta disminuyen la tendencia es que el factor de amplificación aumente.

Los factores de amplificación dinámica se emplearán para el cálculo de las fuerzas internas; los momentos flexionantes se incrementarán en un 15 por ciento, según lo reporta los resultados experimentales.

Los factores de amplificación presentados en la Tabla 2.6 corresponden a los mismos factores de ráfaga que se especifican en la norma de la IASS, los cuales se basan en resultados experimentales. En el manual de 1981 estos factores eran la raíz cuadrada de los presentados en dicha tabla. Así se establece, ya que en el nuevo Manual de viento de CFE el factor de amplificación dinámica multiplica a las presiones, mientras que en el manual del 81 este factor multiplicaba a la velocidad regional. En la IASS también dichos factores multiplican a las presiones.

2.1.3.2 Coeficientes de distribución circunferencial de presión

En la Tabla 2.7 se presentan los valores de $C(\theta)$ para θ a cada 15 grados, correspondientes a torres con estrías y aisladas de otras estructuras; la representación esquemática se muestra en la Fig 2.1. Para fines de cálculo y con una mayor precisión, el coeficiente $C(\theta)$ se puede expresar mediante la serie de Fourier:

$$C(\theta) = \sum_{n=0}^{\infty} (a_n \cos(n\theta))$$

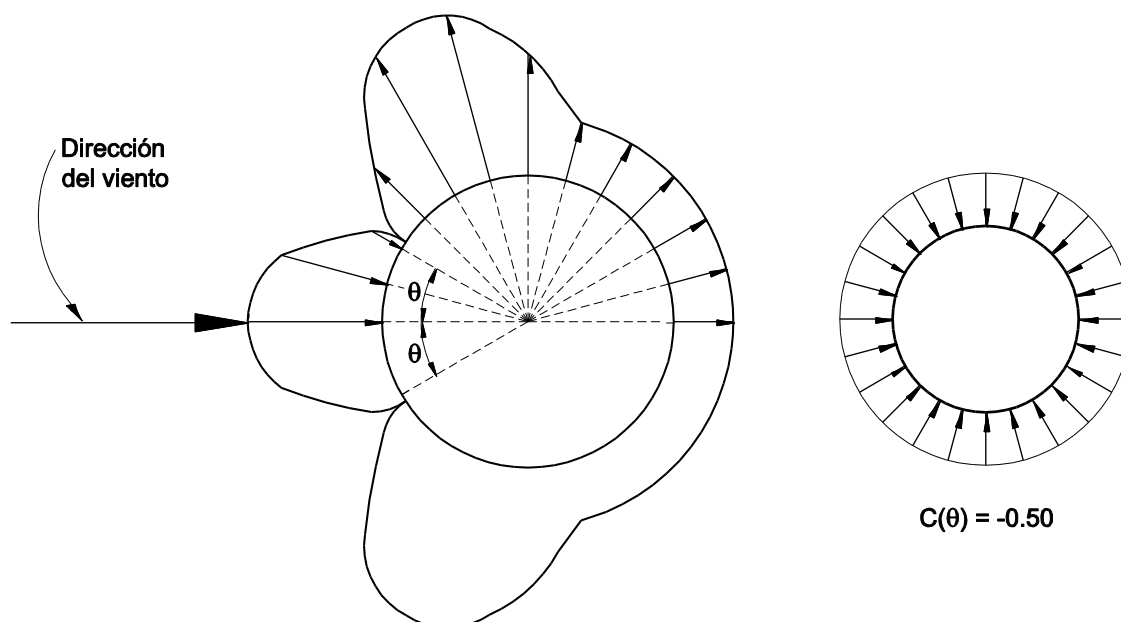


Fig 2.1 Distribución circunferencial de la presión de viento, $C(\theta)$, en un cascarón con estrías

Tabla 2.7 Valores de $C(\theta)$ para cascarones con estrías

θ°	0	15	30	45	60	75	90	105 a 180
$C(\theta)$	+1.0	+0.8	+0.2	-0.5	-1.2	-1.3	-0.9	-0.4

Los coeficientes de Fourier correspondientes son los indicados en la Tabla 2.8:

Tabla 2.8 Valores de los coeficientes de Fourier para calcular $C(\theta)$ para un cascarón con estrías rectangulares

n	a_n
0	-0.3923
1	0.2602
2	0.6024
3	0.5046
4	0.1064
5	-0.0948
6	-0.0186
7	0.0468

Para que los valores de la Tabla 2.7 sean aplicables se requiere que el ancho de las estrías (W) sea $2K \leq W \leq 5K$ y $0.0055 \leq K/S \leq 0.0800$, como se muestra en la Fig 2.2. Ya que dichos valores fueron obtenidos para tal rugosidad.

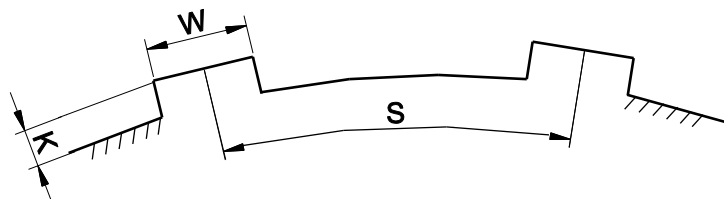
Adicionalmente a la presión sobre la superficie exterior del cascarón, indicada anteriormente, se deberá considerar una succión horizontal en el interior del mismo, con un coeficiente $C(\theta) = -0.5$ (Fig 2.1), independiente de θ , de la altura y de la rugosidad del cascarón (Fig 2.2).

En cuanto a las estrías, deben diseñarse los cascarones con estrías meridionales de forma rectangular a todo lo alto del mismo (Fig 2.2), separadas entre sí una distancia igual o menor de $1/50$ de la circunferencia del cascarón; además, las estrías deberán cumplir con la siguiente condición:

$$0.0055 \leq K/S \leq 0.0800 \quad (\text{I.3})$$

donde:

- K distancia que sobresalen las estrías sobre la superficie del cascarón
- S separación de las estrías centro a centro
- W ancho de las estrías

**Fig 2.2 Geometría de estrías en el cascarón**

Los coeficientes de distribución circunferencial dependen del número de Reynolds, de la turbulencia y de la rugosidad de la superficie del cascarón. Los valores del coeficiente $C(\theta)$ son los mismos que se recomiendan por el ACI-334 desde 1977, los cuales han sido determinados a base de mediciones en modelos y prototipos (Nieman, H. J. en 1969 y ASCE en 1961).

Los coeficientes difieren para los casos en que el cascarón se considera liso o rugoso. Se considera rugoso cuando se colocan costillas o estrías en dirección meridional a todo lo alto del cascarón, las cuales reducen el efecto de la succión en la superficie externa. Para la revisión del manual actual (2008) ya no se indican valores del coeficiente de presión para cascarones lisos, ya que los cascarones con estrías reducen los factores de presión, al menos para algunos valores de θ y no parece haber una razón para no usarlas.

A continuación se muestra una comparativa de los coeficientes de presión (Fig 2.3) especificados en distintos reglamentos: IASS(1977), ACI(1984), BS-4485(1996) y CFE(2008). Se observa que, en general, son muy consistentes. La norma BS presenta los coeficientes afectados algebraicamente por la succión interna, por lo tanto, se tuvo que restar la succión interna para poderlos comparar con el resto de los reglamentos. Los coeficientes del ACI-334.2R-84 son para una rugosidad de $K/S \leq 0.010$.

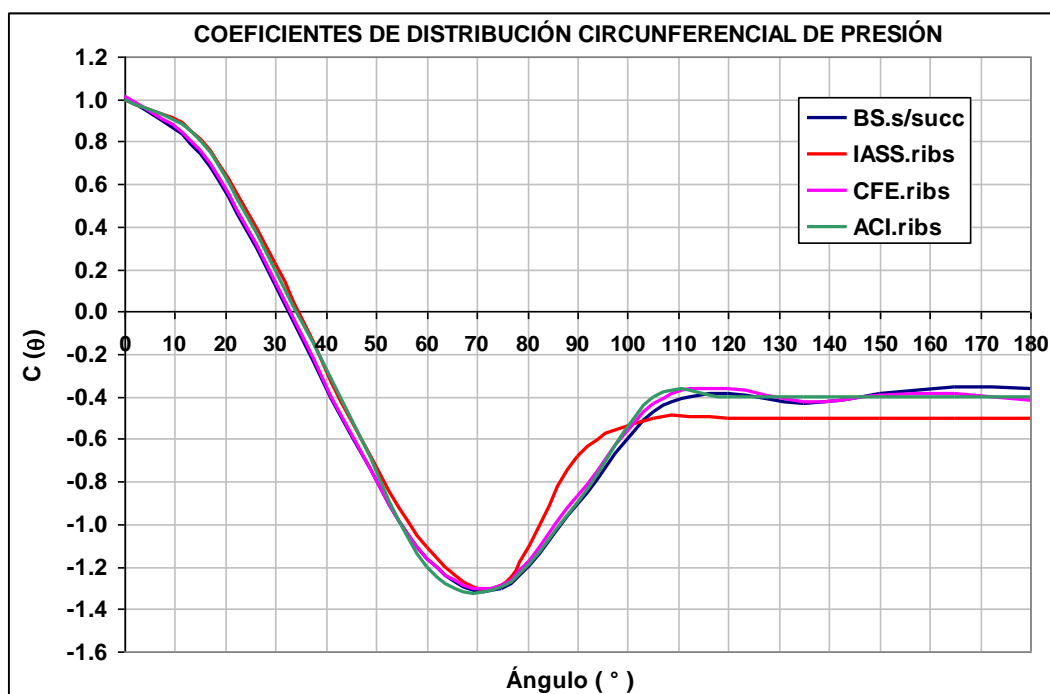


Fig 2.3 Valores de $C(\theta)$ en diversos reglamentos

Mediante experimentos en túnel de viento se ha demostrado que la dimensión más importante de las estrías es la distancia, K , que sobresale del cascarón, habiéndose encontrado también que la relación K/S puede usarse como índice de rugosidad.

En las pruebas (1969) con un modelo de cascarón cilíndrico con estrías, aplicando el viento con ángulos de incidencia medidos respecto a un eje horizontal, de -10° , 0° y $+10^\circ$, se obtuvieron coeficientes $C(\theta)$ para la superficie exterior muy parecidos, por lo que en el intervalo de -10° a $+10^\circ$ se puede considerar que $C(\theta)$ es independiente de dicho ángulo de incidencia. Por otra parte, la succión en la superficie interior resultó ser igual a -0.63 , -0.59 y -0.54 , respectivamente.

Si se decide emplear estrías meridionales en el cascarón, es recomendable realizar pruebas con modelos en túnel de viento para determinar el valor óptimo de la relación K/S . El valor óptimo que se obtuvo al realizar una serie de ensayos empleando estrías rectangulares, resultó ser $K/S = 0.08$, y que el ancho de las mismas tiene poco efecto en la reducción de la succión externa.

Según el ACI, la presión externa negativa máxima (succión) decrece conforme la velocidad de viento es incrementada. Los resultados varían entre de 25 mph (11 m/s) con un valor de Reynolds de $Re=4.0 \times 10^7$, y 40 mph (18 m/s) con un valor de $Re=6.5 \times 10^7$; sobre el cual, el rango de presión negativa máxima (succión) decayó de -1.31 a -1.29 .

En estudios experimentales en túnel de viento se han reportado coeficientes de presión negativa (succión) interna de 0.50 . Por otro lado, también se han reportado valores de 0.40 , pero la mayoría de los reglamentos han adoptado 0.50 .

2.1.3.3 Bataneo (Factor de Interferencia)

Es importante estudiar la vibración por bataneo (*buffeting*), ya que las torres cuando se encuentran en grupos, generalmente de dos a tres torres juntas, se generan efectos de interferencia lo que hacen que aumenten esfuerzos en la torre de sotavento.

Los diferentes tipos de inestabilidad excepto el caso del galope inducido por la estela de otro obstáculo situado corriente arriba, tienen en común que son inestabilidades inducidas por la propia estructura que las sufre, y son inestabilidades que pueden aparecer incluso aunque la corriente incidente sea poco turbulenta.

La vibración por bataneo es aquella que se produce por las turbulencias u otras perturbaciones de la corriente no producidas por el obstáculo que las sufre, distinguiéndose dos tipos de bataneo:

- 1) El generado por la propia turbulencia de la corriente incidente (que puede dar lugar a cargas cuasiestáticas o dinámicas).
- 2) El debido a las perturbaciones causadas por algún otro obstáculo próximo situado corriente arriba del obstáculo en consideración; este último tipo de bataneo se conoce en la literatura como **bataneo de estela o interferencia**.

La figura 2.4 muestra una configuración típica de bataneo de estela, con una edificación de planta rectangular en la estela de otro de sección circular. El edificio recibe los torbellinos producidos a ambos lados del primero (estructura circular), pero los torbellinos inciden en puntos diferentes de la fachada de barlovento del segundo bloque, lo que puede provocar la excitación de un modo de vibración a torsión en el segundo edificio.

Como la turbulencia es un fenómeno marcadamente tridimensional, el bataneo, sea el debido a turbulencia del viento atmosférico o el inducido por estelas, puede producir efectos de vibraciones longitudinales, transversales y de torsión.

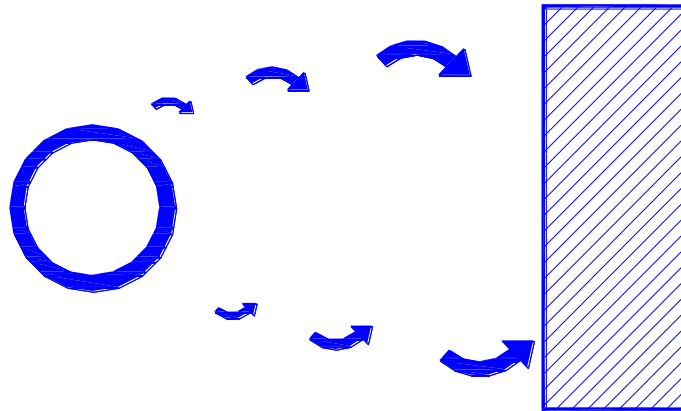


Figura 2.4 Bataneo de estela o interferencia

Algunos códigos de diseño por viento, toman como hipótesis el evaluar las fuerzas de viento como si la estructura estuviese aislada, pero esto no es necesariamente cierto, ya que si existen estructuras cercanas a la ya mencionada, se generarán esfuerzos adicionales debidos a la interferencia de las otras estructuras.

Las torres de enfriamiento por ser estructuras especiales son sensibles a la intensidad de carga y a la distribución de carga. Usualmente, los efectos intensos debidos a la interferencia son restringidos para rangos pequeños del ángulo del flujo. Para otras direcciones del viento, si existen edificios vecinos, dichos edificios proveen un efecto de resguardo a la torre de enfriamiento.

Para valuar los factores de interferencia entre un grupo de torres, los parámetros más importantes son: la distancia eje a eje entre las torres y el diámetro medio de la torre de barlovento, pero también habrá que tomar en cuenta que las torres deben tener dimensiones parecidas entre sí. En cambio, cuando existen un grupo de estructuras como un edificio y una torre, estos parámetros serán: la forma y las dimensiones del edificio, la posición de la torre respecto al edificio (la torre debe estar situada aguas abajo de la esquina del edificio), la dirección del viento y las alturas de ambas estructuras.

El manual de CFE(2008) de Torres Hiperbólicas, introduce una metodología sencilla para evaluar los efectos de viento cuando se tiene un grupo de estructuras cercanas entre sí. Esta metodología se obtiene de la ref-17 y se basa en resultados experimentales, donde el autor principal es H. J. Niemann, investigador de numerosos artículos en viento y torres hiperbólicas, además, es referenciado desde hace mucho tiempo en muchos reglamentos como la IASS, ACI, BS, etc.

En dicho manual, se establece que en los casos en que la torre:

- forma parte de un grupo de torres,
- está situada cerca de otras estructuras, como edificios, o
- se localice en un sitio en que el viento no incida horizontalmente, como sucede en una colina o en una depresión del terreno; los valores de $C(\theta)$ y de los factores de amplificación dinámica deberán determinarse mediante pruebas con modelos en túnel de viento, que reproduzcan fielmente las condiciones que tendrán los prototipos.

Alternativamente, para los casos a) y b), el valor de $C(\theta)$ y el factor de amplificación dinámico se usarán considerando la torre aislada, multiplicando, los efectos del viento por un Factor de Interferencia F_i , independiente de θ y de la altura. Esto es aplicable siempre que la torre en cuestión esté suficientemente cercana de otras torres o edificios según se indica más adelante.

a) Interferencia en grupo de torres de enfriamiento

El uso del factor de interferencia que se define en este inciso a), sólo es aplicable a grupos de dos y tres torres de enfriamiento como se muestra en la Fig 2.5. Para la obtención de dicho factor de interferencia se usa la Fig 2.6. Esta especificación podrá usarse para grupos de torres que no difieran en alturas y diámetros en más de un 15%. El diámetro medio (d_m) para utilizar las curvas de la Fig 2.6 es el de la torre de barlovento.

Las llamadas torres de barlovento y sotavento son las que se encuentran aguas arriba y aguas abajo del flujo de viento, respectivamente. En otras palabras, el flujo de viento pegará primero en la torre de barlovento.

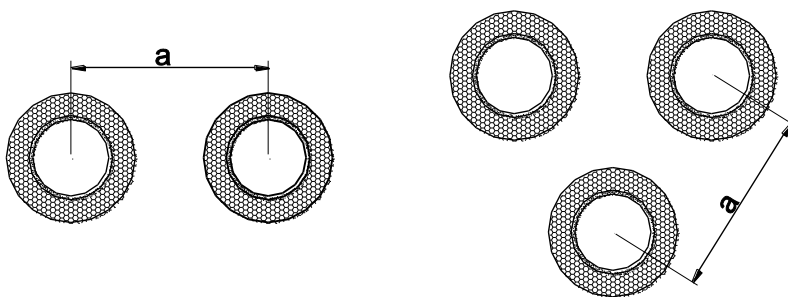
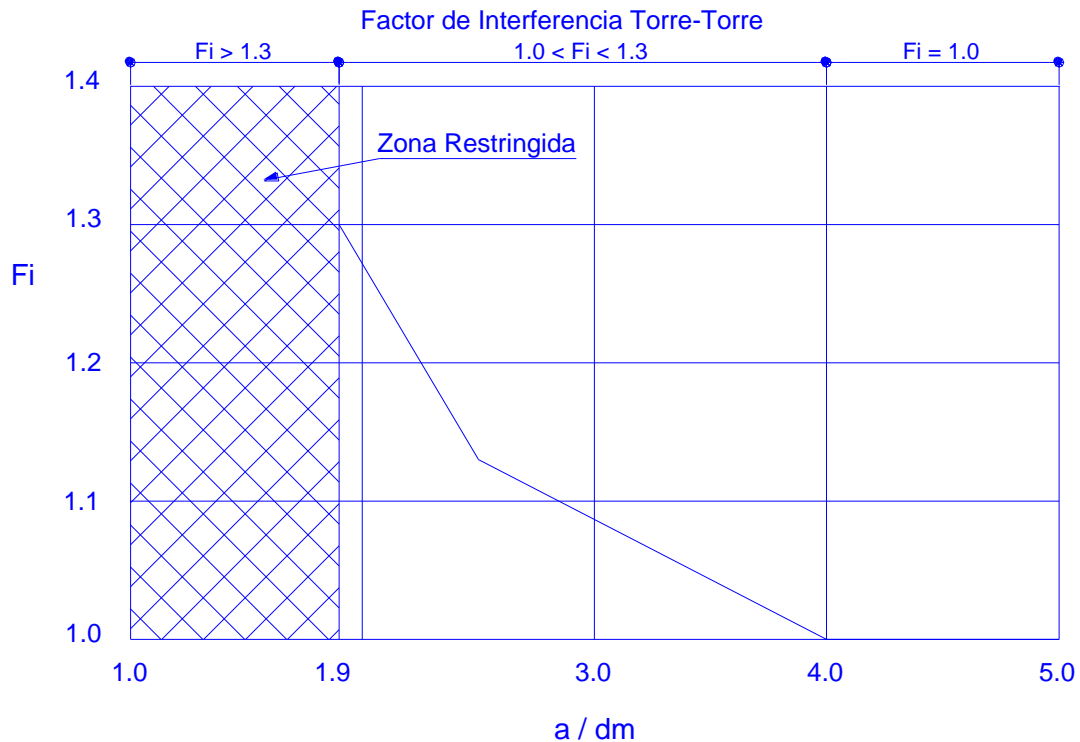


Fig 2.5 Grupos de torres de enfriamiento

El límite de $a/d_m < 1.9$, es una aproximación de un resultado indirecto de la separación mínima en un grupo de torres, indicada en la sección 4.4.3 del manual de CFE. Por otra parte, los factores de interferencia son resultados de pruebas experimentales con grupos de torres de iguales dimensiones, sin embargo en el manual se admite una variación de dimensiones hasta del 15%.

