

ASPECTOS ESTRUCTURALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE TORRES, TANQUES ESBELTOS, CHIMENEAS Y TANQUES ESFERICOS

Neftalí Rodríguez Cuevas (I)

1. INTRODUCCION

Para el diseño estructural de las instalaciones industriales, bajo la acción de sismos intensos, es necesario evaluar los daños que se presentan en ellas, a fin de establecer los criterios que permitan su diseño bajo esas sollicitaciones. En este trabajo se resume la revisión de daños en zonas sísmicas publicados en la literatura y se analizan las causas que originaron daños en tanques esbeltos, torres de diversos tipos, chimeneas y tanques esféricos.

Se establecen los criterios seguidos en diversos países para revisar los efectos de movimientos del terreno, poniendo especial énfasis en el resultado de planteamientos comunes para el análisis sísmico y los resultados de pruebas en mesas vibradoras, a fin de establecer las principales directrices del diseño de estructuras, de los tipos comúnmente usados en instalaciones industriales.

Se presenta la bibliografía revisada a fin de establecer los aspectos de diseño sísmico que se condensan en el escrito.

2. DAÑOS DOCUMENTADOS EN LA LITERATURA

Se describen las experiencias obtenidas durante inspecciones en zonas sísmicas, en las cuales se presentaron daños importantes, poniendo especial énfasis en detectar las características de los daños.

En la ref 1, se establecen con claridad los efectos de dos sismos intensos en China: uno con magnitud 7.3 en la escala de Richter en el área de Haichén, que ocurrió el 4 de febrero de 1975 y otro de magnitud 7.7 en la escala de Richter, en la región de Tangshan que ocurrió el 27 de julio de 1976.

El sismo de Tangshan, que ocurrió en el Noreste de China el 27 de julio de 1976, resultó ser uno de los sismos recientes que mayores pérdidas de vidas y propiedades ha provocado, estimándose que 650 000 personas perdieron la vida por su causa. Resultó de un sistema complejo de eventos entre placas, ref 2, que generó un movimiento de magnitud 7.7 en la escala de Richter, con un sismo posterior, de magnitud 7.2 en la misma escala, que se presentó 15 hs. después del evento principal, cuyo epicentro se localizó a menos de 10 km de Tangshan, mientras que el sismo principal se originó a una distancia de 20 km (USGS) .

(I) Ingeniero Consultor, Miembro Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

En estos dos sismos, los daños en las instalaciones industriales variaron entre diferentes grados de intensidad, pero las estimaciones estadísticas en las zonas de alta intensidad, mostraron que los daños afectaron más del cincuenta por ciento del equipo industrial.

Entre las estructuras dañadas se encontraron torres, tanques y hornos usados para tratar o almacenar combustibles, líquidos venenosos o explosivos y gas.

Durante la revisión de los daños ocasionados en ambos sismos, se observó que los daños se debían a dos causas principales: el colapso de los edificios que albergaban al equipo, o la destrucción del apoyo en la cimentación de los equipos. Estas dos causas provocaron el aplastamiento de las instalaciones industriales al caer las partes derribadas del edificio, la inclinación o colapso del equipo; la rotura de tubos de conexión, cuando se presentó la licuación del suelo, o se generaron hundimientos diferenciales importantes durante los sismos. Estas últimas causas provocaron que las anclas se alargaran excesivamente, o se presente su falla por la acción del cortante sísmico. La falla de los edificios no se trata en este trabajo, sino que la atención se concentra en la falla de la base de los equipos industriales.

Daños en torres

Existen ejemplos específicos como el de una torre de enfriamiento de 10 m de altura y 2 m de diámetro, soportada por 12 anclas en su base, de las cuales nueve fueron arrancadas durante el sismo. No se encontró daño en la torre misma por efecto del sismo.

La repetición de este problema en varias torres conduce a pensar que el efecto más importante de la acción del sismo en las torres, se refleja en el cuidado tomado en el diseño de la cimentación y de las anclas de soporte, por lo que resulta indispensable conocer el momento de volteo en la base y el cortante basal, como un criterio adecuado para la revisión de los efectos sísmicos en este tipo de torres, más que efectuar análisis muy elaborados de la torre misma.

Esta afirmación se sustenta en el resultado de análisis sísmico, basados en el diseño espectral, que valoraron los esfuerzos en las paredes de las torres; se encontró que ellos resultaron ser de pequeña magnitud, dado que el diseño sigue recomendaciones mecánicas que limitan los espesores, los cuales resultaron adecuados para soportar la acción sísmica. Este resultado se corroboró al revisar los daños en las torres dañadas en las dos regiones chinas arriba mencionadas, observándose que ellos eran atribuibles a un mal diseño de las anclas. Como resultado de esta revisión en diez torres, el análisis dinámico mostró que el periodo del primer modo, se encontraba comprendido entre 0.2 seg y 0.7 seg, cuando la relación H^2/D oscilaba entre 40 y 400, siendo H la altura de la torre y D el diámetro exterior, con relaciones H/D comprendidas entre 3 y 5, lo cual indicó que se trata de estructuras relativamente rígidas.