Para el caso del grupo de torres:

- Cuando $a/d_m < 1.9$, la construcción de este grupo de torres no se permite ya que los efectos locales se incrementan rápidamente.
- Para $a/d_m > 4.0$ los efectos de interferencia son despreciables.



- a : distancia entre ejes de las torres.
- d_m : diámetro medio (promedio del diámetro de la garganta y el diámetro de la base)

Fig 2.6 Factor de interferencia para la torre de sotavento de un grupo de torres.
No se permiten valores de $a/d_m < 1.9$.

Se ha probado experimentalmente que la torre de sotavento es la que sufre el efecto de interferencia, pero como el flujo de viento pegará en todas las direcciones posibles, entonces, es obvio que todas las torres en un grupo deben diseñarse por este concepto. Para cuando se tiene un grupo de torres con diámetros distintos, la torre de barlovento es la que determina la intensidad de interferencia; por lo tanto, esta última es la que debe usarse para calcular el parámetro a/d_m .

b) Interferencia en torre de enfriamiento debida a un edificio

El uso del factor de interferencia que se define en este inciso b), sólo es aplicable cuando la torre se localiza aguas abajo de una esquina del edificio vertical como se muestra en la Fig 2.7.

El factor de interferencia se obtiene con la Fig 2.8, de acuerdo a los siguientes parámetros:

- h : altura de la torre
- h_B : altura del edificio
- a_C : distancia de la esquina del edificio al eje de la torre
- d_m : diámetro medio (promedio del diámetro de la garganta y el diámetro base)

Los efectos de interferencia se tomarán en cuenta hasta una distancia $a_C = 5 \cdot d_m$. En la zona restringida no están asignados estos factores.

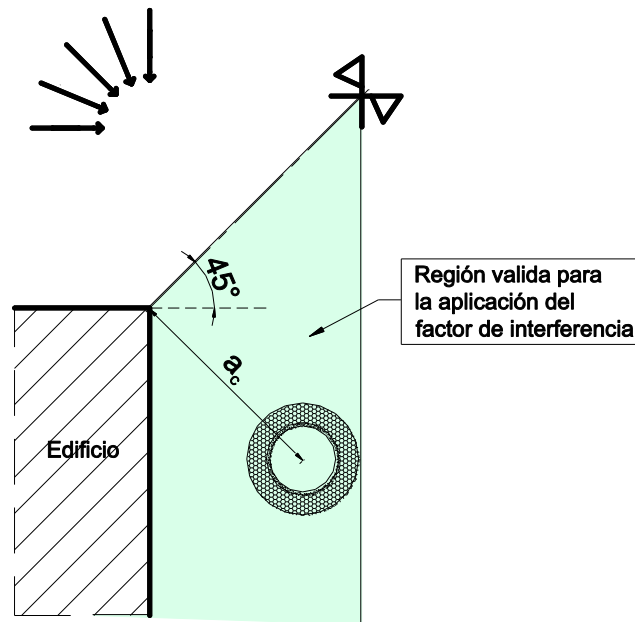


Fig 2.7 Interferencia de una estructura a una torre

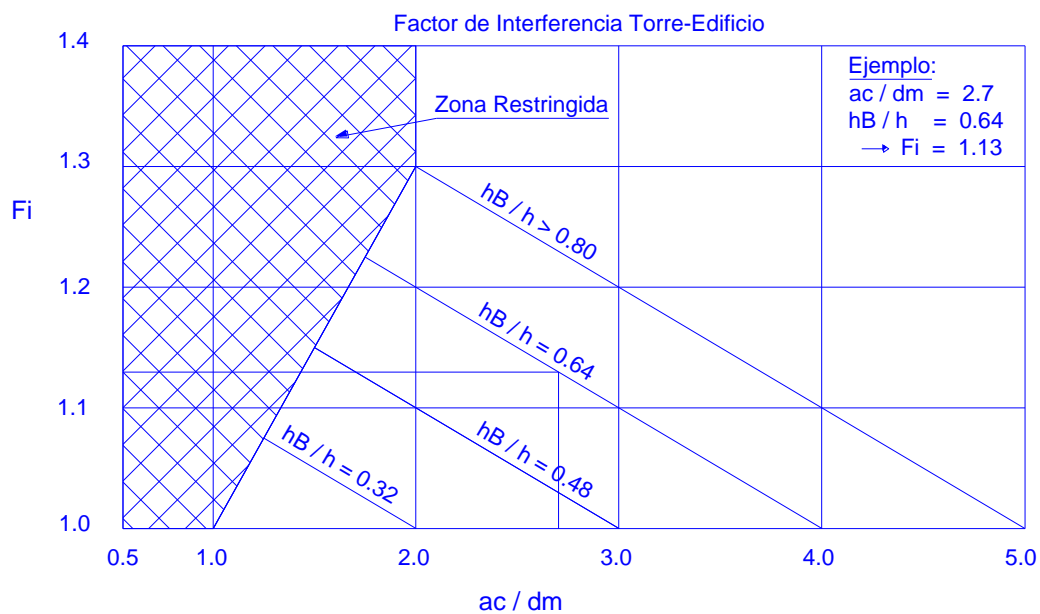


Fig 2.8 Factores de interferencia para el caso en que la torre esté cerca de una estructura (edificio).

En los puntos de los incisos a) y b) se mencionó la metodología y explicaciones breves para el uso de estos factores de interferencia. En lo que sigue se mencionará brevemente las características más importantes de estos factores.

El factor de interferencia, se define como el cociente de la respuesta pico del efecto de grupo entre la respuesta pico de la torre aislada. Esta respuesta pico está conformada de una componente media (efectos estáticos) más una componente variable (efectos dinámicos). Asumiendo un

comportamiento lineal de la estructura, este factor se puede tomar como una amplificación de la carga de viento estandarizada de la torre aislada para fines de análisis.

Para el grupo de tres torres las contribuciones estáticas y dinámicas de las respuestas pico son afectadas de diferentes maneras y en diferentes niveles. En la garganta la amplificación de la media decrece rápidamente conforme la distancia a/d_m aumenta, mientras que la componente variable tiende a ser uniforme; esto significa que la respuesta pico es predominante por la media en distancias cercanas y la contribución dinámica predomina para distancias alejadas. Cerca de la base de la torre a 12% de la altura, la componente media y la variable contribuyen de igual forma. En general, la componente variable en la garganta y cerca de la base es más persistente (decrece muy lentamente) conforme se incrementa la distancia.

Para el grupo de edificio y torre, en la garganta la amplificación de la componente media domina, mientras que en la base la media y la variable contribuyen igualmente.

Los factores de interferencia máximos y mínimos varían con la altura en la torre, pero los resultados experimentales para casos típicos son reducidos a un solo factor global, como los presentados en la sección de los incisos a) y b).

Específicamente, el factor de interferencia trata de tomar en cuenta los efectos globales, por ejemplo, el momento de volteo. Esto se ha corroborado con mediciones de las fuerzas de tensión en el sentido meridional. Sin embargo, los efectos en las fuerzas de membrana en la dirección circunferencial no siempre están debidamente cubiertos por este método. Para poder tomar en cuenta dichos efectos, se debería usar un factor de interferencia mucho mayor como el calculado con la siguiente expresión:

$$F_{I_c} = F_I^{3.5}$$

Los efectos locales son importantes cuando la distancia, entre torres o entre una estructura y una torre, es muy corta. En ese caso los efectos solo pueden determinarse mediante pruebas en túnel de viento, ya que dichos efectos crecen muy rápidamente. Para distancias mayores es suficiente tomar los factores de interferencia indicados.

Los factores de interferencia adoptan valores desde 1.0 a 1.3. Suponiendo que las torres estén lo suficientemente lejanas como para que el F_i sea de 1.05, entonces, como la interferencia es muy pequeña, la torre podría diseñarse simplemente como aislada, con su respectivo factor de amplificación dinámico (FAD) de 1.85, por ejemplo. Pero obsérvese que los FAD van desde 1.85 a 2.15, por lo tanto, el F_i no cubre estos FAD, sino únicamente los de la interferencia. En este ejemplo en particular se tendrían que usar los factores de 1.05 y de 1.85 simultáneamente.

Sin embargo, si las torres están lo suficientemente cercanas como para que el F_i sea mayor a 1.3, es decir, una interferencia muy alta, entonces, es muy posible que se alteren los FAD y el F_i , por lo que se justifican las pruebas en túnel de viento. En la ref 17 no se precisan estos detalles, ni se hablan de los FAD para torres aisladas, simplemente se presentan argumentos de que la interferencia amplifica la respuesta.

2.2 SISMO

2.2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Debido a que este tipo de torres hiperbólicas son estructuras importantes por su geometría y altura, sin lugar a duda, la acción de sismo será importante en el diseño, por lo que conviene comentar los puntos más importantes al respecto.

Para calcular los efectos de las acciones sísmicas en la estructura de una torre de enfriamiento, se deberá usar un método dinámico. Para esto se supondrá que la estructura pertenece al grupo A y que tiene un factor de ductilidad de 1.0 y una fracción de amortiguamiento respectivo al crítico de 0.020 a 0.040.

Las torres de enfriamiento tratadas en este capítulo se clasifican en el grupo A ya que pertenecen a un sistema de generación de energía eléctrica, sin embargo, pueden ser parte de otro tipo de industrias.

Si el método que se emplee para calcular los efectos o respuestas sísmicas es el de superposición modal espectral, deberá procederse de acuerdo con la literatura o normativa correspondiente. En todos los casos deberán incluirse los efectos de todos los modos necesarios hasta que la respuesta este representada en al menos el 95 por ciento. Alternativamente puede emplearse el método de integración paso a paso, cumpliendo con las recomendaciones apropiadas de la literatura o normativa correspondiente.

2.2.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

El factor de comportamiento sísmico que se recomienda es de la unidad (1.0) ya que no se cuenta con información del comportamiento inelástico de este tipo de estructuras. En el manual de 1981 se especificaba un valor máximo de 2.0, y en las normas del ACI y IASS no especifican este valor.

El autor de la ref 15, encontró en su estudio analítico detallado, que no se desarrollan articulaciones plásticas en los extremos de las columnas significando que Q es cercano a 1.0 y por lo tanto esos elementos no disiparon energía, y la torre de enfriamiento se comportó cuasi-elásticamente ante una acción sísmica intensa.

El ACI-334 señala que la acción inelástica puede reducir las fuerzas sísmicas, sin embargo, hay muy pocas bases en el estado del arte para hacer recomendaciones respecto a análisis generales y procedimientos de diseño, que tomen en cuenta comportamiento inelástico en torres de enfriamiento y sus soportes (columnas), bajo carga dinámica, lo que justifica el factor de comportamiento igual a la unidad.

2.2.3 EFECTOS SÍSMICOS

Los efectos sísmicos que se considerarán en cada punto de la estructura serán los resultantes de superponer linealmente los ocasionados por el sismo actuando simultáneamente en una dirección

horizontal y en la dirección vertical. La excitación vertical tendrá una intensidad del 75 por ciento del espectro horizontal.

En la versión del manual de 1981 se recomendaba superponer las dos direcciones horizontales, pero dado que la estructura es axisimétrica es totalmente válido realizar un análisis sísmico horizontal con una sola componente. La IASS y ACI-84 de Torres de Enfriamiento especifican que: “Es normalmente suficiente diseñar una torre de enfriamiento para una componente horizontal de sismo únicamente”.

El realizar el diseño estructural de este tipo de torres con un factor de comportamiento sísmico igual a la unidad y con una sola componente horizontal, no se tiene un diseño conservador ni de lado de la inseguridad.

El considerar a la interacción dinámica suelo-estructura en el cálculo de las frecuencias y modos de vibrar, conduce a un periodo fundamental del sistema mayor que el que se obtiene sin tomar en cuenta este aspecto. Dicho alargamiento del periodo puede o no producir un efecto desfavorable, lo cual depende de la forma del espectro de diseño, pudiendo serlo si la estructura se desplanta sobre suelo blando, ya que la región de periodos de interés en este tipo de estructuras está entre 0.2 y 1.0 seg, aproximadamente, en la cual podría encontrarse una rama ascendente del espectro.

De acuerdo a un estudio probabilista, la respuesta total debida a la carga sísmica, puede evaluarse mediante la combinación de respuestas de modos individuales usando los métodos tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y de la combinación cuadrática completa (CQC). El primero se aplica cuando los periodos en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí, y en caso contrario aplicar el segundo método.

Del análisis de una torre puede corroborarse que existe un número elevado de formas modales con periodos muy parecidos por lo que se recomienda usar el CQC.

2.3 TEMPERATURA

2.3.1 FUERZAS TÉRMICAS

Ya que este tipo de torres sirven para enfriar el agua que circula en el sistema, la acción de la temperatura interna será un factor importante en el diseño de estas estructuras, además de las temperaturas ambientales máximas y mínimas que deberán tomarse en cuenta.

Existen básicamente dos tipos de cargas debidas a los efectos de temperatura:

- a) El primero es ocasionado por un incremento (positivo o negativo) uniforme de temperatura a través del espesor del cascarón, éste induce esfuerzos constantes a lo largo de dicho espesor.
- b) Y el segundo es provocado por un gradiente (constante) de temperatura, es decir, tiene una variación (que puede suponerse lineal) de temperatura a lo largo del espesor ya que las caras externas e internas están sujetas a temperaturas distintas, dicho gradiente induce una variación de esfuerzos que provocan momentos flexionantes.

Las siguientes expresiones nos indican como se calculan estos tipos de cargas:

$$\sigma = E \alpha \Delta T$$

$$M_T = E I \alpha G_T$$

donde:

- σ esfuerzo uniforme a lo largo de la sección
- M_T momento flexionante
- I momento de inercia de la sección sin agrietar
- E módulo de elasticidad del concreto
- α coeficiente de expansión de concreto = $1.2 \times 10^{-5} \text{ } _1/\text{ } ^\circ\text{C}$
- ΔT incremento o decremento uniforme de temperatura ($^\circ\text{C}$)
- G_T gradiente de temperatura ($^\circ\text{C}/\text{e}$) a través del espesor del cascarón, donde “e” es el espesor.

Para estas estructuras las fuerzas térmicas que deben considerarse son las debidas a las temperaturas ambientales (máximas y mínimas) y la operación interna de la torre. En el primer caso se presentarán los dos tipos de carga antes mencionados y en el segundo se presentarán los gradientes de temperatura. Cuando se presenta la exposición directa de los rayos solares la temperatura crece hacia la superficie exterior y en la operación se tendrá un gradiente que crece hacia el interior de la torre.

Cuando se presenta el primer tipo de carga correspondiente al caso a), el incremento de temperatura se produce por cambios estacionales y se toma conservadoramente igual a la variación máxima anual (Vma) que puede ser positiva o negativa, según sea el caso de verano o invierno, respectivamente. Otro factor que afecta estos cambios de temperatura es el espesor del cascarón y localmente si la superficie está expuesta directamente a los rayos solares. El espesor afecta estos cambios ya que dependiendo del espesor se calcula el Vma (variación máxima anual) según la Tabla 2.9.

Para el segundo tipo de carga correspondiente al caso b), el gradiente se produce por la operación de la torre y nuevamente influye la exposición directa a los rayos solares. La tabla 2.9 especifica los valores que deben considerarse para el incremento de temperatura y el gradiente tomando en cuenta los distintos casos.

En general, los efectos debidos al caso a) no son de mucha consideración. Sin embargo, si la rigidez del apoyo del cascarón, en la dirección normal a este, es muy grande o existen cambios bruscos de sección en el cascarón se pueden tener efectos importantes. Así mismo, la expansión del cascarón puede tener efectos sobre estructuras apoyadas en él o bien tener efectos locales en dichos apoyos si la estructura soportada es muy rígida.

Respecto al caso b), el signo del gradiente depende, en general, del sistema local de coordenadas de los elementos que se usan para representar al cascarón. Si el gradiente es positivo crece en la dirección positiva del eje local normal a la superficie del cascarón y vice versa. El gradiente debido a la operación y el debido a la exposición directa a los rayos solares serán en general de signo opuesto.

En algunos materiales como el concreto, el calor se transmite muy lentamente de manera que pueden necesitarse semanas o meses para que una temperatura exterior se transmita uniformemente al interior del elemento. La temperatura de elementos expuestos a la intemperie depende en gran parte de su habilidad para reflejar los rayos solares. Entonces, las diferencias de temperatura se corrigen para que correspondan a diferencias en la temperatura de la estructura, considerando los factores ya mencionados, como el grado de exposición de la estructura, la reflectividad de las superficies, la velocidad a la que puede transmitirse la temperatura dentro de la construcción, etcétera.

2.3.2 CONDICIONES DE CARGAS

Como ya se mencionó anteriormente, existen básicamente dos condiciones de carga debidas a diferencias de temperatura, la primera es debida a las temperaturas ambientales y la segunda por la operación interna de la torre. La primera condición genera los dos casos a) y b), y la segunda condición genera solo el caso b). Si la torre está fuera de operación el gradiente debido a la diferencia de temperaturas en el exterior e interior, no se presenta, pero si existe gradiente por la exposición directa de los rayos solares

A continuación, se calcula la primera condición de carga de acuerdo a la tabla 2.9 en la cual se calculan los dos casos de carga debidas a temperaturas ambientales.

Tabla 2.9 Cargas de temperatura

CASO	Espesor del elemento, cm. (e)	Incremento de temperatura media ΔT	Incremento de gradiente medio de temperatura ΔG
I. Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares.	$e \leq 10$	$\pm 1.20 V_{ma}$	0
	$e \geq 50$	$\pm 0.36 V_{ma}$	0
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	0
II. Todas las caras expuestas al medio ambiente, y cuando al menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado).	$e \leq 10$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.50 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.00 V_{ma}$	V_{ma} / e
	$e \geq 50$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60 V_{ma}$	$0.3 V_{ma} / e$
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	

Donde V_{ma} es la variación máxima anual de temperatura durante la vida de la estructura. Puede considerarse igual a la temperatura máxima ($T_{m\acute{a}x}$) del mes más caluroso (verano) menos la temperatura mínima ($T_{m\acute{i}n}$) del mes más frío (invierno). Además, debe considerarse que en invierno la temperatura desciende y entonces la variación de la temperatura es negativa.

Puede observarse de la Tabla 2.9 que el incremento de la temperatura y el gradiente dependen de la exposición de las caras a los rayos solares, del espesor del cascarón y del color de la estructura.

En la siguiente expresión se calcula la segunda condición de carga correspondiente a la operación interna de la torre. Esta condición resulta en un gradiente de temperatura a través de espesor del cascarón, debido a la diferencia entre la temperatura externa de la torre y la temperatura interna de operación; este gradiente crece hacia el interior de la torre:

$$Gr_{op} = \frac{T_i - T_e}{e}$$

Para este gradiente, T_i , es la temperatura interna de operación de la torre y T_e , es la temperatura externa para las dos condiciones: en verano $T_e = T_{m\acute{a}x}$ y en invierno $T_e = T_{m\acute{i}n}$. Cuando la torre no está en operaci3n, $T_i = T_e$, y por lo tanto el gradiente Gr es cero.

Como ya se mencion3, el gradiente debido a la operaci3n y el debido a la exposici3n directa a los rayos solares serán en general de signo opuesto.

La condici3n de carga correspondiente a la exposici3n directa a los rayos solares se considerará que solo actúa a la mitad de la circunferencia de la torre de enfriamiento; mientras que la operaci3n de la torre y las temperaturas ambientales sin exposici3n directa a los rayos solares deben considerarse como cargas axisim3tricas, es decir, en toda la circunferencia de la torre.

De las dos condiciones de carga globales se desprenden las siguientes cinco condiciones básicas de carga por temperatura, como se mencionan en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Condiciones básicas de carga por temperatura

CASO	DESCRIPCI3N
T1	Incremento de temperatura media ΔT , condici3n de verano (+) invierno (-), en un hemisferio expuesto a la acci3n directa de los rayos solares.
T2	Gradiente de temperatura por exposici3n directa a los rayos solares
T3	Gradiente de temperatura, Gr_{op} , de operaci3n en verano $T_e = T_{m\acute{a}x}$.
T4	Gradiente de temperatura, Gr_{op} , de operaci3n en invierno $T_e = T_{m\acute{i}n}$.
T5	Incremento de temperatura media ΔT , condici3n de verano (+) invierno (-), no hay exposici3n directa a los rayos solares

En general, estas son las cinco condiciones básicas de carga por temperatura que deben considerarse en un análisis, y se pueden tomar como generales.

Pero si el tamaño de una torre es pequeña y hay un edificio adyacente lo suficientemente cerca como para que obstruya los rayos solares hacia la torre, entonces, la condici3n de carga correspondiente a la exposici3n directa a los rayos solares ya no se puede considerar que solo actúa a la mitad de la circunferencia de la torre, y se deben de hacer las consideraciones necesarias para el análisis.

Las condiciones de carga anteriores se consideran básicas, ya que estas pueden combinarse como se muestra en la Tabla 2.11. Obs3rvese que estas condiciones de carga se consideran a cada una como una carga de temperatura para incluirse en las combinaciones de carga con las demás acciones.

Tabla 2.11 Condiciones de carga por temperatura

CASO	DESCRIPCIÓN
T1+T2	Condición de verano, con exposición directa a los rayos solares y la torre fuera de operación
-T1+T2	Condición de invierno, con exposición directa a los rayos solares y la torre fuera de servicio
T1+T2+T3	Condición de verano, exposición directa a los rayos solares y la torre en operación
-T1+T2+T4	Condición de invierno, exposición directa a los rayos solares y la torre en operación
±T5	Condición de verano (+) e invierno (-) sin exposición directa a los rayos solares (nublado) y la torre fuera de operación
T5+T3	Condición de verano sin exposición directa a los rayos solares (nublado) y la torre en operación
-T5+T4	Condición de invierno sin exposición directa a los rayos solares (nublado) y la torre en operación

CAPÍTULO III

CONVENCIONES E INTERPRETACIÓN DE CARGAS Y ELEMENTOS MECÁNICOS

3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se da una introducción de los conceptos elementales de los cascarones en cuanto a hipótesis de análisis, interpretación de fuerzas y otros temas inherentes al uso de elementos finitos. No se desarrolla aquí la teoría de cascarones pues está fuera del alcance y objetivos de este trabajo, ya que estudiar el tema de los elementos finitos aplicado a los cascarones sería muy extenso y desviaría por completo el objetivo de este trabajo.

3.1.1 TIPOS DE ELEMENTOS

El elemento cascarón (shell) es una formulación combina el comportamiento de membrana y placa. El elemento de cuatro nudos no tiene que ser necesariamente plano. Existen dos formulaciones: homogénea y por capas. En el caso de cascarones homogéneos se combina el comportamiento independiente de membrana y placa, pero si el elemento es no-plano, entonces, ese comportamiento esta acoplado.

Los cascarones por capas son iguales a los homogéneos a diferencia de que en lugar de ser solo un elemento son varios elementos “empalmados” en forma de capas, con la ventaja de que se puede tener un modelo más realista y más preciso. Con este tipo de elementos puede modelarse torres con recubrimientos que tengan distintas propiedades que la estructura.

Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas para poder definir las propiedades del material y cargas, así como definir las fuerzas internas con sus respectivas direcciones y sentidos. Es posible definir en estos elementos materiales ortotrópicos. En estos elementos pueden aplicarse diversas cargas, por ejemplo: la gravitacional, uniforme en alguna dirección, presión en la superficie (en cualquiera de las seis caras) y las debidas a cambios de temperatura. En el presente trabajo se aplicaron cargas debidas al peso propio, viento, sismo y temperatura.

Los elementos cascarón usan una formulación que incluye rigideces traslacionales y rotacionales en el plano y en la dirección normal al plano, es decir, tiene seis grados de libertad en cada uno de sus nudos.

En cuanto al tamaño de los elementos, la **discretización** debe hacerse de tal forma que el comportamiento mecánico esperado al interior de los elementos varíe en forma suave. Esto es, que no se esperen variaciones rápidas de esfuerzos o deformaciones al interior de los elementos.

3.1.2 CONECTIVIDAD DE LOS ELEMENTOS

Los elementos cascarón (shell) utilizados en este trabajo fueron elementos lineales de cuatro nudos y no fue necesario recurrir a elementos triangulares. La formulación cuadrilátera es la más conveniente y más precisa, y la triangular se recomienda solo para transiciones. La formulación de la rigidez para elementos de tres nudos es razonable, pero el cálculo de esfuerzos es pobre.

También existen elementos cuadriláteros de ocho y nueve nudos que pueden representar variaciones más pronunciadas. Estos elementos no fueron usados aquí.

Las localizaciones de los nudos deberán tener las siguientes consideraciones:

- El ángulo en cada esquina deberá ser menor de 180° . En un cuadrilátero se obtienen los mejores resultados para ángulos cercanos a 90° , o si se encuentran en el rango de 45° a 135° .
- Para la obtención de mejores resultados, la relación de aspecto de los elementos debe ser cercana a la unidad, o por lo menos inferiores que cuatro. Y no debe exceder de diez.
- En un cuadrilátero, los nudos no deben ser necesariamente coplanares. La normal en una esquina es perpendicular a los lados que se encuentran en ella. Los mejores resultados se tienen si el ángulo mayor entre esas normales en las esquinas son menores a 30° , pero no debe exceder los 45° .

3.2 PROPIEDADES Y CARGAS EN LOS ELEMENTOS

Como se comentó en la sección anterior, cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas para poder definir las propiedades y cargas, en este sistema se definen los ejes locales y de acuerdo a estos se tiene una convención para definir las caras del elemento. El sistema es como se muestra en el software SAP2000, ya que el ejemplo de aplicación fue resuelto con dicho programa y se ilustra en la Fig 3.1. Este sistema es igual o muy similar a como se menciona en otros textos o artículos.

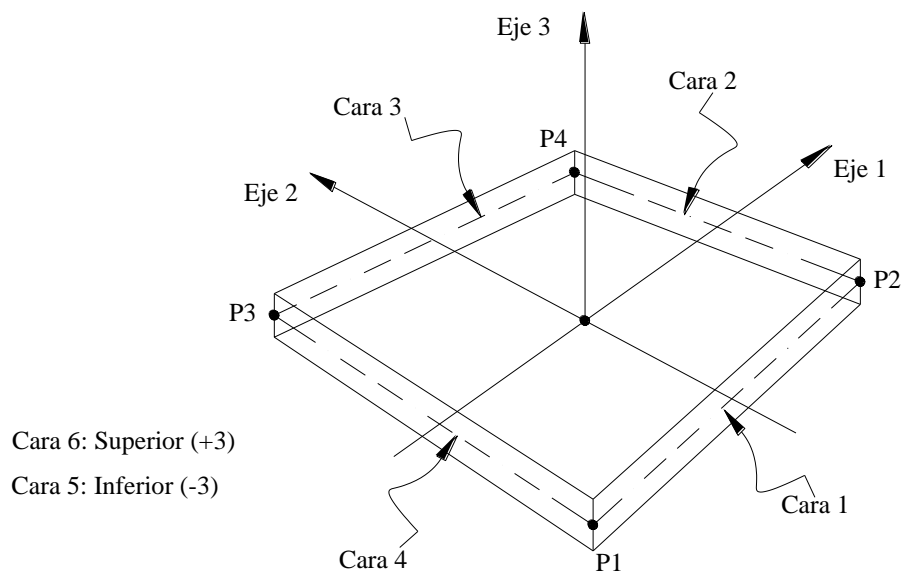
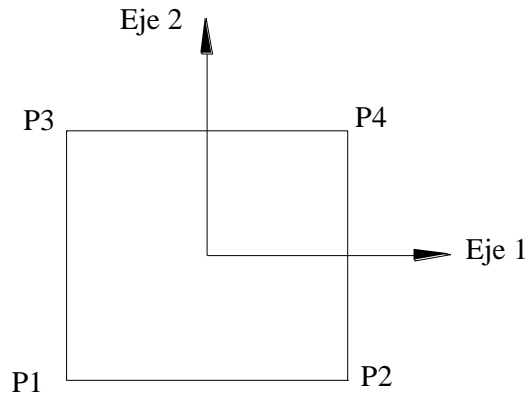


Fig 3.1 Sistema de coordenadas local de un elemento cascarón

El espesor del elemento se define según la dirección “3” que es siempre el eje normal. La orientación de los ejes “1” y “2” la establece el programa en forma automática con base en el orden en que se definen los nudos del elemento.



donde:

$$v_{12} = p_2 - p_1$$

$$v_{13} = p_3 - p_1$$

El eje 3 está definido como:

$$e_3 = v_{12} \times v_{13}$$

Los ejes 1 y 2 se definen como:

$$e_1 = e_2 \times e_3$$

$$e_2 = e_3 \times v_{12}$$

En nuestro ejemplo el eje “1” siempre se encuentra en el sentido circunferencial en sentido contrario a las manecillas del reloj cuando se mira desde el eje positivo de las Z, y el eje “2” siempre se encuentra meridionalmente.

En cuanto a las **propiedades mecánicas** se definen para un material isotrópico el módulo de elasticidad (E), módulo de cortante (G), módulo de Poisson (ν) y coeficiente de dilatación térmica (α). Estos se definen una sola vez por ser isotrópico. En cambio, para un material ortotrópico se definirían E, y α en las tres direcciones, y G y ν en los planos “12”, “13” y “23”.

Las cargas se definen usando el mismo sistema de referencia (Fig 3.1) como se señala a continuación:

- La carga gravitatoria es calculada y distribuida a los nudos, en la cual se define para el eje vertical “-Z” del sistema global.
- La carga de viento por ser una presión es asignada al eje “-3”, ya que la presión positiva apunta en contra del eje positivo “3”.
- La excitación sísmica es definida en los ejes “X”, “Y” y “Z” globales, ya que es función de la masa, y la masa es calculada y distribuida en los nudos en el sistema global.
- Existen dos casos de temperatura: el primero es un cambio de temperatura que es constante a través del espesor y producen esfuerzos de membrana, es decir, estos esfuerzos serán inducidos en los ejes “1” y “2”. El segundo caso es un gradiente de temperatura que se supone lineal (hipótesis) a través de la dirección (“3”) del espesor y produce esfuerzos originados por momentos flexionantes, es decir, alrededor de los ejes “1” y “2”.

3.3 FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS

Para el análisis, todas las cargas deberán aplicarse en el sistema de referencia local, dichas cargas se transforman al sistema global para poder resolver el sistema de ecuaciones. Obtenidas las fuerzas internas se transforman en el sistema de referencia local para una mejor interpretación, y estas últimas se describen a continuación.

Las fuerzas internas que actúan en un elemento cascarón son identificadas en este trabajo como: F_{11} , F_{22} , F_{12} , M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} y V_{23} . Las fuerzas F_{21} y F_{12} son iguales, así como M_{21} y M_{12} también. Estas fuerzas y momentos son unitarios, es decir, son por unidad de longitud. De igual forma se pueden obtener los esfuerzos asociados a estas fuerzas.

Estas fuerzas son calculadas en los nudos de cada elemento, y para encontrar las fuerzas en el interior de este se requiere de una interpolación lineal. Una de las hipótesis es que en estos elementos las fuerzas se encuentran actuando en la superficie media del cascarón, y que la distribución de fuerzas a lo largo del elemento es lineal. La Fig 3.2 ilustra la distribución de fuerzas en un elemento.

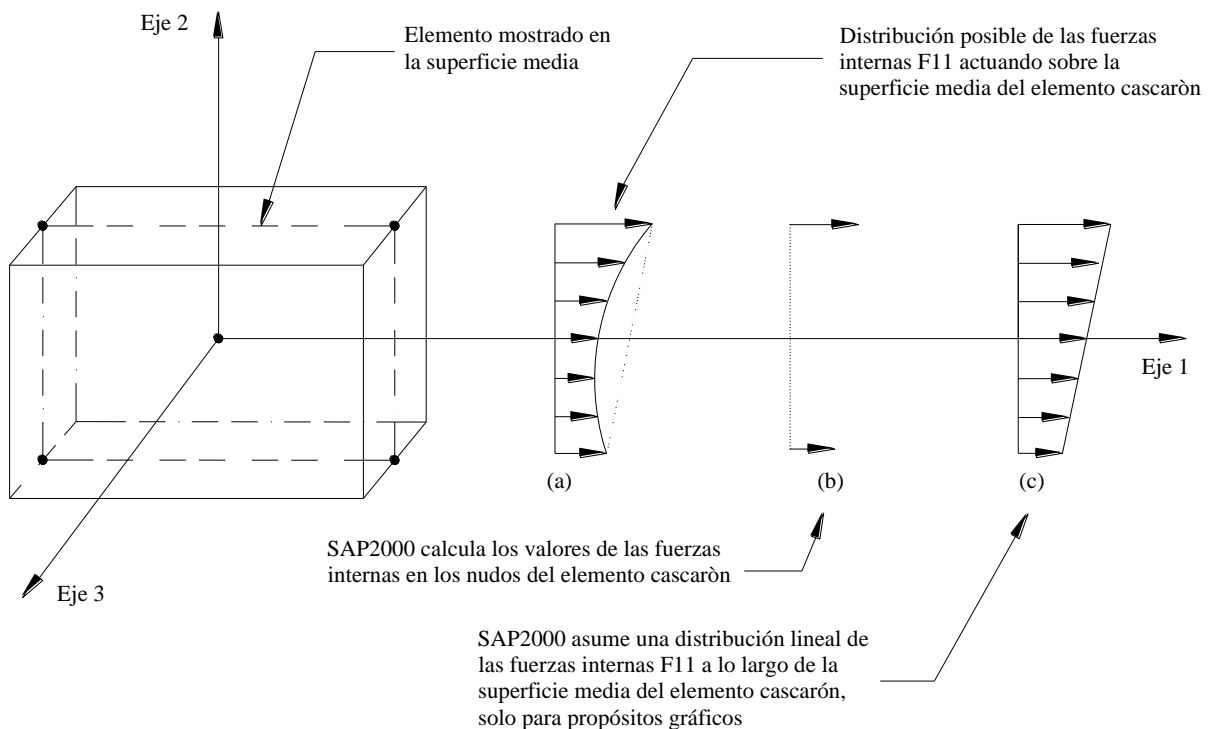


Fig 3.2 Distribución de fuerzas en un elemento cascarón

En la Fig 3.3a se ilustran las fuerzas F_{11} , F_{22} , F_{12} , V_{13} y V_{23} y en que plano se encuentran actuando. Las fuerzas F_{max} , F_{min} y V_{max} se obtienen con las fuerzas anteriores auxiliándose del círculo de Mohr. En la fig 3.2b se ilustran los momentos M_{11} , M_{22} y M_{12} , así como la ubicación de aplicación en los planos correspondientes. La regla de la mano derecha es útil para determinar el sentido de los momentos. De igual forma los momentos M_{max} y M_{min} se calculan de acuerdo al círculo de Mohr.