Estudios con el método de elementos finitos de ellas, y pruebas en mesa vibradora realizados en China, mostraron que la aparición de un sismo de magnitud 7, provocaba esfuerzos en las paredes, inferiores a los originados en los mismos puntos por la acción de un viento de 90 km por hora en zonas costeras, por lo que su diseño queda controlado por la acción del viento, más que por la acción sísmica, a la cual resultan ser suficientemente tenaces para soportarla.

En algunas torres que contenían líquidos, la presión del líquido contra las paredes resultó ser mucho mayor que la fuerza de inercia de los tanques. Housner (ref 3) ha dividido la presión dinámica del fluido en presión convectiva y presión de impulso. Cuando el periodo predominante del movimiento del suelo es cercano al periodo del líquido, la presión convectiva juega un papel importante, pero esta condición no se presenta con frecuencia, sino que resulta ser el caso excepcional; en la mayoría de los casos, la presión del impulso es predominante (ref 4) por lo que la acción de ella en la revisión de las paredes, siempre debe ser considerada, tal como se establece en la ref 5.

Bajo la presión dinámica del fluido, originada por sismos, los esfuerzos en la pared de tanques bien diseñados son pequeños, pero la aparición de esfuerzos cortantes importantes, en combinación con los esfuerzos de membrana, puede inducir la aparición de pandeo y abolsamiento de las paredes, como se detectó en algunos tanques de Haichen y Tangshan, así como daños en las anclas de soporte perimetral.

Daños en altos hornos

Los tipos de altos hornos usados en instalaciones industriales pueden ser muy diferentes, por lo que sólo se comentan en este escrito los altos hornos de acero, comúnmente usados en planta petroquímicas y los altos hornos metálicos, que se encuentran en planta siderúrgicas.

Los altos hornos de plantas de acero y fundición son altos y pesados, e investigadores en varios países (ref 6 y 7) se han interesado en mejorar su capacidad para resistir la acción de sismos.

La estructura de estos hornos se puede dividir en dos partes: el cuerpo y la parte superior. La parte superior incluye los tubos de salida y las instalaciones auxiliares en la parte superior. Los altos hornos grandes tienen un marco superior para soportar el peso de la parte alta, que permite sostener a los recuperadores de polvo.

En Japón, diseños resistentes a la acción de sismos han conducido a la construcción de marcos externos al horno para soportar las sollicitaciones sísmicas, seleccionándose los altos hornos autoportantes en áreas de baja intensidad y el de anillos y largueros soportados, en áreas de sismicidad intensa. Estos tipos de hornos ya han soportado un sismo en Chile, en mayo de 1960 y en Tokochichu, en 1968. Los altos hornos chinos no han sido diseñados contra la acción sísmica, y durante los sismos de Haicheng y

Tangshan se presentaron daños que consistieron en:

- a) El acero fundido se solidificó en las cámaras interiores en varios hornos de pequeña capacidad (100 m^3) debido al corte de electricidad y agua.
- b) En zonas de mayor intensidad, cuatro pequeños hornos resultaron dañados. En el primero se presentó pandeo de las paredes. En otro, la soldadura entre un tubo de salida y el cascarón del horno se agrietó y se generó pandeo por exceso de esfuerzos. El desplazamiento de la parte superior fue tan amplio que dañó las instalaciones auxiliares ahí colocadas.
- c) En áreas de menor intensidad, 11 hornos con capacidad superior a mil metros cúbicos resultaron dañados en la parte superior, pero no se encontró daño en el cuerpo del horno.

A fin de entender los daños, se realizaron pruebas en un modelo de horno con 1513 m^3 de capacidad, del tipo autoportante (ref 8) encontrándose que los esfuerzos en las paredes verticales fueron pequeños, mientras que el factor de seguridad contra volteo resultó ligeramente superior a 1. Los desplazamientos en la parte superior del modelo fueron cinco veces mayores que los del cuerpo del horno y se observó que cuando se coloca una gasa en la tubería de salida y se transmite la carga total de las instalaciones en la parte superior, a un marco de soporte, se tiene un buen diseño antisísmico.

Daños en chimeneas

Este tipo de estructuras ha resultado particularmente sensible a la acción de sismos, y presentan daños con frecuencia durante sismos intensos. Durante el sismo de San Fernando, Cal. de magnitud 6.6 que ocurrió el 9 de febrero de 1971, los daños fueron cuidadosamente clasificados (ref 9) en dos áreas de Glendale, seleccionándose dos áreas principales de observación. En el área 1, se contaron 494 edificios en total y 325 tenían chimenea. En el área 2 se contaron 549 edificios y 285 tenían chimenea. Después del sismo, en el área 1 se contaron 135 chimeneas dañadas, mientras que en el área 2, 77 de ellas resultaron dañadas.

Esta investigación mostró que el daño se concentró principalmente en chimeneas, debido a los efectos combinados de degradación del material con el tiempo y a un mal diseño inicial.

En otros sismos, como por ejemplo en Chile, Estados Unidos o Perú, se han observado daños en estructuras de chimeneas industriales de acero, concreto y de tabique, consistentes en pandeo de las paredes, daños en las anclas, volteo y rotura del fuste.