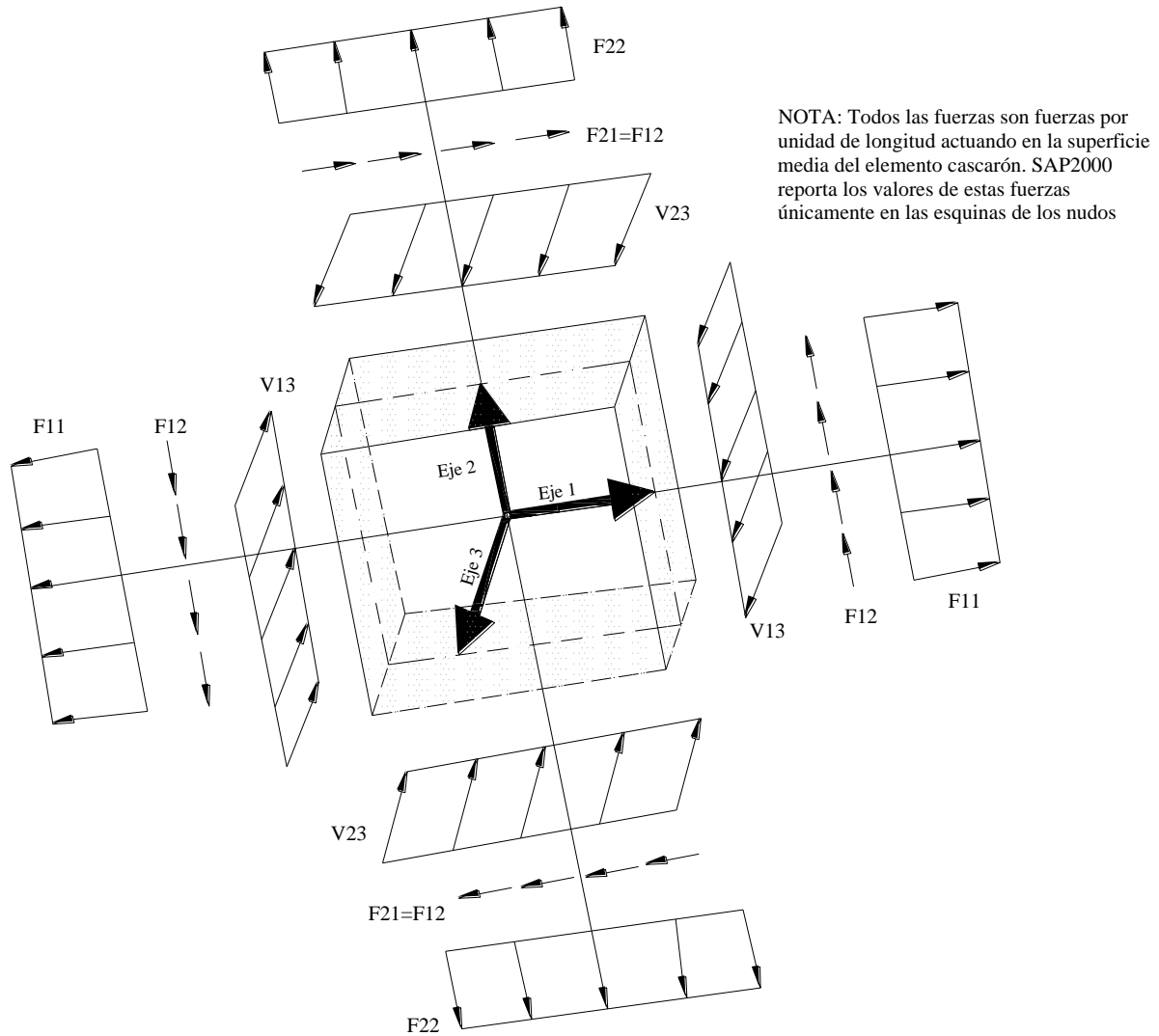


Fig 3.3a Elementos mecánicos (fuerzas) en un elemento cascarón

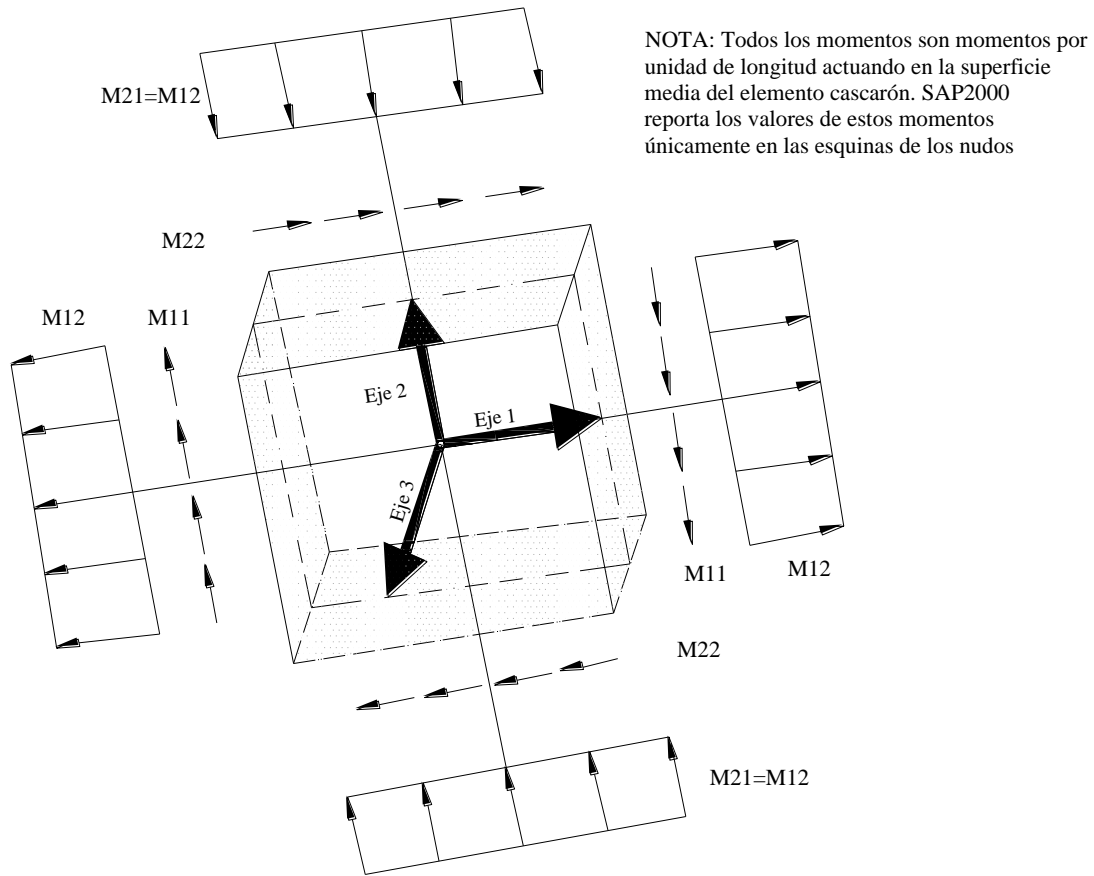


Fig 3.3b Elementos mecánicos (momentos) en un elemento casarón

Las fuerzas internas son las fuerzas y momentos que resultan de integrar los esfuerzos sobre el espesor del elemento. Para un elemento homogéneo, estas fuerzas, se obtienen de la siguiente forma:

- Fuerzas axiales de membrana:

$$F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx_3$$

$$F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{22} dx_3$$

- Fuerzas cortantes de membrana:

$$F_{12} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{12} dx_3$$

- Momentos flexionantes de placa:

$$M_{11} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{11} dx_3$$

$$M_{22} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{22} dx_3$$

- Momentos de torsión de placa:

$$M_{12} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{12} dx_3$$

- Fuerzas de corte transversal de placa:

$$V_{13} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{13} dx_3$$

$$V_{23} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{23} dx_3$$

donde x_3 representa la variable medida desde la superficie media (neutra) del elemento hasta la cara del elemento. Las variables th y thb son los espesores de membrana y de placa respectivamente. Estos espesores regularmente son iguales, pero se pueden usar espesores diferentes para un modelo en especial. Estas fuerzas y momentos son por unidad de longitud, y estos están presentes en cada punto de la superficie media del elemento.

Los esfuerzos que actúan sobre la cara positiva son orientados en la dirección positiva de los ejes locales del elemento, y los que actúan sobre una cara negativa son orientados en la dirección negativa de los ejes locales del elemento. Una cara positiva es aquella cuya normal sigue la dirección positiva local 1 o 2.

Las fuerzas (F_{11} , F_{22} , etc) internas positivas corresponden a un estado de esfuerzos positivos que es constante a través del espesor del elemento. Los momentos (M_{11} , M_{22} , etc) internos positivos corresponden a un estado de esfuerzos que varía linealmente a través del espesor y es positivo en la cara opuesta hacia a donde apunta el eje local 3. Para un elemento homogéneo, los esfuerzos pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= \frac{F_{11}}{th} - \frac{12M_{11}}{thb^3} x_3 & \sigma_{22} &= \frac{F_{22}}{th} - \frac{12M_{22}}{thb^3} x_3 \\ \sigma_{12} &= \frac{F_{12}}{th} - \frac{12M_{12}}{thb^3} x_3 & \sigma_{13} &= \frac{V_{13}}{thb} \\ \sigma_{23} &= \frac{V_{23}}{thb} & \sigma_{23} &= 0 \end{aligned}$$

Los esfuerzos de corte transversal son valores promediados. La distribución del esfuerzo cortante es parabólica, siendo cero en las caras del elemento, tomando valores y máximos o mínimos en la superficie media del mismo.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA TORRE DE ENFRIAMIENTO

4.1 GEOMETRÍA Y CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo se presenta un ejemplo de aplicación que incluye el análisis y diseño de una torre de enfriamiento. La geometría y espesores de dicha torre (Fig 4.1) corresponden a la torre de la planta nuclear: “Grand Gulf Nuclear Power Station”, Port Gibson, Mississippi”, (ref 19).

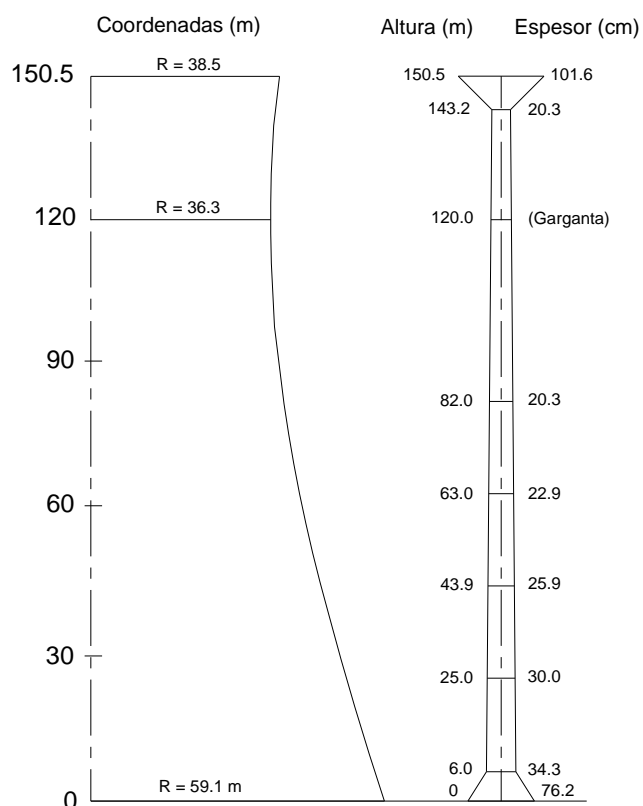


Fig 4.1 Corte en elevación y espesores de la torre de enfriamiento

Las cargas consideradas para el análisis incluyen combinaciones de fuerzas de viento, sismo, efectos de temperatura y cargas gravitacionales. En este ejemplo no se consideraron asentamientos diferenciales, cargas de instalaciones, ni cargas de construcción; pero en el diseño final deben tomarse en cuenta.

Para el análisis dinámico tridimensional lineal, se utilizó el programa comercial SAP2000 (ref 18), usando un archivo con la extensión “S2K”.

4.2 ESTRUCTURACIÓN Y ENSAMBLADO DE LA ESTRUCTURA

El modelo de la torre consta de un cascarón hiperbólico de espesor variable. Las columnas están dispuestas en una configuración en forma de “V” para soporte del cascarón, con una longitud de 9.1 m en proyección vertical. Estas columnas se desplantan en una viga circunferencial (viga-anillo) que actúa como zapata corrida. El cascarón, las columnas y la viga-anillo son de concreto reforzado.

Se desarrolló un programa (**TE.exe**) en lenguaje FORTRAN, que sirvió para construir el archivo de datos “S2K”, dicho programa genera los siguientes puntos en ese orden.

- a) Coordenadas cilíndricas de los nodos.- Las coordenadas de los nodos del cascarón y de los extremos de las columnas se calcularon con las expresiones y recomendaciones de la sección 1.4 (del presente trabajo) con los parámetros siguientes:

$r_g =$	36.3 m	$b =$	93.4 m
$z_g =$	120 m	$h_c =$	9.1 m
$D' =$	59.1 m		

- b) Conectividades de los elementos.- La conectividad de todos los elementos cascarón (“shell”) se realizó por medio de cuatro nudos (por ejemplo: el primer elemento constaba de los nudos 1, 2, 121 y 122). La numeración adoptada da lugar a la orientación de los ejes locales que se describieron en la sección 3.2. Los elementos barra modelaron a las columnas y la viga-anillo, cada elemento tenía como conectividad a dos nudos (por ejemplo: el primer elemento constaba de los nudos 1 y 8401).
- c) Propiedades mecánicas de los materiales.- Se asignaron a los cascarones y elementos barra las propiedades que se muestran en la siguiente tabla. El módulo de Poisson igual a cero, es una recomendación del ACI (ref 14).

$E(t/m^2) =$	2,424,871	$w(t/m^3) =$	2.4
$\alpha =$	14.3×10^{-6}	$f'_c(t/m^2) =$	300
$\nu =$	0.0 (para el cascarón)		
$\nu =$	0.15 (para columnas y viga anillo de cimentación)		

- d) Secciones de los elementos cascarón y elementos barra.

El cascarón hiperbólico incluyendo ambos dinteles, se modelaron como elementos finitos dividido en 69 anillos horizontales (cada anillo tenía diferente sección), estos anillos están compuestos circunferencialmente de 120 elementos cascarón. El refinamiento del modelado se realizó circunferencialmente con un incremento de paso de 3° en toda la torre, incluyendo ambos dinteles. En el artículo de la ref 19 se recomienda hacer un refinamiento de 7.5° en el cascarón y un refinamiento mayor en los dinteles. Por lo tanto, para tener una malla uniforme con un buen refinamiento se optó por los 3° en este ejemplo.

Los elementos barra para la viga-anillo se discretizó con tramos rectos formando sectores de 3° . Las secciones de todas las columnas son iguales, la sección de la viga-anillo es diferente a la de las columnas. Las secciones de los elementos barra se muestran a continuación:

Elementos-barra	Sección (cm x cm)
Columnas	65x80
Viga-Anillo	110x150

En la Fig 4.2 se muestran las secciones y posición de todos los anillos del cascarón hiperbólico, estas dimensiones se localizan en la altura media de cada anillo.

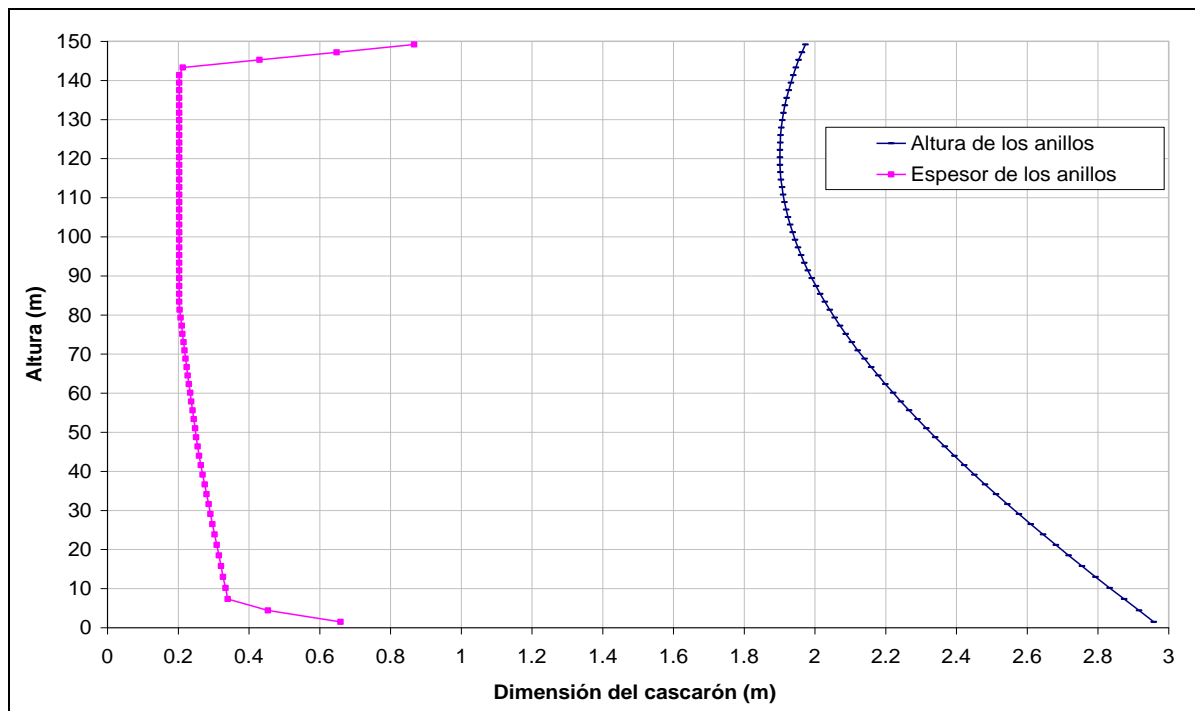


Fig 4.2 Variación de las dimensiones de los anillos

Los elementos cascarón tienen dimensión variable a lo largo de la altura con el objetivo de tener una relación de aspecto muy cercana a la unidad. Esta altura del cascarón se igualó a la longitud horizontal de arco que se tiene en cada anillo, después se multiplicó por el seno de la pendiente que se tiene en cada punto de la hipérbola.

- e) Acciones.- Las acciones de temperatura y viento fueron asignadas en cada placa según el valor que correspondiera. Estas últimas fueron asignadas sobre las caras externas de las placas. En la sección 4.3 de este capítulo se describen la obtención de estas cargas sobre la torre.

Las cargas que se consideraron y las combinaciones definidas están de acuerdo con lo especificado en los manuales de CFE.

A continuación se resumen los datos que contiene el ensamblado del modelo:

Tabla 4.1 Datos del modelo

Concepto	Núm. de datos
nudos del hiperboloide (cascarón)	8400
nudos de la viga anillo	160
materiales (concreto)	2
anillos (cascarones)	69
elementos cascarón	8280
secciones (columnas y viga anillo)	2
elementos barra (columnas)	80
elementos barra (viga anillo)	160
apoyos con restricciones en dx, dy y dz	40
cargas de temperatura	5
cargas de viento	3
carga gravitacional	1
espectros (horizontal y vertical)	2
cargas de sismo	3

Los dinteles fueron modelados como cascarones de espesor variable como se propuso en las recomendaciones del manual de CFE de Torres de Enfriamiento.

En la Fig 4.3 se muestra el modelo obtenido y se observa la estructuración que se tiene con el cascarón hiperbólico, las columnas y la viga-anillo.

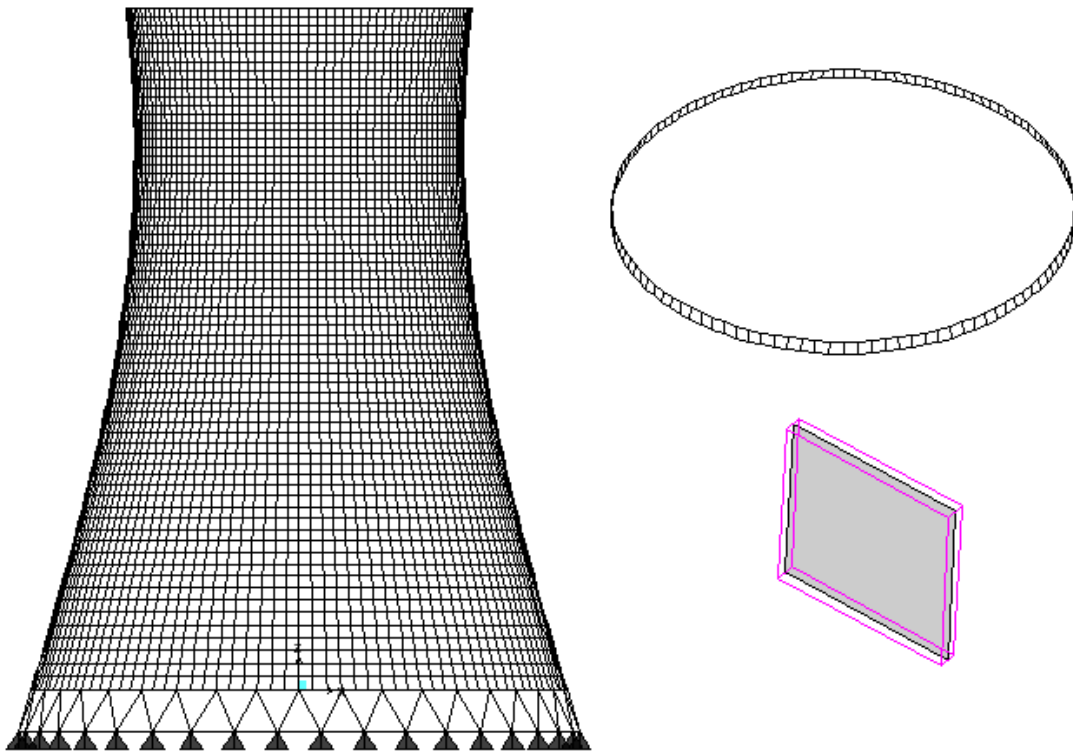


Fig 4.3 Modelo de la malla y anillo de la torre de enfriamiento

4.3 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

4.3.1 CARGA DE VIENTO

A diferencia de otro tipo de estructuras, estas torres presentan factores de amplificación dinámicos distintos a los establecidos en el manual de CFE-Viento. Además de esto, es común construir grupos de torres (dos o tres torres) cuya interferencia por efecto de grupo aumentan las presiones de viento, dando lugar al concepto de factor de interferencia mencionado en el capítulo 2. En cuanto a las presiones, se calculan de igual forma que como se hace para edificios u otras estructuras.

Para evaluar las presiones de viento se tomaron los parámetros indicados abajo como si la torre estuviese **aislada** en la zona costera de Veracruz, y se usaron las expresiones de la sección 2.1.1.1 del presente trabajo, recordando las expresiones en los incisos a), b) y c).

- a) Presión final sobre la estructura: $P_z = 0.0048G V_D^2 C(\theta) F_d$
- b) Presión dinámica de base: $q_z = 0.0048G V_D^2$
- c) Velocidad de diseño: $V_D = F_T F_{rz} V_R$

Los siguientes parámetros se utilizaron para obtener las presiones de viento de dicha zona:

Grupo = A	C = 1.137
Tipo = 2	$\alpha = 0.099$
Categoría (terreno) = 1	$\delta = 245$ m
FT = 1.00	

De acuerdo con el modo de vibración de la estructura, $T_s = 1.256$ s, le corresponde el factor de amplificación dinámico (Tabla 2.6) cuyo valor es el siguiente:

$$F_d = 2.0875$$

Para calcular el factor de corrección de densidad atmosférica, se consideró una temperatura de 20 °C y una ASMN de 16 m, entonces, el factor G es el siguiente:

Ciudad	Longitud	Latitud	ASNM (m)	Temp. Media anual (°C)	Presión bar. (mm Hg)	G (calculado)
Veracruz, Ver.	96.13	19.2	16	25.2	758.72	1.015

De acuerdo con la ubicación, la velocidad regional que corresponde a 10 m sobre el nivel de terreno es de:

$$V_R = 150 \text{ Km/h}$$

Ya que la torre está aislada no existe factor de interferencia, por lo tanto, las presiones de viento no se verán afectadas por dicho factor.

El perfil de presiones de viento para esta estructura en particular es el que se muestra en la Fig 4.4.

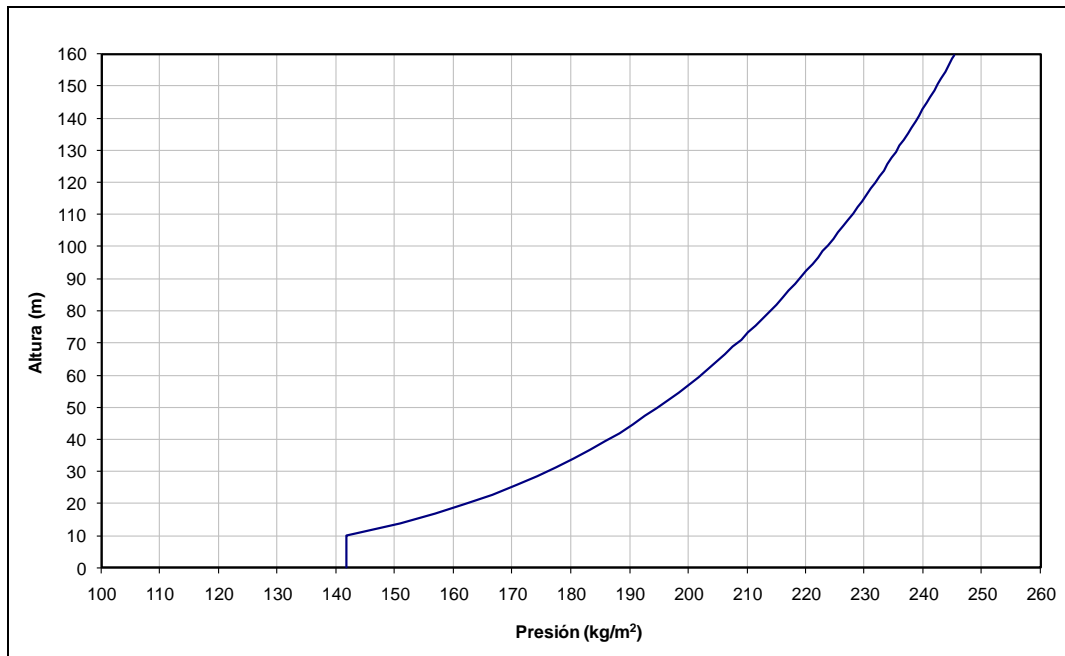


Fig 4.4 Distribución de presiones del viento

La distribución de los coeficientes $C(\theta)$ obtenidos de la sección 2.1.3.2, se aplicarán alrededor de la torre que se muestra en la Fig 4.1. En la Fig 4.5 se muestran las distribuciones de los coeficientes graficadas con succión y sin succión.

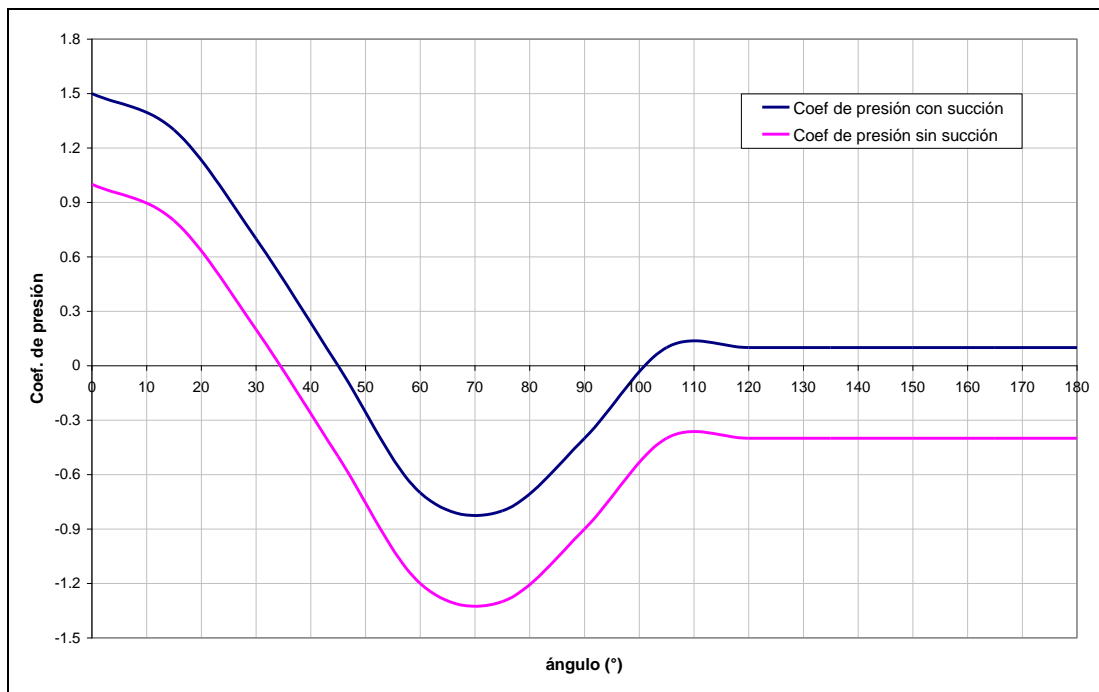


Fig 4.5 Coeficientes de presión de viento

Una vez teniendo todos estos parámetros y las expresiones de los incisos a), b) y c), estos cálculos fueron ejecutados en el programa. Los coeficientes circunferenciales de presión fueron obtenidos con la serie de Fourier, ya que el centro de cada cascarón tiene un intervalo de paso de 3° y el manual tiene estos coeficientes impresos a cada 15° . Estas presiones totales (que incluyen la succión) fueron directamente asignadas a cada cascarón como “surface pressure load” sobre la “cara 6” de dicho cascarón según el SAP2000. Esta cara para este caso particular es la externa en todos los elementos “SHELL” (cascarón).

Ya que la hipérbola presenta pendientes a lo largo de la altura, estas placas tendrán una inclinación cuyo seno de esa pendiente varía de 0.956 a 1. El manual CFE especifica que cuando las presiones estén aplicadas sobre superficies inclinadas, estas superficies deberán proyectarse sobre la vertical. Como el valor de las presiones fueron asignadas a cada cascarón, y estas presiones son normales a la superficie del cascarón, entonces, la presión resultante (según el párrafo anterior) debe multiplicarse por el seno de esa pendiente.

4.3.2 CARGA POR TEMPERATURA

Para evaluar los efectos de temperatura sobre la estructura, se propuso una temperatura interna de operación de la torre de 60°C . Las temperaturas regionales máxima y mínima corresponden a la zona de Veracruz como lo dispone el manual de CFE. Los parámetros son los siguientes:

$T_i = 60^\circ\text{C}$	$T_{\text{mín}} = 17^\circ\text{C}$	$T_{\text{máx}} = 34^\circ\text{C}$
--------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

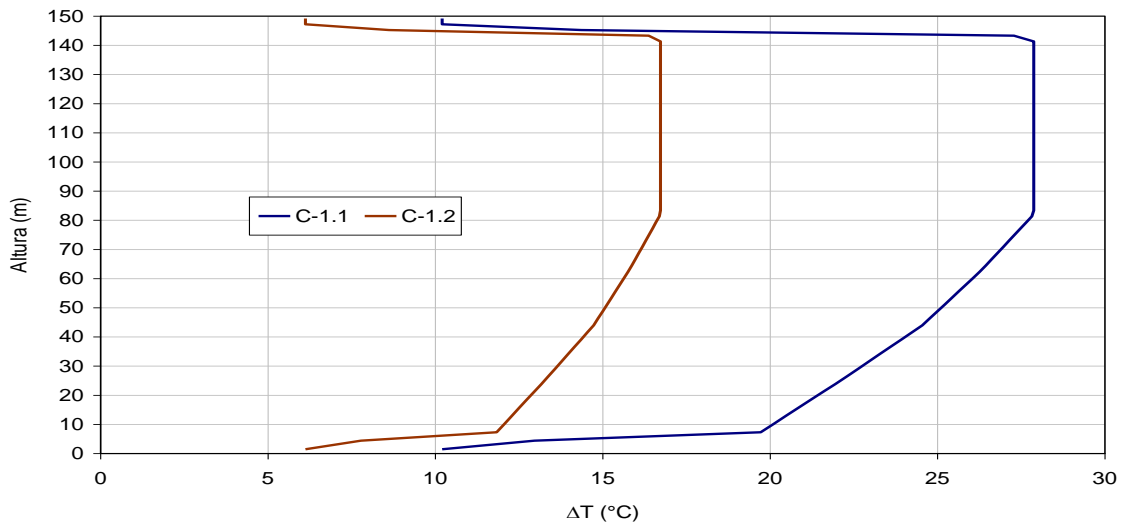
Como se mencionó en la sección 2.3.2, T_i es la temperatura interna de operación de la torre, $T_{\text{máx}}$ y $T_{\text{mín}}$ son las temperaturas estacionales de verano e invierno, respectivamente.

En el capítulo 2.3.2 se mencionó que existen dos condiciones de carga (temperaturas ambientales y operación interna de la torre), y en este ejemplo se evaluaron las condiciones debidas a diferencias de temperatura como se indica en los incisos siguientes:

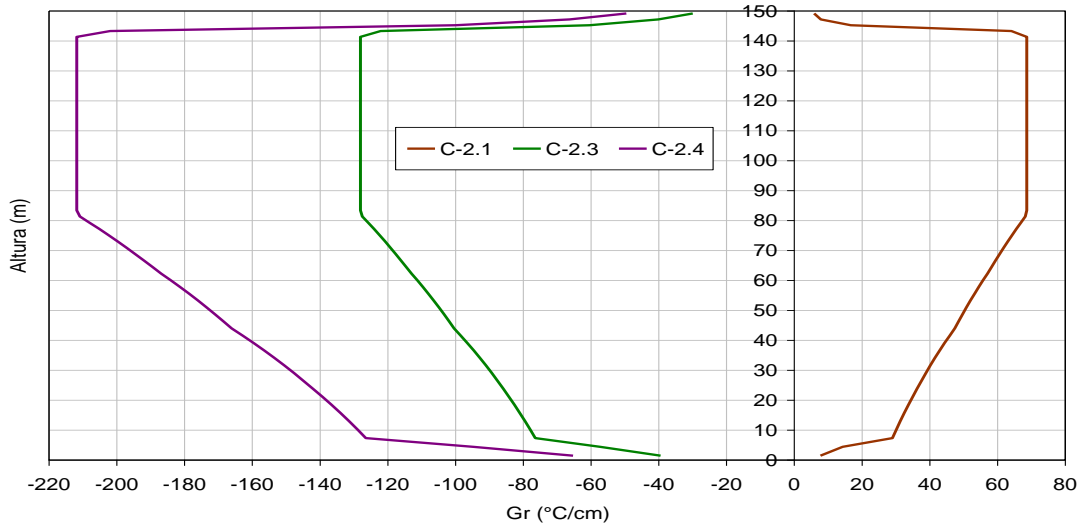
- Los cambios de temperatura estacionales se evaluaron de acuerdo al caso I de la Tabla 2.9.
- Los cambios de temperatura debidos a la exposición directa a los rayos solares se evaluaron de acuerdo al caso II de la Tabla 2.9.
- Los cambios debidos a la operación interna de la torre se calculó con la ecuación: $G_{\text{op}} = (T_i - T_e)/e$. Donde T_i es la temperatura interna de operación de la torre y T_e es la temperatura externa, en verano $T_e = T_{\text{máx}}$ y en invierno $T_e = T_{\text{mín}}$.

El incremento de temperatura y el gradiente de temperatura dependen del espesor, por lo que las cargas de temperatura varían con la altura de forma similar a la del espesor.

La Fig 4.6 muestra las gráficas de la variación del incremento de temperatura y la variación del gradiente de temperatura contra la altura. Estas variaciones son las calculadas por cambios de temperatura estacionales, por exposición directa de los rayos solares y por operación interna de la torre. Para la definición de las curvas ver la Tabla 4.2.



a) Variación de la temperatura (ΔT) con la altura



b) Variación del gradiente (Gr) con la altura

Fig 4.6 Curvas de espesores y temperaturas contra la altura

Tabla 4.2 Casos para cada curva de temperatura

CURVA	CASO
C-1.1	ΔT con EDRS en H.I. (T-1)
C-1.2	ΔT con SERS en H.D. (T-1) y ΔT uniforme con SERS. (T-5)
C-2.1	Gr con EDRS en H.I. (T-2)
C-2.2	Gr_{op} uniforme en operación de verano (T-3)
C-2.3	Gr_{op} uniforme en operación de invierno (T-4)

H.I.: hemisferio izquierdo de la torre
 H.D.: hemisferio derecho de la torre
 EDRS: Exposición directa a los rayos solares
 SERS: Sin exposición a los rayos solares
 Uniforme: ambos hemisferios

De acuerdo a la Tabla 4.2, se generaron los cálculos correspondientes para obtener estas condiciones de carga como se muestra en la Fig 4.7. Obsérvese que en el caso T1 y T2, cuando se trata del caso de EDRS, esta exposición solo se presenta en un hemisferio, en cambio, en el caso de SERS se presenta en ambos hemisferios. La carga de temperatura debida a la operación de la torre es uniforme en el sentido circunferencial, no así con la altura que sigue dependiendo del espesor. Pero como ya se mencionó en la sección 2.3.2, estas condiciones básicas no pueden presentarse de forma aislada, es decir, puede ser que la torre esté con EDRS y con la torre en operación simultáneamente, además de presentarse todos los casos indicados en la Tabla 2.11 (Condiciones de carga por temperatura).

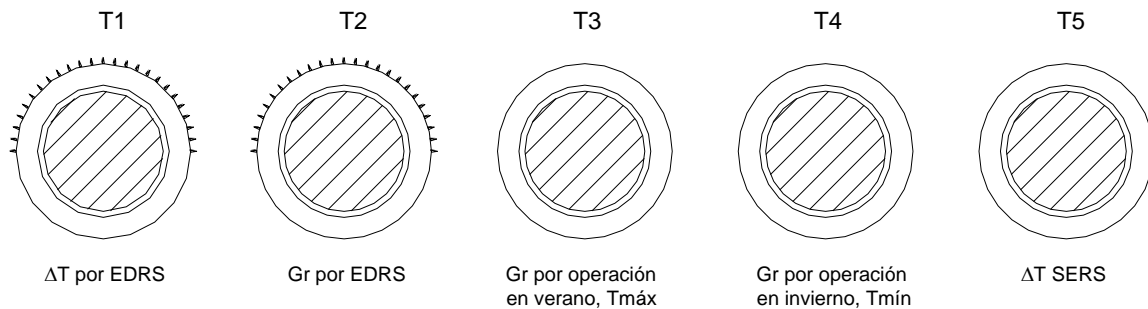


Fig 4.7 Condiciones básicas de carga por temperatura

5.3.3 CARGA DE SISMO

Como se mencionó en el capítulo 2.2.2, el factor de comportamiento sísmico para este tipo de estructuras es igual a la unidad ($Q=1.0$). De acuerdo con la ubicación y tipo de terreno supuesto, se establecieron los siguientes parámetros para obtener el espectro de diseño sísmico. (Fig 4.8)

Zona	Tipo suelo	a_0 (1/g)	c (a/g)	T_a (s)	T_b (s)	r
B	II	0.08	0.30	0.30	1.50	0.667

El espectro de diseño para la componente vertical se tomó como el 75% de la componente horizontal (ver Fig 4.8)

Ya que se trata de una estructura axisimétrica, basta con aplicar el sismo en una sola dirección, como se mencionó en la sección 2.2.3.