Dada la alta incidencia de daños en las estructuras descritas, se presenta más adelante un breve resumen de los esquemas de cálculo usados para el diseño de este tipo de estructuras.

3. CRITERIOS PARA DISEÑO DE TORRES Y EQUIPOS

Desde 1957 existen recomendaciones publicadas para diseño en regiones sísmicas, de edificios industriales y sus instalaciones. En la ref 10, se muestran los criterios soviéticos para el análisis, proponiendo la expresión siguiente para valuar las fuerzas en las masas de una estructura

$$S_K = Q_k k_c \alpha \quad (3.1)$$

donde

S_K la fuerza de diseño en cualquier punto k , donde se presenta la masa Q_k

Q_k la fuerza generada por las fuerzas de inercia

k_c el coeficiente sísmico

α coeficiente dependiente de las características dinámicas

Los valores de α para torres lo definen igual a 2 en la parte superior de la estructura, e igual a 1 en la base, con interpolación lineal a lo largo del fuste. Para las conexiones rígidas entre los elementos de la estrutura, del tipo de anclas, las recomendaciones establecen un valor de $\alpha = 5$, lo cual muestra un excesivo cuidado en sobrediseñar las anclas, a fin de evitar daños en la estructura que soportan.

Las recomendaciones SEAOC (ref 11) definen el cortante basal, su distribución a lo alto de la estructura y los momentos que se generan para estimar el volteo. En la fig 1 se condensan las recomendaciones a este respecto, notándose que la estimación del cortante basal involucra un coeficiente de la estructura $K=2$ para torres y chimeneas, y considera las características dinámicas de la estructura y la intensidad de la acción sísmica, a través del coeficiente Z , que aparece en la expresión:

$$V = Z K C W \quad (3.2)$$

donde

V cortante en la base

Z coeficiente de sismicidad

K coeficiente de estructura

$$C = 0.05 (T)^{-1/3}$$

T periodo fundamental de la estructura

W peso de la estructura

En los procedimientos de SEAOC no se hace notar la influencia del tipo de cimentación, pero Rinne (ref 12) propone un coeficiente S que considere las condiciones del suelo, variando entre 1 para suelo rocoso y valores mayores a 1, para suelos suaves, dependiendo del tipo de estructura.

La selección del coeficiente $K=2$ para torres y chimeneas, difiere de los valores $2/3$ y $4/3$ propuestos como límites para edificios comunes, lo cual se atribuye al hecho de ser "estructuras simples".

En los criterios chinos se recurre a planteamientos similares a lo establecido por las recomendaciones soviéticas, proponiendo valuar el cortante en la base Q_0 , mediante:

$$Q_0 = C_2 \alpha_1 W \quad (3.3)$$

donde

C_2 es el coeficiente de efectos combinados, afectado por el amortiguamiento, la ductilidad y el daño experimentado durante temblores

α_1 coeficiente de efecto sísmico

W peso total del equipo

Al coeficiente C_2 lo hacen variar entre 0.3 y 0.5, y al coeficiente α_1 lo hacen depender de un espectro de diseño, cuyo valor máximo para intensidad 8 (similar a MM) lo hacen igual a 0.45. Recomiendan el método de análisis modal para obtener la sollicitación sísmica.

En Estados Unidos, han aparecido recientemente recomendaciones para definir la acción sísmica en equipos industriales (ref 13), en las cuales estima la acción sísmica mediante:

$$F_p = A_v C_c P a_c a_x W_c \quad (3.4)$$

donde

F_p fuerza sísmica aplicada en el centroide del equipo

A_v parámetro relacionado con la aceleración máxima correspondiente a la velocidad máxima efectiva durante un sismo

C_c coeficiente sísmico

- P factor dependiente del funcionamiento del equipo
- a_c factor de amplificación dependiente del tipo de apoyo
- a_x factor de amplificación relacionado con la variación con la altura de la respuesta estructural $= 1.0 + h_x/h_n$
- h_x altura del nivel x sobre la base
- h_n altura máxima del equipo sobre su base

En este enfoque ya se hace aparecer a las variables principales observadas durante sismos intensos, pero es necesario efectuar una investigación más amplia a fin de definir los parámetros con mayor confiabilidad.

Se puede mencionar en este aspecto, a los estudios de estructuras de torres y tanques esbeltos mediante el método de elemento finito, que han proporcionado información sobre el comportamiento de ellos bajo la acción de sismos registrados, y ya existen algunas soluciones (ref 14) que muestran resultados coincidentes con los obtenidos de pruebas en modelos construidos en mesas vibradoras.

Esta información indica que la idealización mediante el método de elemento finito de los cascarones que forman la estructura resistente de torres, permite estimar las fuerzas unitarias de membrana y los momentos flexionantes en ellos, con suficiente claridad, pero esos resultados han mostrado también que la acción de los sismos no induce solicitaciones de muy alta magnitud en las paredes de los recipientes.

En las figs 2 y 3 se muestran los elementos mecánicos obtenidos del análisis de un tanque cilíndrico cubierto con un domo que contiene un líquido, sometido a la acción de un sismo (PSEQGN), con aceleración máxima normalizada igual a 0.5. Se observa que se presentan concentraciones importantes de momentos flexionantes en los bordes de la pared vertical, pero en el resto de ella, los esfuerzos son prácticamente nulos.