Por ser una estructura del grupo A como ya se mencionó anteriormente, las ordenadas espectrales se multiplicaron por 1.5 a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

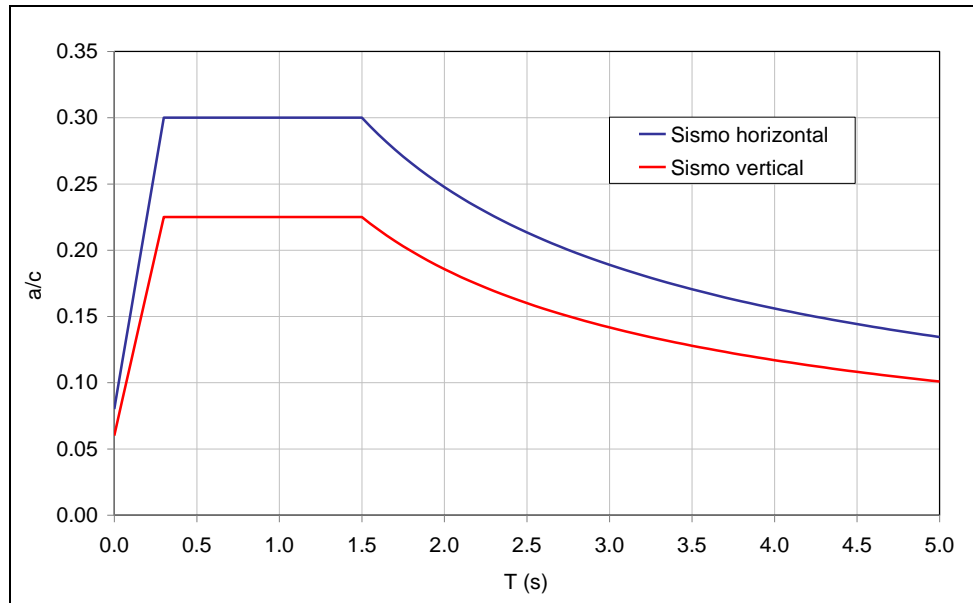


Fig 4.8 Espectro de diseño sísmico para Veracruz

4.3.4 CARGA GRAVITACIONAL

El peso volumétrico del concreto se tomó de $2.4 t/m^3$, en consecuencia, la densidad será $0.2446 t/m^3$. Esta densidad se introduce en el programa “SAP2000”, generando de esta forma las masas correspondientes a cada elemento para así poder realizar un análisis con el método del elemento finito.

4.3.5 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga que establece el MDOC (ref 1, sección 2.4.1), indican básicamente las siguientes dos expresiones:

- a) $1.4 \cdot (S_m + S_v) + S_t$
- b) $1.1 \cdot (S_m + S_v) + 1.5 \cdot S_{s,v} + 0.5 \cdot S_t$

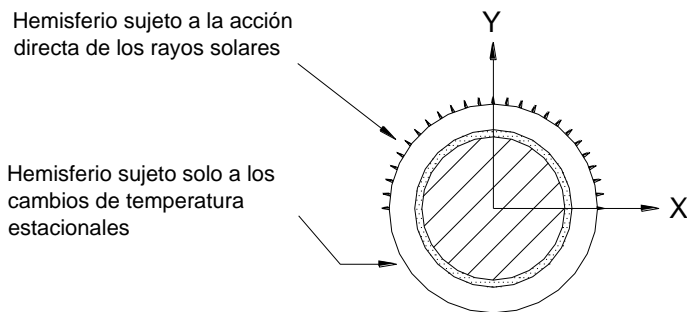
donde:

- S_m Carga muerta
- S_v Carga viva para diseño sísmico
- $S_{s,v}$ Acción debida a sismo o viento
- S_t Acción debida a cambios de temperatura

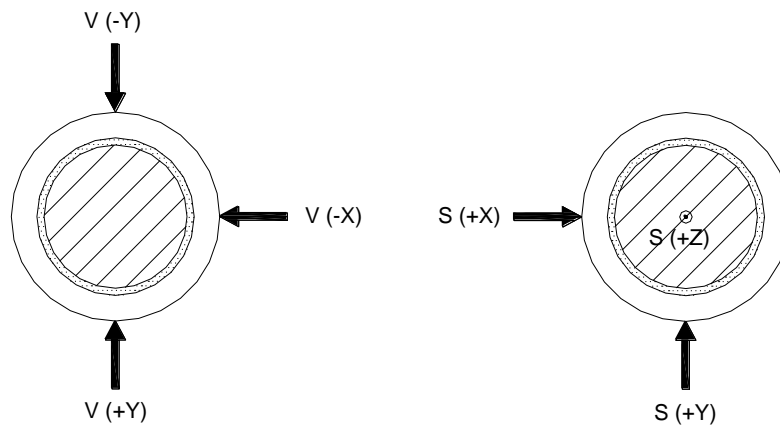
Para las acciones antes mencionadas, se realizaron todas las posibles combinaciones de carga, tomando en cuenta que cuando se incluye una condición de carga por temperatura, deben considerarse varios casos (ver Tabla 4.3). Así mismo, donde se hace referencia a las cargas de viento, deben considerarse los casos de viento en direcciones X y Y según la fig 4.9. La carga viva se tomó como nula. En la Tabla 4.3 se muestran todas las combinaciones de carga contempladas en el análisis.

La acción C.G. se refiere a la carga gravitacional, T-1 a T-5 son las condiciones de temperatura como se explicaron en la Tabla 2.10; las acciones “V” y “S” son de viento y sismo, respectivamente.

En la Fig 4.9 se muestran los esquemas de las cargas actuantes de temperatura, viento y sismo, así como las direcciones y sentidos de estas dos últimas acciones.



a) Torre de enfriamiento sujeta a carga de temperatura



b) Torre de enfriamiento sujeta a carga de viento

c) Torre de enfriamiento sujeta a carga de sismo

Fig 4.9 Cargas actuantes sobre la torre

Tabla 4.3 Combinaciones de carga

COMBINACIONES DE CARGA												
	C.G.	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	S(X)	S(Y)	S(Z)
C1	1.40	1.00	1.00									
C2	1.40	-1.00	1.00									
C3	1.40	1.00	1.00	1.00								
C4	1.40	-1.00	1.00		1.00							
C5	1.40					1.00						
C6	1.40					-1.00						
C7	1.40			1.00		1.00						
C8	1.40				1.00	-1.00						
C9	1.10	0.50	0.50				1.50					
C10	1.10	-0.50	0.50				1.50					
C11	1.10	0.50	0.50	0.50			1.50					
C12	1.10	-0.50	0.50		0.50		1.50					
C13	1.10					0.50	1.50					
C14	1.10					-0.50	1.50					
C15	1.10			0.50		0.50	1.50					
C16	1.10				0.50	-0.50	1.50					
C17	1.10	0.50	0.50					1.50				
C18	1.10	-0.50	0.50					1.50				
C19	1.10	0.50	0.50	0.50				1.50				
C20	1.10	-0.50	0.50		0.50			1.50				
C21	1.10					0.50		1.50				
C22	1.10					-0.50		1.50				
C23	1.10			0.50		0.50		1.50				
C24	1.10				0.50	-0.50		1.50				
C25	1.10	0.50	0.50						1.50			
C26	1.10	-0.50	0.50						1.50			
C27	1.10	0.50	0.50	0.50					1.50			
C28	1.10	-0.50	0.50		0.50				1.50			
C29	1.10					0.50			1.50			
C30	1.10					-0.50			1.50			
C31	1.10			0.50		0.50			1.50			
C32	1.10				0.50	-0.50			1.50			
C33	1.10	0.50	0.50							1.50	0.50	
C34	1.10	-0.50	0.50							1.50	0.50	
C35	1.10	0.50	0.50	0.50						1.50	0.50	
C36	1.10	-0.50	0.50		0.50					1.50	0.50	
C37	1.10					0.50				1.50	0.50	
C38	1.10					-0.50				1.50	0.50	
C39	1.10			0.50		0.50				1.50	0.50	
C40	1.10				0.50	-0.50				1.50	0.50	
C41	1.10	0.50	0.50							0.50	1.50	
C42	1.10	-0.50	0.50							0.50	1.50	
C43	1.10	0.50	0.50	0.50						0.50	1.50	
C44	1.10	-0.50	0.50		0.50					0.50	1.50	
C45	1.10					0.50				0.50	1.50	
C46	1.10					-0.50				0.50	1.50	
C47	1.10			0.50		0.50				0.50	1.50	
C48	1.10				0.50	-0.50				0.50	1.50	
C49	1.10	0.50	0.50								1.50	0.50
C50	1.10	-0.50	0.50								1.50	0.50
C51	1.10	0.50	0.50	0.50							1.50	0.50
C52	1.10	-0.50	0.50		0.50						1.50	0.50
C53	1.10					0.50					1.50	0.50
C54	1.10					-0.50					1.50	0.50
C55	1.10			0.50		0.50					1.50	0.50
C56	1.10				0.50	-0.50					1.50	0.50

COMBINACIONES DE CARGA (continuación)												
	C.G.	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	S(X)	S(Y)	S(Z)
C57	1.10	0.50	0.50								0.50	1.50
C58	1.10	-0.50	0.50								0.50	1.50
C59	1.10	0.50	0.50	0.50							0.50	1.50
C60	1.10	-0.50	0.50		0.50						0.50	1.50
C61	1.10					0.50					0.50	1.50
C62	1.10					-0.50					0.50	1.50
C63	1.10			0.50		0.50					0.50	1.50
C64	1.10				0.50	-0.50					0.50	1.50
C65	1.1	0.5	0.5							1.5		-0.5
C66	1.1	-0.5	0.5							1.5		-0.5
C67	1.1	0.5	0.5	0.5						1.5		-0.5
C68	1.1	-0.5	0.5		0.5					1.5		-0.5
C69	1.1					0.5				1.5		-0.5
C70	1.1					-0.5				1.5		-0.5
C71	1.1			0.5		0.5				1.5		-0.5
C72	1.1				0.5	-0.5				1.5		-0.5
C73	1.1	0.5	0.5							0.5		-1.5
C74	1.1	-0.5	0.5							0.5		-1.5
C75	1.1	0.5	0.5	0.5						0.5		-1.5
C76	1.1	-0.5	0.5		0.5					0.5		-1.5
C77	1.1					0.5				0.5		-1.5
C78	1.1					-0.5				0.5		-1.5
C79	1.1			0.5		0.5				0.5		-1.5
C80	1.1				0.5	-0.5				0.5		-1.5
C81	1.1	0.5	0.5							1.5		-0.5
C82	1.1	-0.5	0.5							1.5		-0.5
C83	1.1	0.5	0.5	0.5						1.5		-0.5
C84	1.1	-0.5	0.5		0.5					1.5		-0.5
C85	1.1					0.5				1.5		-0.5
C86	1.1					-0.5				1.5		-0.5
C87	1.1			0.5		0.5				1.5		-0.5
C88	1.1				0.5	-0.5				1.5		-0.5
C89	1.1	0.5	0.5							0.5		-1.5
C90	1.1	-0.5	0.5							0.5		-1.5
C91	1.1	0.5	0.5	0.5						0.5		-1.5
C92	1.1	-0.5	0.5		0.5					0.5		-1.5
C93	1.1					0.5				0.5		-1.5
C94	1.1					-0.5				0.5		-1.5
C95	1.1			0.5		0.5				0.5		-1.5
C96	1.1				0.5	-0.5				0.5		-1.5
C97	1.1	0.5	0.5							-1.5		0.5
C98	1.1	-0.5	0.5							-1.5		0.5
C99	1.1	0.5	0.5	0.5						-1.5		0.5
C100	1.1	-0.5	0.5		0.5					-1.5		0.5
C101	1.1					0.5				-1.5		0.5
C102	1.1					-0.5				-1.5		0.5
C103	1.1			0.5		0.5				-1.5		0.5
C104	1.1				0.5	-0.5				-1.5		0.5
C105	1.1	0.5	0.5							-0.5		1.5
C106	1.1	-0.5	0.5							-0.5		1.5
C107	1.1	0.5	0.5	0.5						-0.5		1.5
C108	1.1	-0.5	0.5		0.5					-0.5		1.5
C109	1.1					0.5				-0.5		1.5
C110	1.1					-0.5				-0.5		1.5
C111	1.1			0.5		0.5				-0.5		1.5
C112	1.1				0.5	-0.5				-0.5		1.5

COMBINACIONES DE CARGA (continuación)												
	C.G.	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	S(X)	S(Y)	S(Z)
C113	1.1	0.5	0.5								-1.5	0.5
C114	1.1	-0.5	0.5								-1.5	0.5
C115	1.1	0.5	0.5	0.5							-1.5	0.5
C116	1.1	-0.5	0.5		0.5						-1.5	0.5
C117	1.1					0.5					-1.5	0.5
C118	1.1					-0.5					-1.5	0.5
C119	1.1			0.5		0.5					-1.5	0.5
C120	1.1				0.5	-0.5					-1.5	0.5
C121	1.1	0.5	0.5								-0.5	1.5
C122	1.1	-0.5	0.5								-0.5	1.5
C123	1.1	0.5	0.5	0.5							-0.5	1.5
C124	1.1	-0.5	0.5		0.5						-0.5	1.5
C125	1.1					0.5					-0.5	1.5
C126	1.1					-0.5					-0.5	1.5
C127	1.1			0.5		0.5					-0.5	1.5
C128	1.1				0.5	-0.5					-0.5	1.5
C129	1.1	0.5	0.5							-1.5		-0.5
C130	1.1	-0.5	0.5							-1.5		-0.5
C131	1.1	0.5	0.5	0.5						-1.5		-0.5
C132	1.1	-0.5	0.5		0.5					-1.5		-0.5
C133	1.1					0.5				-1.5		-0.5
C134	1.1					-0.5				-1.5		-0.5
C135	1.1			0.5		0.5				-1.5		-0.5
C136	1.1				0.5	-0.5				-1.5		-0.5
C137	1.1	0.5	0.5							-0.5		-1.5
C138	1.1	-0.5	0.5							-0.5		-1.5
C139	1.1	0.5	0.5	0.5						-0.5		-1.5
C140	1.1	-0.5	0.5		0.5					-0.5		-1.5
C141	1.1					0.5				-0.5		-1.5
C142	1.1					-0.5				-0.5		-1.5
C143	1.1			0.5		0.5				-0.5		-1.5
C144	1.1				0.5	-0.5				-0.5		-1.5
C145	1.1	0.5	0.5							-1.5		-0.5
C146	1.1	-0.5	0.5							-1.5		-0.5
C147	1.1	0.5	0.5	0.5						-1.5		-0.5
C148	1.1	-0.5	0.5		0.5					-1.5		-0.5
C149	1.1					0.5				-1.5		-0.5
C150	1.1					-0.5				-1.5		-0.5
C151	1.1			0.5		0.5				-1.5		-0.5
C152	1.1				0.5	-0.5				-1.5		-0.5
C153	1.1	0.5	0.5							-0.5		-1.5
C154	1.1	-0.5	0.5							-0.5		-1.5
C155	1.1	0.5	0.5	0.5						-0.5		-1.5
C156	1.1	-0.5	0.5		0.5					-0.5		-1.5
C157	1.1					0.5				-0.5		-1.5
C158	1.1					-0.5				-0.5		-1.5
C159	1.1			0.5		0.5				-0.5		-1.5
C160	1.1				0.5	-0.5				-0.5		-1.5

4.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Los resultados obtenidos se presentan en una serie de gráficas (Figs 4.10 a 4.17) con los elementos mecánicos máximos y mínimos en toda la torre para una altura determinada. Las curvas que se presentan corresponden a envolventes de varias combinaciones de carga: que incluyen carga vertical y temperatura, viento y temperatura y sismo y temperatura. La envolvente total no se graficó para poder distinguir cuál envolvente de las mencionadas es la que está dominando el diseño. El valor máximo y mínimo que se grafica es el correspondiente a cualquiera de los elementos del anillo a esa altura que exhiba el valor máximo o mínimo, esto es, máximo o mínimo circunferencial.

Las curvas que corresponden a los valores máximo y mínimos de una envolvente específica, aparecen ambas identificadas de la misma forma. Es claro que la curva que corresponde al mínimo siempre está a la izquierda de la curva que representa a los máximos.

En las figuras aparecen dos sub-gráficas que corresponden solo a los extremos del cascarón (dinteles). Esto se debe a que en estas zonas los valores son muy grandes con relación al resto de la torre. De esta forma se evita que se pierda el detalle de las curvas al interior de la torre.

Los elementos mecánicos que se muestran en las gráficas son fuerzas o momentos por **unidad de longitud**.

F11 es la fuerza normal en el sentido circunferencial, por unidad de ancho. Esto es

$$F11 = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{11} dt$$

donde σ_{11} es el esfuerzo en el sentido circunferencial, 't' es el ancho del cascarón.

El elemento mecánico F22, es una fuerza en el sentido meridional y se calcula en términos del esfuerzo σ_{22} en forma similar a F11.

El momento M11, es un momento que flexiona al cascarón con respecto a un eje meridional. Si es negativo tiende a incrementar la curvatura en el sentido circunferencial (la flexión es hacia adentro). Se calcula en términos del esfuerzo normal circunferencial como:

$$M11 = \int_{-t/2}^{t/2} t \cdot \sigma_{11} dt$$

El momento M22 es un momento con respecto a un eje circunferencial. Si es positivo, tiende a aumentar la curvatura del cascarón en el sentido meridional (la flexión es hacia afuera). Se calcula en términos del esfuerzo meridional, en forma similar a M11.

El resto de las ecuaciones y la interpretación de de estas fuerzas se muestran en la sección 3.3. En las conclusiones se comentan las curvas que se presentan en esta sección.

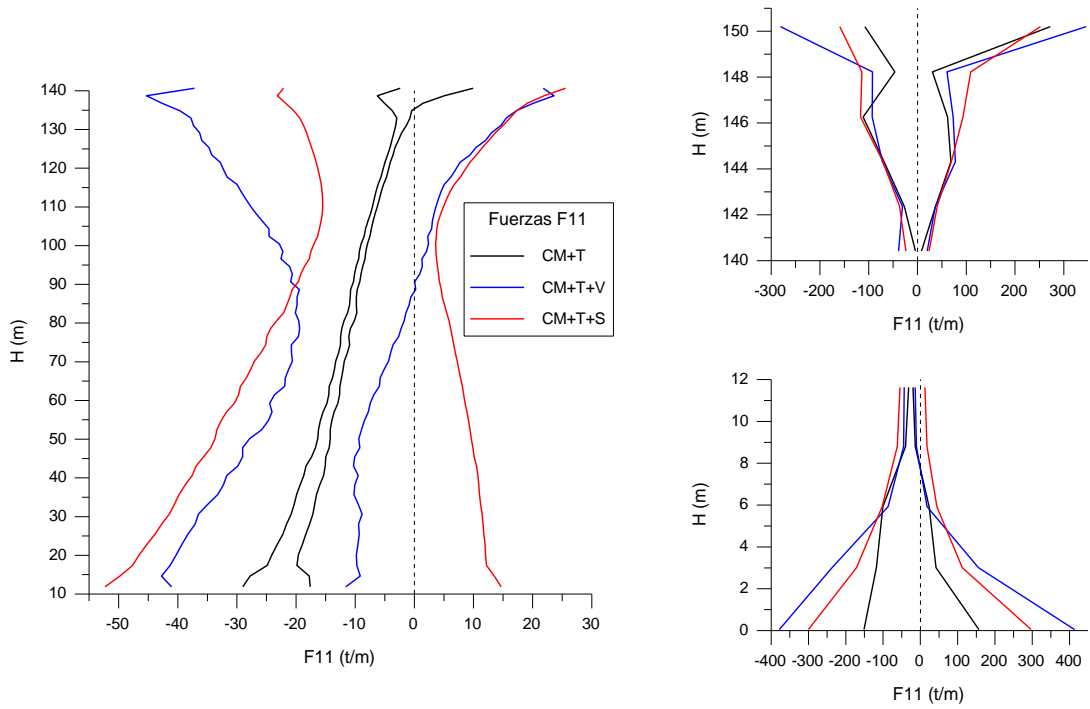


Fig 4.10 Fuerzas circunferenciales (F11) a lo largo de la altura del cascarón

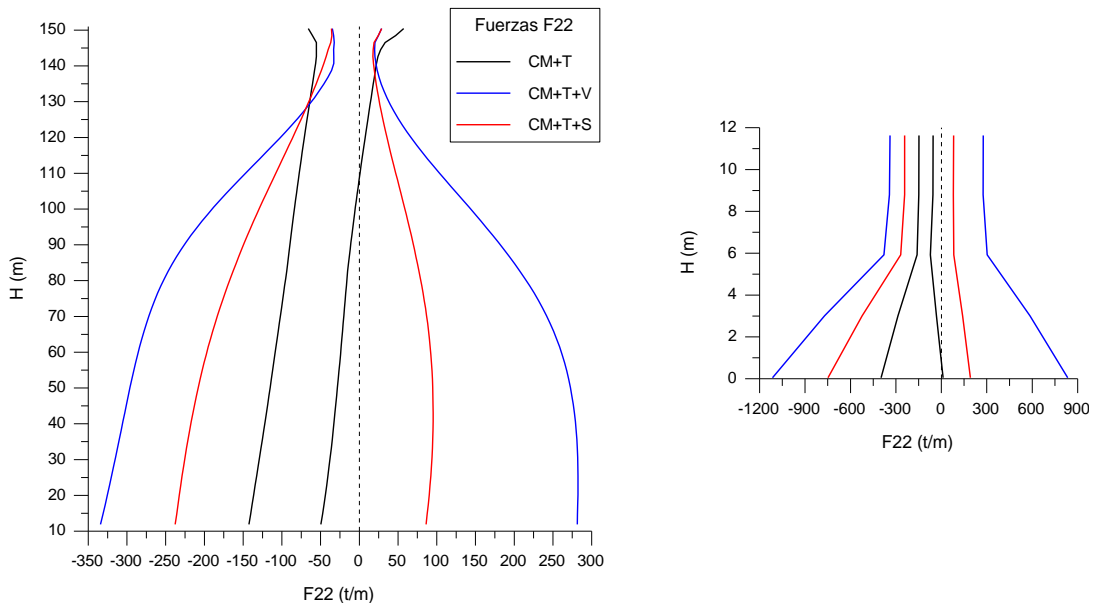


Fig 4.11 Fuerzas meridionales (F22) a lo largo de la altura del cascarón

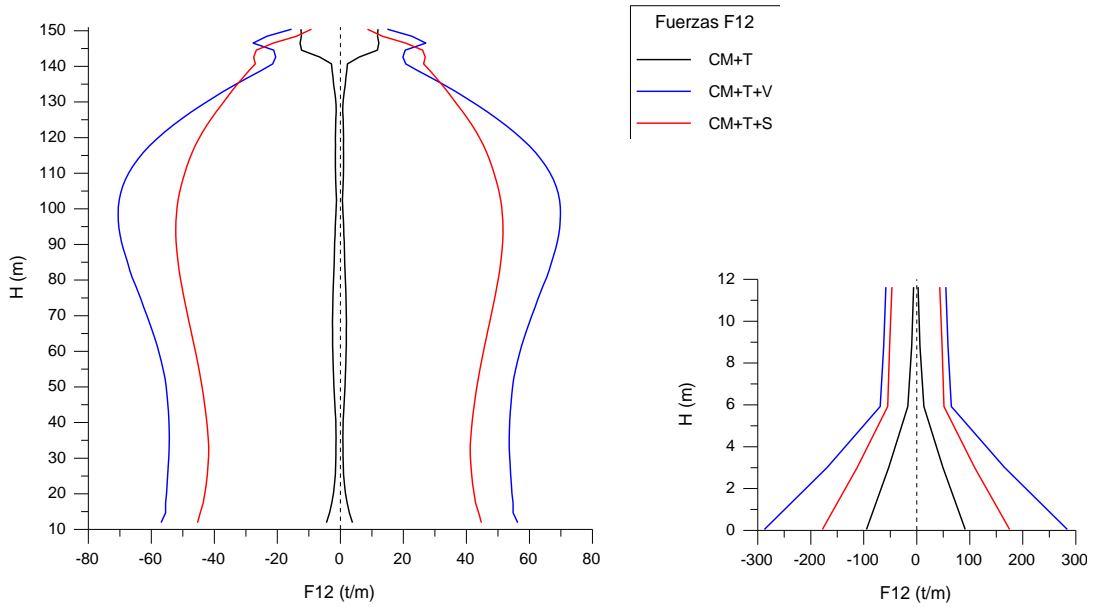


Fig 4.12 Fuerzas cortantes (F12) a lo largo de la altura del cascarón

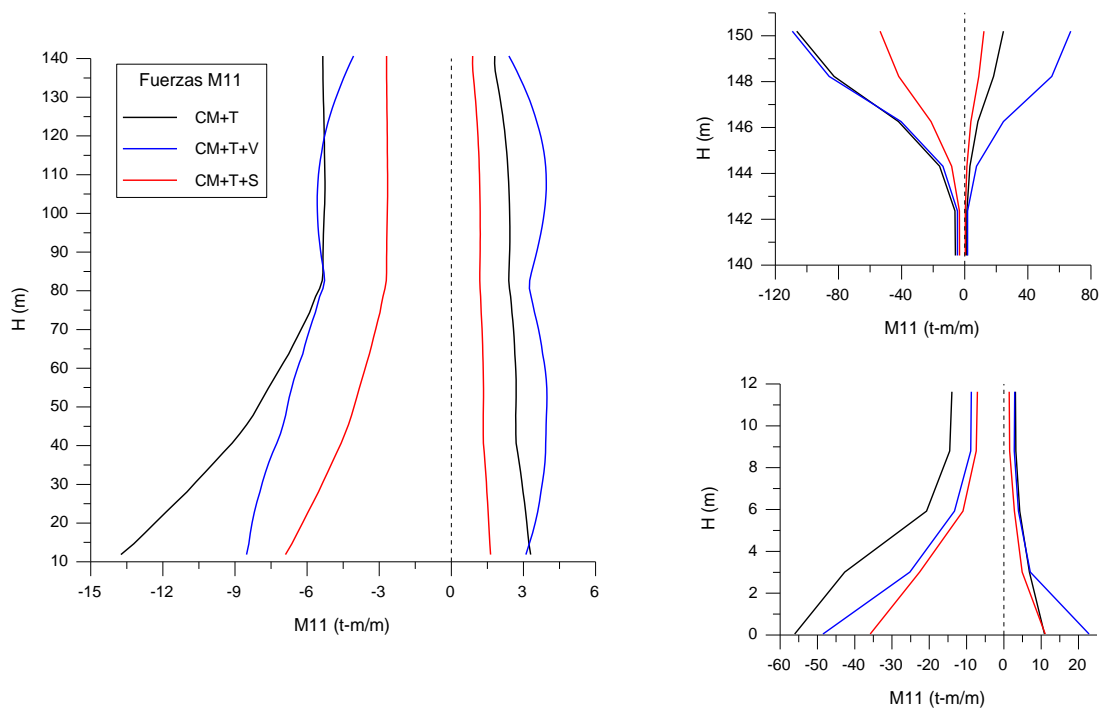


Fig 4.13 Momentos M11 a lo largo de la altura del cascarón

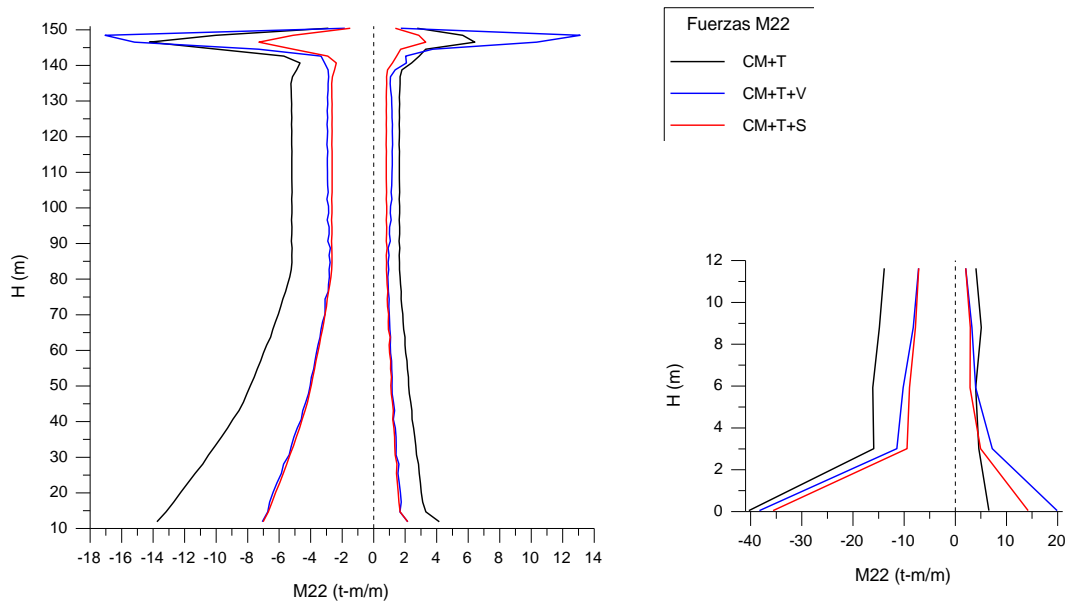


Fig 4.14 Momentos M22 a lo largo de la altura del cascarón

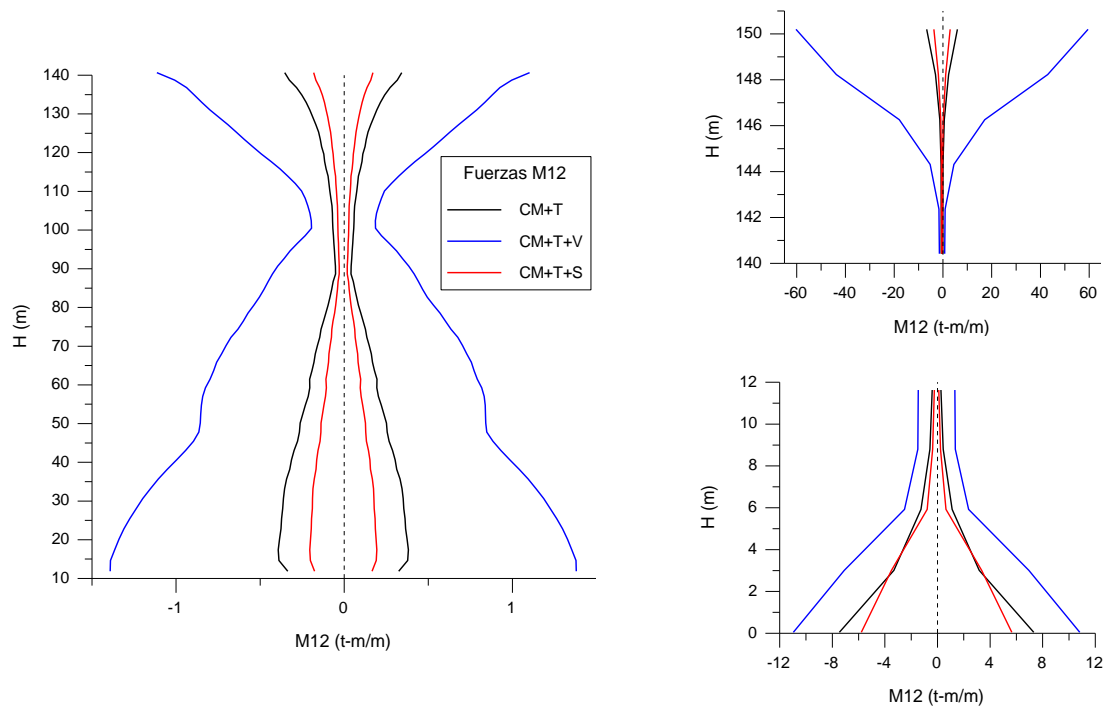


Fig 4.15 Momentos M12 a lo largo de la altura del cascarón

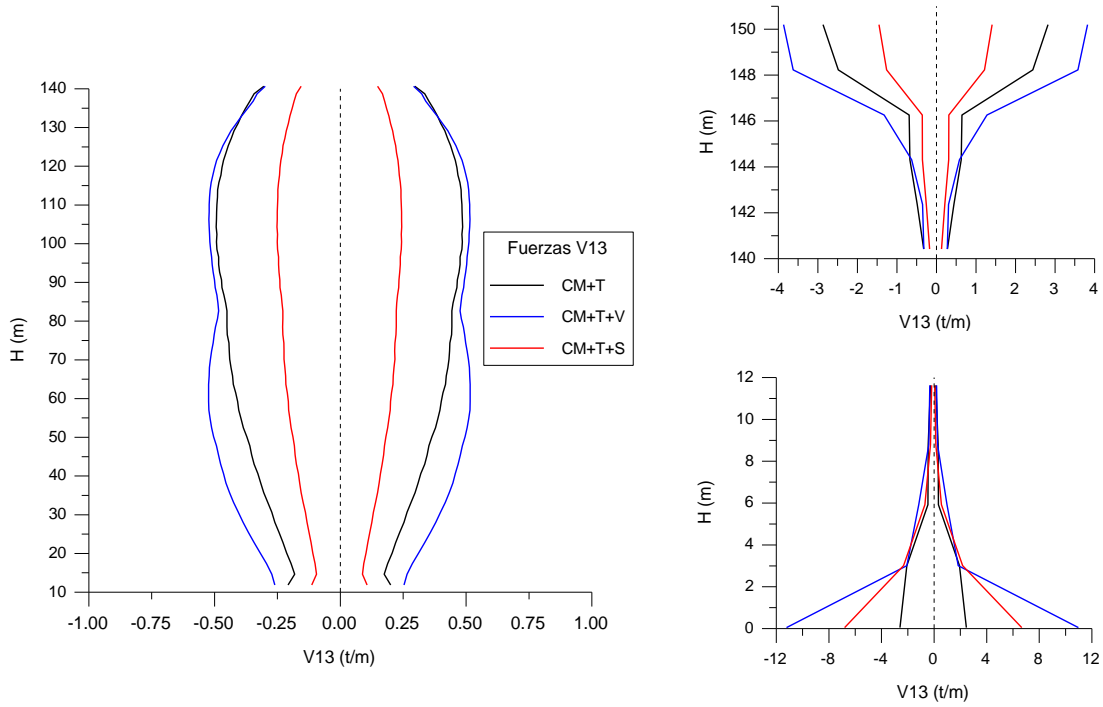


Fig 4.16 Fuerzas V13 a lo largo de la altura del cascarón

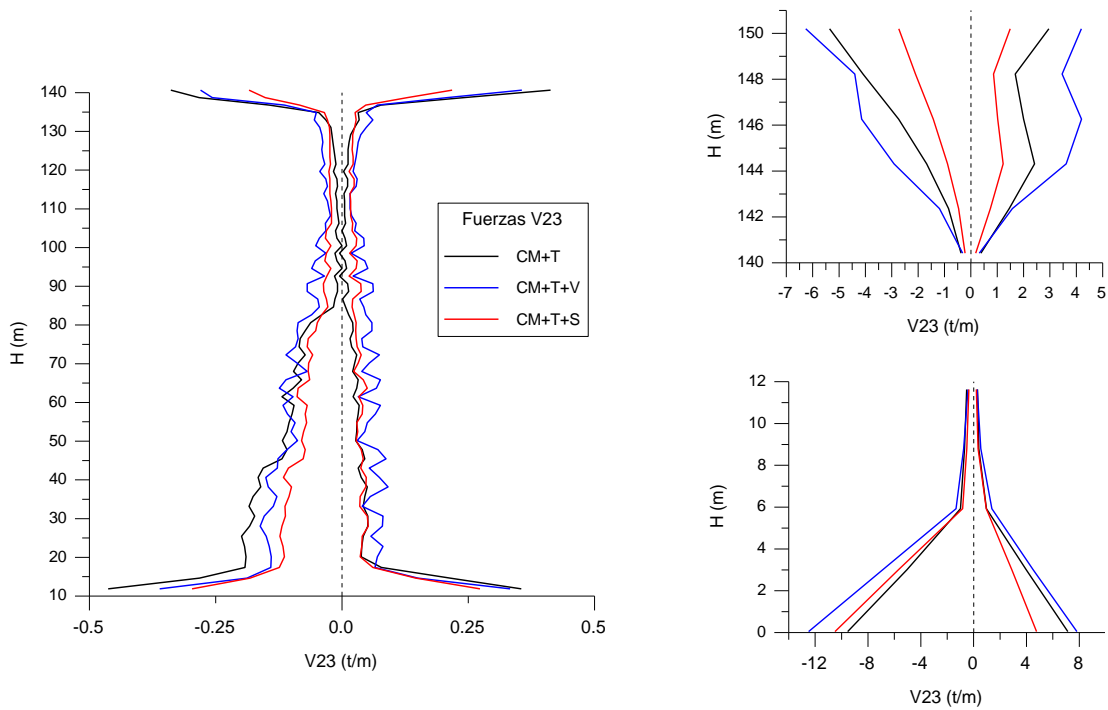


Fig 4.17 Fuerzas V23 a lo largo de la altura del cascarón

4.5 DISEÑO DEL REFUERZO

En este ejemplo de aplicación se revisa la cuantía de acero en 3 secciones representativas de la torre, las cuales son: dintel inferior, garganta y dintel superior. Se revisará un solo elemento cascarón por cada nivel, ya que por ser una estructura axisimétrica el diseño será el mismo para todos los elementos del anillo. No se pretende entrar en detalle ni en metodologías de cálculo de estos refuerzos, ya que dicho tema es extenso.

Los elementos cascarón deben dimensionarse para la interacción carga axial-momento, cortante y cambios volumétricos. El refuerzo deberá resistir en su totalidad las fuerzas de tensión que se generen del análisis.

Las fuerzas internas importantes para el diseño de los elementos se muestran a continuación. Se puede observar que el resto de los elementos mecánicos son muy pequeños.