La solución también muestra que en la parte superior del domo que cubre al tanque, se presentan momentos del orden del doble de los que se presentan en la base de la pared del tanque. La distribución de fuerzas de membrana asemeja a aquella correspondiente a la distribución máxima de presiones, obtenida para el mismo sismo en mesa vibradora, pero su orden de magnitud induce niveles de esfuerzos en la pared relativamente bajos.

La existencia de fuerzas de compresión importantes, inducidas por el sismo, es indicativa de la posibilidad de pandeo de la pared del tanque, como lo demuestra la repetición de este daño en estructuras cilíndricas.

4. TORRES DE ENFRIAMIENTO

Es en este campo en donde se han hecho avances significativos, ya que la industria eléctrica emplea hiperboloides de revolución apoyados sobre columnas desplomadas que forman una retícula triangular de enfriamiento en sus torres.

Gould publicó en 1967 un primer procedimiento de análisis de este tipo de estructuras (ref 15) donde definió la manera de obtener los esfuerzos de membrana en mantos de hiperboloide de revolución, sometidos a aceleraciones sísmicas; las condiciones de frontera no consideraban a los elementos que normalmente refuerzan a estas estructuras en sus bordes, por lo que ese análisis sólo permite tener una primera idea sobre la manera de analizar a las torres.

Posteriormente completó la solución (ref 16 y 17), en donde ya incorpora los efectos de las trabes de borde y de las columnas de soporte, que contribuyen de manera importante en la respuesta.

El modelo de análisis lo reduce a un análisis de elementos finito de alta precisión, de cascarones de revolución. Introduce a las trabes de bordes como elementos cortos de mayor espesor, y al sistema de columnas de apoyo lo representa como un elemento rotacional de cascarón, considerando una distribución uniforme de las columnas alrededor de la circunferencia inferior de la torre; en estos elementos considera los efectos de fuerza axial y flexión.

Efectúa un análisis dinámico (ref 18 y 19) expandiendo en serie de Fourier a las variables dependientes a lo largo de la dirección circunferencial, mientras que en dirección meridional selecciona polinomios de comparación de tercer orden, en unión de un procedimiento de condensación cinemática, a fin de llevar a cabo un análisis de vibraciones libres.

Conocidas las características dinámicas de la torre, encuentra las aceleraciones nodales máximas mediante el método espectral de respuesta y calcula los tres desplazamientos ortogonales de cada elemento del cascarón. Para ello, acepta el concepto de ductilidad comprendido en el espectro, pero debido a que los elementos de soporte se encuentran sometidos a flexión y fuerza axial, es necesario llevar a cabo una cuidadosa investigación de los detalles de refuerzo, a fin de que la estructura desarrolle las condiciones de ductilidad supuestas.

El análisis permite obtener las tres componentes ortogonales del desplazamiento de cada elemento, y mediante relaciones constitutivas representativas, logra definir las fuerzas de membrana, los momentos flexionantes y torsionantes en todos los elementos del cascarón que constituyen el manto de la torre de enfriamiento. Asimismo obtiene los elementos mecánicos en las columnas de soporte, con lo cual resuelve el problema de análisis de este tipo de torres de enfriamiento.

Los resultados de este tipo de análisis, en un cascarón con altura cercana a 120 m y 100 m de diámetro en la base, muestran que se trata de una estructura muy flexible, ya que la frecuencia del primer modo es próxima a 2.3 seg, mientras que el segundo modo vibra con una frecuencia de 3.8 seg, cuando se consideran las condiciones de frontera reales del cascarón.

La aplicación del análisis espectral muestra que el sistema de columnas funciona como un piso deformable que trasmite la perturbación originada por el movimiento del terreno, y los elementos mecánicos máximos se localizan en la vecindad de la conexión de las columnas a la trabe de borde inferior.

Los esfuerzos circunferenciales resultan ser importantes en la vecindad del borde y tienden a disiparse a medida que se aumenta la altura sobre el borde el cascarón. Los momentos flexionantes cerca del borde presentan valores muy altos, pero rápidamente disminuyen al alejarse de la trabe de borde.

Los desplazamientos horizontales son altamente dependientes de la rigidez de las columnas inferiores y los desplazamientos máximos en la parte superior del cascarón resultan ser del orden de 10^{-4} veces la altura del cascarón; la configuración deformada presenta dos cambios de curvatura en la parte cercana a las trabes de borde.

Solamente existe este análisis de las torres, idealizados como mantos de cascarón, sin que haya sido establecido algún procedimiento simplificado de análisis, para calcular la respuesta de estas torres, bajo la acción de un sismo de diseño.

5. CHIMENEAS

El estudio del comportamiento sísmico de chimeneas ha sido ampliamente desarrollado en diversas partes del mundo, (ref 20, 21 y 22), lo que permite diseñar este tipo de estructuras.

La revisión de los criterios que se han propuesto, permitió establecer tres procedimientos de análisis de ellas, que dependen de las características de la estructura y del terreno de cimentación. Para discriminar entre ellos, es necesario definir los parámetros i y j ; i , representa la relación entre la rigidez a desplazamiento horizontal de la base de la chimenea, a la rigidez lineal de la estructura; j es la relación entre la rigidez angular de la cimentación, a la rigidez angular de la chimenea.

Cuando los parámetros i y j son mayores a 10, es posible realizar un análisis simplificado que conduce a resultados muy próximos a los que se obtienen de análisis dinámicos.

En la ref 23 se muestra que una distribución bilineal de la aceleración a lo alto de la chimenea, cuyas características aparecen en la fig 4,

que al aplicarse estáticamente a la chimenea, permite calcular los momentos, cortantes y momentos de volteo con suficiente aproximación. Este planteamiento difiere del propuesto en la ref 21, en donde se establece la necesidad de colocar una concentración en la parte superior de la chimenea.

Cuando las relaciones i y j se encuentran comprendidas entre los límites $0.1 < i < 10$ y $1 < j < 10$, es necesario efectuar estudios dinámicos que tomen en cuenta la interacción suelo-estructura, a fin de conocer los elementos mecánicos a lo largo del fuste y establecer el momento de volteo y el cortante en la base. En la ref 24 se muestran las características del análisis y los resultados obtenidos, que indican que el efecto de interacción puede alterar de manera significativa las características de respuesta de la estructura, dependiendo del tipo de suelo de cimentación y del espectro de diseño seleccionado para analizar a las chimeneas.

Cuando los parámetros i y j son respectivamente inferiores a 0.1 y 10, es recomendable un cambio en las condiciones de cimentación, ya que los valores de las constantes de resorte representativas del suelo, no permiten asegurar la estabilidad de la chimenea bajo la acción de la gravedad, por lo que la perturbación inducida en la base por el movimiento sísmico, mostraría la inestabilidad de la estructura, y conduciría a su colapso.

6. TANQUES ESFERICOS

Este tipo de estructura, comúnmente empleada para el almacenamiento de líquidos de diversa índole, resulta ser una estructura cuyo comportamiento bajo acción sísmica es poco conocido; por ello, su análisis es poco frecuente. Al revisar la literatura se encontraron las ref 25 y 26, que contienen el resultado de análisis, mediciones de campo y mediciones en pruebas de mesa vibradora, que han conducido a un procedimiento de análisis relativamente simple.

El método simplificado que permite estimar la respuesta de este tipo de estructuras, considera que el cascarón del tanque y el líquido que contiene, funcionan como un elemento rígido de masa variable, soportado por una estructura flexible, que juegan un papel importante en el análisis.

El método considera al tanque idealizado como un sistema de dos grados de libertad, cuyo comportamiento se asemeja al observado en pruebas de mesa vibradora, y en mediciones de campo, en las cuales los espectros de respuesta contienen dos frecuencias adicionales a las del espectro del movimiento del terreno.

Uno de los grados de libertad corresponde al movimiento horizontal de la masa del tanque y el líquido que contiene, con una masa equivalente que corresponde al de la pared de acero y a la masa adherida a la pared por el movimiento del tanque. La magnitud de la masa adherida depende la relación existente entre la masa del líquido contenido a la masa total que corresponde al volumen total de la esfera, definida esa relación mediante el parámetro η .

La constante del resorte correspondiente a esa masa, se obtiene de la estructura de soporte, rígidamente unida a la esfera. Los tirantes y las columnas de la estructura son las que definen a esa constante de resorte.

Cálculos que consideran planteamientos energéticos, o análisis matriciales, que tomen en cuenta los efectos de flexión y fuerza axial, constituyen procedimientos cuyos resultados son próximos a los que se obtienen de mediciones experimentales.

El segundo grado de libertad representa al movimiento horizontal del agua libre contenida en el depósito (modo de chapoteo), que no se adhiere a la masa de la esfera, la cual provoca oleaje cuya frecuencia se puede calcular a partir de los periodos correspondientes a cada modo:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{(W_f + W_0) / g k_f} \quad (6.1)$$

$$T_2 = 2\pi \sqrt{W_s / g k_s} \quad (6.2)$$

donde

T_1, T_2 los periodos de los modos descritos

W_0 peso del tanque esférico

W_f peso de la masa adherida del líquido contenido

W_s peso del agua libre

k_f constante del resorte del primer modo

k_s constante del resorte del agua libre

Si se considera que T_0 es el periodo del tanque sin agua; $B_f = \frac{T_0}{T_1}$ (6.3)

$B_s = \frac{T_0}{T_2}$ (6.4) y M_f es el factor dinámico de la estructura, definido median

$$te M_f = \frac{1}{1 - B_f^2} + \frac{k_s M_s}{k_f} \quad (6.5)$$

y $M_s = \frac{1}{1 - B_s^2}$ (6.6) es el factor dinámico de la masa libre, y $B = T_0 / T_2$,

$$se puede establecer que W_s = (M_f - \frac{1}{1 - B_f^2}) \left[\frac{k_f T_2^2}{4\pi^2} g \right] (1 - B^2) \quad (6.7)$$

Además, el peso total del líquido contenido, W_w , debe satisfacerse la condición

$$W_w = W_f + W_s ; \left(\frac{1}{2\pi} \right)^2 k_f g = W_f + W_0 \quad (6.8)$$