DINTEL INFERIOR						
	Esp (m)	F11 (t*m)	F22 (t*m)	F12 (t*m)	M11 (t*m/m)	M22 (t*m/m)
máx (tensión)	0.654	411	825	283	64	23
mín (compresión)	0.654	-363	-1098	-285	-26	-46

GARGANTA (120 m)						
	Esp (m)	F11 (t*m)	F22 (t*m)	F12 (t*m)	M11 (t*m/m)	M22 (t*m/m)
máx (tensión)	0.203	8	71	58	5	2
mín (compresión)	0.203	-32	-102	-58	-6	-6

DINTEL SUPERIOR						
	Esp (m)	F11 (t*m)	F22 (t*m)	F12 (t*m)	M11 (t*m/m)	M22 (t*m/m)
máx (tensión)	0.884	348	62	15	78	15
mín (compresión)	0.884	-277	-68	-16	-125	-17

a) Interacción carga axial y momento:

Las resistencias del concreto y del acero son: $f'c=300\text{ kg/cm}^2$ y $Fy=4200\text{ kg/cm}^2$. De acuerdo con las gráficas de interacción para columnas de concreto reforzado del Instituto de Ingeniería, se obtuvo el refuerzo meridional y circunferencial como se muestra en las siguientes tablas:

DINTEL INFERIOR											
	b	d	h	e11	e22	e11/h	e22/h	p11	As11	p22	As22
	cm	cm	cm	cm	cm				cm2		cm2
máx (tensión)	100	61.4	65.4	6.4355	2.7879	0.0984	0.043	0.024	155.7	0.040	260.5
mín (compresión)	100	61.4	65.4	17.741	4.1894	0.2713	0.064	0.010	63.5	0.010	63.5

GARGANTA (120 m)											
	b	d	h	e11	e22	e11/h	e22/h	p11	As11	p22	As22
	cm	cm	cm	cm	cm				cm2		cm2
máx (tensión)	100	16.3	20.3	57.5	3.2394	2.8325	0.160	0.010	19.7	0.015	29.6
mín (compresión)	100	16.3	20.3	17.969	5.6373	0.8852	0.278	0.010	19.9	0.010	19.9

DINTEL SUPERIOR											
	b	d	h	e11	e22	e11/h	e22/h	p11	As11	p22	As22
	cm	cm	cm	cm	cm				cm ²		cm ²
máx (tensión)	100	84.4	88.4	22.471	24.113	0.2542	0.273	0.020	180.3	0.007	64.4
mín (compresión)	100	84.4	88.4	45.253	28.75	0.5119	0.325	0.010	86.7	0.007	65.0

donde:

b es el ancho del cascarón

h es el espesor del cascarón

D es el peralte efectivo del cascarón, se consideró 4 cm de recubrimiento

e11 y e22 son las excentricidades en el sentido circunferencial y meridional, respectivamente

p11 y p22 son las cuantías de acero en el sentido circunferencial y meridional, respectivamente

As11 y As22 son cantidades de acero en el sentido circunferencial y meridional, respectivamente

A continuación, se presenta el resumen del refuerzo meridional y circunferencial:

Refuerzo Meridional				
	h(cm)	As	acero T(t)	cuantía %
dintel inferior	65.4	261	986.58	3.99
garganta	20.3	30	113.4	1.48
dintel superior	88.4	65	245.7	0.74

Refuerzo Circunferencial				
	h(cm)	As	acero T(t)	cuantía %
dintel inferior	65.4	156	589.68	2.39
garganta	20.3	20	75.6	0.99
dintel superior	88.4	180	680.4	2.04

Obsérvese que con tan solo la cuantía de acero se cubre las tensiones resultantes del análisis. La cuarta columna nos indica la fuerza de tensión resistente con la pura cuantía. La cuantía calculada tomando en cuenta solo la interacción carga axial-momento se encuentra entre 0.35 y 4 por ciento, que es la mínima y máxima, respectivamente, que se propone en el manual de CFE de Torres de Enfriamiento.

b) Revisión del refuerzo para cortante:

Debido a que el cascarón tiene grandes dimensiones de largo y ancho respecto al espesor, puede suponerse un comportamiento similar al de los muros cuando actúa el cortante. Las siguientes expresiones calculan la contribución del concreto a fuerza cortante y la limitación de dicho cortante:

$$V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} * t L \quad \text{resistencia del concreto a fuerza cortante}$$

$$V_{u_lim} = 2 F_R A_c \sqrt{f_c} * \quad \text{Limitación para fuerza cortante última (Vu)}$$

donde:

- FR factor de resistencia para cortante
- t espesor del cascarón
- L longitud del cascarón
- Ac Área transversal del cascarón

Ahora, la cuantía del refuerzo en ambas direcciones es como sigue:

$$p_m = \frac{V_u - V_{cr}}{F_R F_y A_c} \quad \text{cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de fuerza cortante}$$

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025) \quad \text{cuantía en la dirección perpendicular a la dirección de la fuerza cortante}$$

Se tomará “L” y “Hm” como la longitud del cascarón en el sentido circunferencial y meridional, respectivamente.

En este caso, la cuantía se tomará como la mayor de ambas. La longitud “L” y “Hm” se tomarán como 100 cm, ya que las fuerzas están aplicadas en una sección transversal donde estas fuerzas están por unidad de longitud de un metro.

A continuación, se presenta un resumen de las cuantías y esfuerzos cortantes de las secciones en estudio:

	$p_{m,n}$	F_{12}	V_u	V_{u-lim}	V_u/V_{u-lim}
	%	(t/m)	kg/cm ²	kg/cm ²	
dintel inferior	0.98	285	43.1	24.78	1.735
garganta	0.54	58	28.57	24.78	1.153
dintel superior	0.25	16	1.80	24.78	0.073

El cálculo final de la cuantía se tomó como: $p_{m,n} = \max(p_m, p_n)$

La cuantía de 0.25 por ciento en el dintel superior es la mínima especificada por las NTC-2004 de Concreto, obsérvese que la fuerza cortante es muy pequeña en este dintel. En cuanto al dintel inferior, el cortante actuante excede el límite permisible en un 74 por ciento por lo que da una cuantía relativamente alta del 0.98 por ciento. Esta última cuantía solo se calculó para tener una idea del refuerzo por cortante.

c) Refuerzo total en el sentido meridional y circunferencial

Ya que las fuerzas F11, F22 y F12 actuarán simultáneamente, las cuantías deberán sumarse, sin embargo, por facilidad estos elementos mecánicos fueron obtenidos de la envolvente del análisis. Habrá que recordar que los elementos mecánicos máximos y mínimos no actúan en general simultáneamente, por lo tanto, tendremos un diseño relativamente conservador.

Refuerzo Meridional			
	%	%	total (%)
dintel inferior	3.99	0.98	4.97
garganta	1.48	0.54	2.02
dintel superior	0.74	0.25	0.99

Refuerzo Circunferencial			
	%	%	total (%)
dintel inferior	2.39	0.98	3.37
garganta	0.99	0.54	1.53
dintel superior	2.04	0.25	2.29

Para torres de enfriamiento, las cuantía mínima y máxima son de 0.35 y 4 por ciento, respectivamente. La cuantía mínima es cubierta correctamente, pero la cuantía máxima es excedida en el dintel inferior solo para el refuerzo meridional. De acuerdo a esto, las cuantías calculadas son razonables.

En la sección 5.4 del capítulo de “Conclusiones” se comenta acerca de estos refuerzos.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

5.1 ACCIONES

En el caso de un grupo de torres o una torre y un edificio cercanos, y cuando las distancias entre estas estructuras sean muy pequeñas, sería conveniente que las ubicaciones finales de estas estructuras se basen en estudios aerodinámicos, aún cuando los factores de interferencia se puedan determinar con facilidad. Esto es debido a que si los efectos dinámicos nos parecen adecuados en el diseño estructural para determinadas distancias entre estas estructuras, dichas distancias pueden afectar el flujo adecuado y continuo del aire de entrada, de esta forma puede ser posible que la torre no esté cumpliendo su objetivo de enfriar el agua. Los estudios en túnel de viento nos auxiliarían en saber si la entrada de aire en la parte inferior de la torre sería la adecuada.

Además, en los estudios en túnel de viento se deben de tomar en cuenta otras estructuras cercanas a las torres de enfriamiento de las cuales se pueda inferir que las primeras obstruyen el flujo de aire a la torre.

Los F_i deben de depender de las propiedades dinámicas, de las velocidades actuantes y de las dimensiones de las torres, pero como se analiza la interferencia relativa entre estas últimas, finalmente este factor depende básicamente de las dimensiones y distancias entre ellas, pero no nos habla de los FAD particulares de cada torre. Como ya se vio anteriormente, los FAD dependen de las propiedades dinámicas, de la velocidad del viento actuante y dimensiones de la estructura en particular.

Se quiere enfatizar que el factor de amplificación dinámico es independiente del factor de interferencia.

Al diseñar una torre de enfriamiento de mediana altura se aconseja seguir las recomendaciones del manual de CFE correspondiente, sin embargo, para torres de gran altura como las presentadas en la Tabla 1 del capítulo de introducción, se recomendaría realizar pruebas en túnel de viento a pesar de que el FAD y el F_i puedan ser calculados con facilidad. Esto es debido a la complejidad que presenta este tipo de torres en cuanto a la acción de viento.

En cuanto a la operación de la torre, la temperatura interna deberá ser proporcionada correctamente por el análisis termodinámico indicado. Se aconsejaría pintar la torre de blanco para que algunos de los efectos de temperatura disminuyan como se indicó en la tabla 2.9, sin embargo, ya que el color tiene la habilidad de reflejar los rayos solares, podría ser molesto para las personas que transitan cerca de la torre. Sin embargo, no parece juicioso depender de que la torre este bien pintada para hacer su diseño estructural.

5.2 MODELACIÓN MATEMÁTICA

Por simplicidad, en el ejemplo del capítulo 4 se consideró que los apoyos de las columnas eran articulados, ya que se modeló la viga anillo de cimentación que aporta la rigidez a flexión, sin embargo, deberán de considerarse las condiciones de frontera lo más realistas posibles, es decir, considerar la rigidez del suelo a lo largo de la viga anillo. Por otra parte, la carga gravitacional solo se tomó con el peso del cascarón, pero en la realidad deberán considerarse todas las cargas gravitacionales que pudieran actuar sobre el cascarón que corresponden a instalaciones.

El refinamiento de la malla de este ejemplo fue de 3° como intervalo de paso, en otros artículos se estudian torres de grandes dimensiones como está, donde se manejan 7.5° de refinamiento, y cerca de los dinteles manejan transiciones con elementos triangulares, pero como ya se mencionó, estos últimos presentan cálculos de esfuerzos pobres y se necesitaría un esfuerzo adicional en el refinamiento de estos elementos triangulares. Por lo que con las capacidades de cómputo actuales es más simple evitar las transiciones y usar una malla más fina para todo el cascarón.

5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Las irregularidades en las curvas, por ejemplo en F11, se deben, a que los valores graficados no necesariamente provienen de la misma sección longitudinal. Los valores graficados representan el máximo y mínimo valor a una altura determinada en toda la circunferencia. Es de esperarse que en las curvas como en la F22, los valores máximos coincidan al menos en tramos en el sentido meridional, por lo que aparecen más suaves.

En lo que sigue llamaremos a las combinaciones presentadas en las figuras de la siguiente forma: Comb1: CM+T, Comb2: CM+T+V y Comb3: CM+T+S.

En lo que respecta a los esfuerzos circunferenciales F11, se observa que la Comb1 es relativamente pequeña respecto a las demás, en cambio las otras son las que dominan en estos esfuerzos. La Comb2 domina en las fuerzas de compresión a una altura de 90 m en adelante y en las fuerzas de tensión de la garganta hacia arriba. La Comb3 domina para tensión y compresión de la garganta hacia abajo. En el dintel superior tienen valores similares las tres combinaciones, pero en el inferior está dominado por la Comb2.

En cuanto a los esfuerzos meridionales F22, la Comb2 domina en todo lo alto de la torre excepto en el dintel superior donde la Comb1 está predominando. Por otro lado, las fuerzas cortantes F12 son dominados por la Comb2 a todo lo alto de la torre. En los momentos positivos M11 rige la Comb2, mientras que en los negativos rige la Comb1 en casi toda la altura. Mientras que en los momentos negativos y positivos M22 rige la Comb1 para toda la torre excepto en el dintel superior. Y para el momento M12 y las fuerzas V13 y V23 rige la Comb2.

Obsérvese que los elementos mecánicos más grandes son las fuerzas: F11, F22 y F12; esto es el comportamiento de cascarón. Mientras que los otros elementos mecánicos: M11, M22, M12, V13 y V23 son pequeños; es de esperarse, pues para las grandes dimensiones de diámetro y altura se tienen espesores pequeños.

Los cortantes (F12) y las fuerzas meridionales (F22) son las que dominan por la Comb2, y es razonable, ya que la acción del viento es considerable debido a la gran área expuesta y a que las fuerzas son del orden de dos a consecuencia del FAD. En un grupo de torres, tomando en cuenta el Fi, las fuerzas de viento tal vez regirían todos los elementos mecánicos. Por otra parte, en los momentos M11 y M22 es regido por la Comb1, y es lógico ya que los gradientes de temperatura provocan precisamente ese tipo de elementos mecánicos.

La mayor parte de los elementos mecánicos adoptan una forma similar a la de la hipérbola, además de que en la parte más alta y más baja de la torre existen los elementos mecánicos mayores debido a que la rigidez es más alta en esas zonas.

En este caso particular en lo que respecta a las fuerzas internas, algunas de las acciones fueron dominantes respecto a las otras, pero esto puede ser diferente para otros casos, ya que habrá algunas zonas donde las acciones de viento, sismo y temperatura tengan intensidades diferentes, y una de las acciones domine más que las otras.

5.4 REVISIÓN DEL REFUERZO

En el artículo donde estudian la misma torre de enfriamiento que se usó de ejemplo en el presente trabajo, indica los siguientes parámetros: 1) el módulo de elasticidad del concreto es 18% mayor que el utilizado en este trabajo, 2) la relación de Poisson es de 0.175 y en este trabajo se manejó de 0.0 para el cascarón, 3) la modelación de las columnas y viga anillo no parece haberse tomado en cuenta, 4) la velocidad regional fue de 145 km/h, a diferencia de este trabajo que es de 150 km/h, 5) no se contemplaron efectos de temperatura a diferencia del presente trabajo y 6) el FAD no es comentado.

De acuerdo a lo anterior, si se tiene un módulo de elasticidad de 18% mayor, dará como resultado una torre más rígida y en consecuencia un FAD un poco menor. Además, cada uno de los incisos anteriores (del uno al cinco) producirá elementos mecánicos menores. Como ya se comentó, los factores de carga de 1.5 y el FAD de 2.08 nos hablan de fuerzas de viento altas comparadas con las que comúnmente se calculan, lo que da como resultado que en la mayor parte de los elementos mecánicos sean debidos al viento.

Además de lo anterior, ya que los elementos mecánicos máximos y mínimos no actúan en general simultáneamente, el diseño será conservador. Otro punto importante es que las fuerzas F22 y F12 son muy altas solo en la zona más baja del dintel inferior, y a un par de metros hacia arriba empiezan a disminuir notablemente estas fuerzas.

Entonces, debido a que las fuerzas son muy altas en puntos específicos, el diseño del resto de la torre tendrá seguramente una cuantía razonable y teniendo valores entre la mínima y máxima.

Básicamente el problema radica en el cortante tan alto que se presenta en el dintel inferior, la relación de cortantes último y límite es de 1.735, es decir, está excedido en un 74%. Si se presentara una torre con la misma geometría en la zona de Veracruz como se estableció en el capítulo cuatro de este trabajo, la propuesta sería aumentar la resistencia del concreto a $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$ y con

un pequeño aumento de espesor en el dintel inferior. Con esto, la resistencia a esfuerzo cortante y el módulo de elasticidad aumentaría un 15.5%. Con un aumento del módulo de elasticidad la rigidez de la torre aumentaría, además, si el periodo disminuye, el FAD será un poco menor y será benéfico para el diseño.

De acuerdo a la sección 4.5 de este trabajo, la cuantía para el refuerzo meridional en algunas secciones puede ser razonablemente cubierto tomando en cuenta solo las fuerzas de tensión, en cambio, para el refuerzo circunferencial la cuantía es más o menos del doble (en algunas secciones) respecto al refuerzo calculado solo para las fuerzas de tensión.

Ya que existen muchas variantes, no podemos dar recomendaciones sencillas para la obtención de estos refuerzos, tan solo se expresan unas ideas que pueden ser útiles en el diseño. También es importante comentar que los efectos de pandeo no fueron tomados en cuenta, lo cual es probable que el refuerzo y/o la sección aumenten si se toma en cuenta dicho pandeo.

BIBLIOGRAFÍA

1. “Manual de Acciones C.I.2”, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 1981.
2. “Manual de Diseño por Sismo C.I.3”, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 1981.
3. “Manual de Diseño por Viento C.I.4”, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 1981.
4. “Manual de Diseño Torres de Enfriamiento C.2.4”, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 1981.
5. “NTC-Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre del 2004.
6. “NTC-Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre del 2004.
7. “NTC-Viento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre del 2004.
8. “Manual de Diseño por Sismo C.I.3”, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 2008.
9. “Manual de Diseño por Viento C.I.4”, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 2008.
10. Apuntes del curso de Diseño Eólico, Rodríguez Cuevas Neftalí, DEPFI, UNAM, México D.F., 2007.

11. Kuang-Han Chu and Marvin Jones, “Analysis of Hyperbolic Cooling Towers”, ACI-Journal, No. 66-31, May 1969.
12. Niemann, H.-J., “Wind Pressure Measurements on Cooling Towers”, Conference on Tower-Shaped Structures, La Haya, pp 265-280, 24-26 abril, 1969.
13. “Recommendations for the Design of Hyperbolic or other Similarly Shaped Cooling Towers”, IASS Working Group, Bruselas, Bélgica, 1977.
14. Comité ACI— ASCE 334.2R-84, “Reinforce Concrete Cooling Tower Shells — Practice and Commentary”, Journal ACI, noviembre-diciembre 1984.
15. Th. Castiau and R. Gaurois, “The design of cooling towers in extremely severe earthquake conditions”, Eng. Struct., Vol 13, pp 13-20, January 1991.
16. “BS-4485, parte 4. Water Cooling Towers — Code of Practice for Structural Design and Construction”, British Standards Institute, London W4 4AL, 1996.
17. Niemann, Hans Jürgen y Kopper H. D., “Influence of Adjacent Buildings on Wind Effects on Cooling Towers”, Elsevier, Bochum, Germany 1998.
18. “SAP 2000, “Finite Element Analysis and Design of Structures”, Computers and Structures, Inc. University Avenue Berkeley, California 94704 USA., 2008.
19. Chang-shik Min, “Design and ultimate behavior of RC plates and shells”, Nuclear Engineering and Design 228, pp 207–223, 2004.
20. G. Bosak, A. Flaga, “Probabilistic and deterministic aspects of combinations of wind, thermal and dead loads on cooling towers”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 65, pp 107-120. 1996.
21. Maurizio Orlando, “Wind-induced interference effects on two adjacent cooling towers”, Engineering Structures 23, pp 979–992, 2001.