De estas expresiones se puede obtener:

$$K_s = \frac{W}{g} \frac{4\pi^2}{T_2^2} \quad (6.9)$$

$$T_2 = 0.134 \sqrt{D} \text{ s } (\eta) \quad (6.10)$$

Siendo

D diámetro del tanque esférico

$$S_n \doteq 1 - 0.313 \eta \quad (0.1 \leq \eta \leq 0.80) \quad (6.11)$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{W_f + W_0}{g k_f}} \quad (6.12)$$

$$W_f = W_w f(\eta) \quad (6.13)$$

y $f(\eta)$ se obtiene de la siguiente tabla

η	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$F(\eta)$	0	0.12	0.20	0.27	0.33	0.37	0.43	0.49	0.57	0.69	1.00

Conocidos los periodos naturales de vibración se puede recurrir a espectros de diseño para definir los desplazamientos y las fuerzas en cada resorte, y así obtener los momentos y fuerzas axiales en columnas y la tensión en los tirantes.

Para estimar la fuerza en el tirante se puede recurrir a la expresión:

$$F_T = \frac{4L^2P}{T_2^2} - \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{4L^2P}{T_2^2} - P_{crit} \quad (6.14)$$

donde L la longitud del tirante, P la masa por unidad de longitud del tirante, I el momento de inercia del tirante, y F_T es la fuerza en el tirante.

Esta expresión es de carácter aproximado, para vibración en resonancia en el modo natural T_2 . Se puede aplicar para establecer prediseños, considerando pretensiones en los tirantes del orden de $c = 300$ millonésimas en los tirantes, a fin de evitar su trabajo en compresión.

La observación de la vibración de estructuras de tanques esféricos ha mostrado que se trata de estructuras cuya estabilidad depende principalmen

te de las conexiones entre columnas y tirantes ya que las mediciones de deformaciones unitarias han mostrado concentraciones importantes de ellas en las uniones.

Las pruebas en mesa vibradora de modelos a escala indican que la placa de la esfera no experimenta deformaciones unitarias importantes.

7. COMENTARIOS FINALES

La revisión de los daños en estructuras industriales, inducidos por sismos, y de los criterios empleados para su análisis sísmico, muestra que las estructuras de tanques, torres y altos hornos son estructuras rígidas de baja ductilidad, cuyo comportamiento bajo la acción de sismos intensos depende de las características de la cimentación y de las anclas de unión de la estructura a sus bases. A fin de evitar su volteo se debe poner especial cuidado en la estimación del cortante sísmico, así como en los momentos de volteo, en la base.

Las chimeneas son estructuras flexibles, que requieren de cuidados especiales en su diseño, dada la alta incidencia de daños en ellas durante sismos intensos; por ello, se debe prestar especial atención a las condiciones de la cimentación, su rigidez y la relación de rigideces entre los fustes y el suelo, a fin de considerar correctamente la acción sísmica.

Se puede considerar que en el diseño de este tipo de estructuras bajo la acción sísmica, es necesario visualizar a la estructura, su cimentación y el suelo, como una sola parte estructural y garantizar las condiciones de unión y de resistencia que permitan establecer la estabilidad de estas estructuras, bajo la acción de sismos intensos.

Los criterios de diseño revisados permiten estimar las principales acciones que se producen durante sismos, así como estimar las acciones dinámicas que definen a los elementos mecánicos de diseño de la estructura y su anclaje.

En aquellas estructuras que contienen líquidos, el uso de métodos de elemento finito permite estimar la acción de la interacción entre el recipiente y el líquido, tanto para la revisión de las paredes y sus conexiones, como para estimar correctamente el incremento de momento de volteo sobre la cimentación, resultante de los efectos dinámicos generados por el movimiento del fluido en el interior de los recipientes.

Para tanques esféricos, esta acción resulta importante para el diseño de la estructura y tirantes de soporte, ya que el cascarón esférico se comporta como un elemento rígido, si satisface los criterios comunes de diseño empleados para soportar su peso y las presiones que provoca el líquido sobre las paredes, y se refuerza adecuadamente su conexión con la estructura de soporte.

8. REFERENCIAS

1. Zhong-guan, X. "Aseismic Design of Towers, Tanks and Furnaces", Publicación 80-C2/PVP-87. American Society of Mechanical Engineers. Presentado en una conferencia en San Francisco, Cal. Agosto 1980
2. Butler, R. Stewart G. y Kanamori, H., "The July 27, 1976 Tangshan, China Earthquake A Complex Sequence of Intraplate Events". Bull. Seis. Soc. of America, Vol 69, N° 1, pp 207-220, Febrero 1979
3. Housner, G W, "Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers". Bulletin of the Seis. Soc. of America, 47, 1957
4. Zhong-guan, X y coautores. "Dynamic pressure Analysis of Offshore Platforms During Earthquake". Institute of Construction Technology, Ministry of Petroleum Industry, China, Mayo 1978.
5. Veletsos, A. S. "Seismic Effects in Flexible Storage Tanks". Proc V Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, 1972
6. Flores, R. "Design Principles of Earthquake Resistant Blast Furnaces". Proc. III Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, 1965
7. Anónimo "Japanese Furnace is Earthquake Proof". *Steel*. Vol 156, No 4, 1965
8. Miyo Shima Chino. "Aseismic Design of Blast Furnace". N° 59, 1976, pp 1
9. Scholl, R. "Statistical Analysis of Low-rise Building Damage Caused by the San Fernando Earthquake". Bull. Seis. Soc of America. Vol 64, 1974, pp 1-23
10. Comité Estatal de Construcción del Consejo de Ministros de la URSS. "Standard Regulations for Building in Seismic Regions. (SN-8-57)". Agosto 9 1957
11. Structural Engineers Association of California. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". San Francisco, 1967
12. Rinne, J E. "Design of Earthquake-Resistant Structures: Towers and Chimneys" en "Earthquake Engineering" por R. Wiegel; Capítulo 20, pp 495-505
13. Applied Technology Council. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings". NBS Special Publication 510, Junio 1978, Capítulo 9, pp 77-84

14. Balendra, T y Nash, W A. "Seismic Analysis of a Cylindrical Liquid Storage Tank with a Dome, by the Finite Element Method". Publicación ASME 80-C2/PUP-74. San Francisco Cal, Agosto 1980
15. Gould, P L y Seng-Lip L. "Hyperbolic Cooling Towers under Seismic Design Load". Artículo 5268. Journal of the Structural Division. ASCE, ST3, Junio 1967, pp 87-109
16. Gould, P L. "Seismic Design of Hyperbolic Cooling Towers", en "Structural Design of Nuclear Plant Facilities". ASCE. Nueva York, 1975
17. Gould, P L y Abu-Sitta, SH. "Dynamic Response of Structural to Wind and Earthquake Loading". Halsted Press Book. Nueva York, 1980
18. Abel, J F, Cole, P B y Billington, D B. "Maximum Seismic Response of Cooling Towers". Informe de Investigación 73-SM-1. Princeton University, 1973
19. Gould, P L. Sen, S K y Suryoutomo, H. "Dynamic Analysis of Column-supported Hyperboloidal Shells". Earth Eng. and Struct. Dynamics. Vol 2. 1974, pp 269-279
20. Ciesielki, R y coautores. "Behälter, Bunker, Silos, Shornsteine, Fernsehturme und Freileitungsmaste". W. Ernst & Sons. 1970
21. ACI Standard 307. "Specifications for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys".
22. British Standards Institution: "Specification for Steel Chimneys" BS 4076: 1978 Londres, 1978
23. Rodríguez Cuevas, N. "Torres y chimeneas". VII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. UNAM. Agosto 1981
24. Aranda, G R. "Soil Effects on Seismic Response of Chimneys". Publicación E-45. Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero de 1981
25. Ando, K y Shimosaka, S. "Measurements and response Analysis of the Seismic Behavior of a Spherical Tank". *Engineering Review*. Vol 13, No 1. Enero 1980, pp 1-6
26. Nakano, K y Watanabe, M. "Experimental Research on the Aseismic Characteristics of Spherical Steel Tank for Liquid Petroleum Gas". Proc. VI Joint UJNR Panel Conference. NBS Special Publication 444. Abril 1976, pp V50-V-62.

$$V = Z K C W$$

V cortante en la base
 Z coeficiente de sismicidad
 K coeficiente de estructura = 2.0 para torres
 C coeficiente de flexibilidad = $0.05 (T)^{-1/3}$
 W peso de la estructura en operación

$$F_t = 0.004 V (h_n/D)^2$$

$$F_t = 0 \text{ cuando } (h_n/D) \leq 3$$

$$F_t = 0.15 V, \text{ cuando } (h_n/D) \geq 6.12$$

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

a) Distribución de cortantes

$$M = J (F_t h_n + \sum_{i=1}^n F_i h_i)$$

$$J = 0.6 T^{-1/3}$$

T = periodo fundamental, en seg

$$M_x = J_x \left[F_t (h_n + h_x) + \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x) \right]$$

$$J_x = J + (1 - J) (h_x/h_n)^3$$

$$J_x = J = 1.0 \text{ cuando } T \leq 0.216 \text{ seg}$$

$$J_{\min} = 0.45 \text{ para estructuras industriales}$$

b) Distribución de momentos

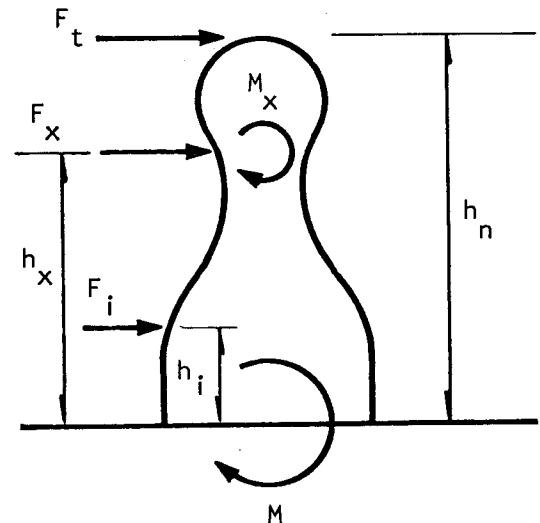
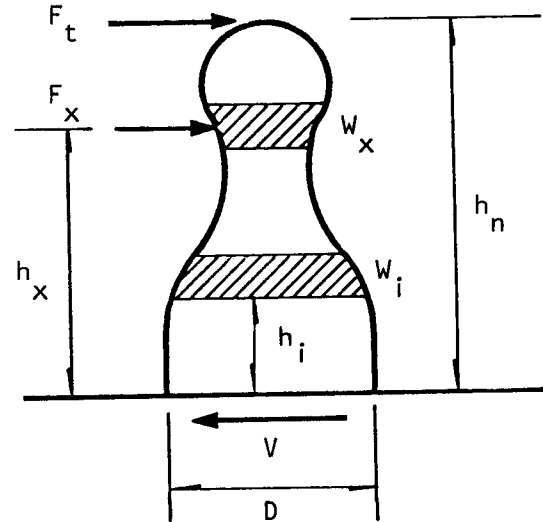


Fig 1. Recomendaciones SEAOC para la determinación de acciones sísmicas en torres y chimeneas

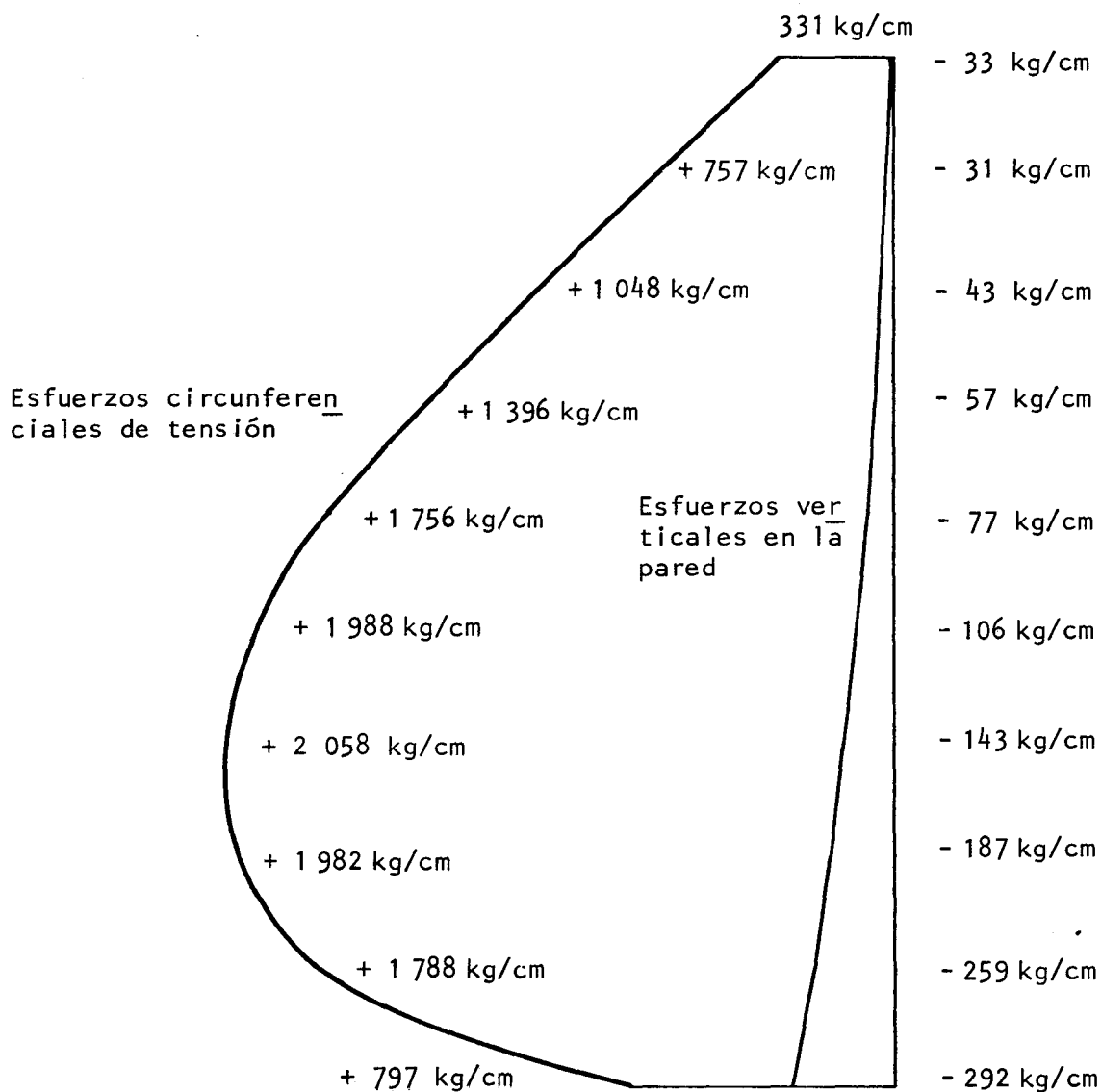


Fig 2. Distribución de fuerzas de membrana en la pared de un tanque cubierto de 36.58 m de diámetro, bajo un sismo registrado, con aceleración máxima igual a 0.5 g

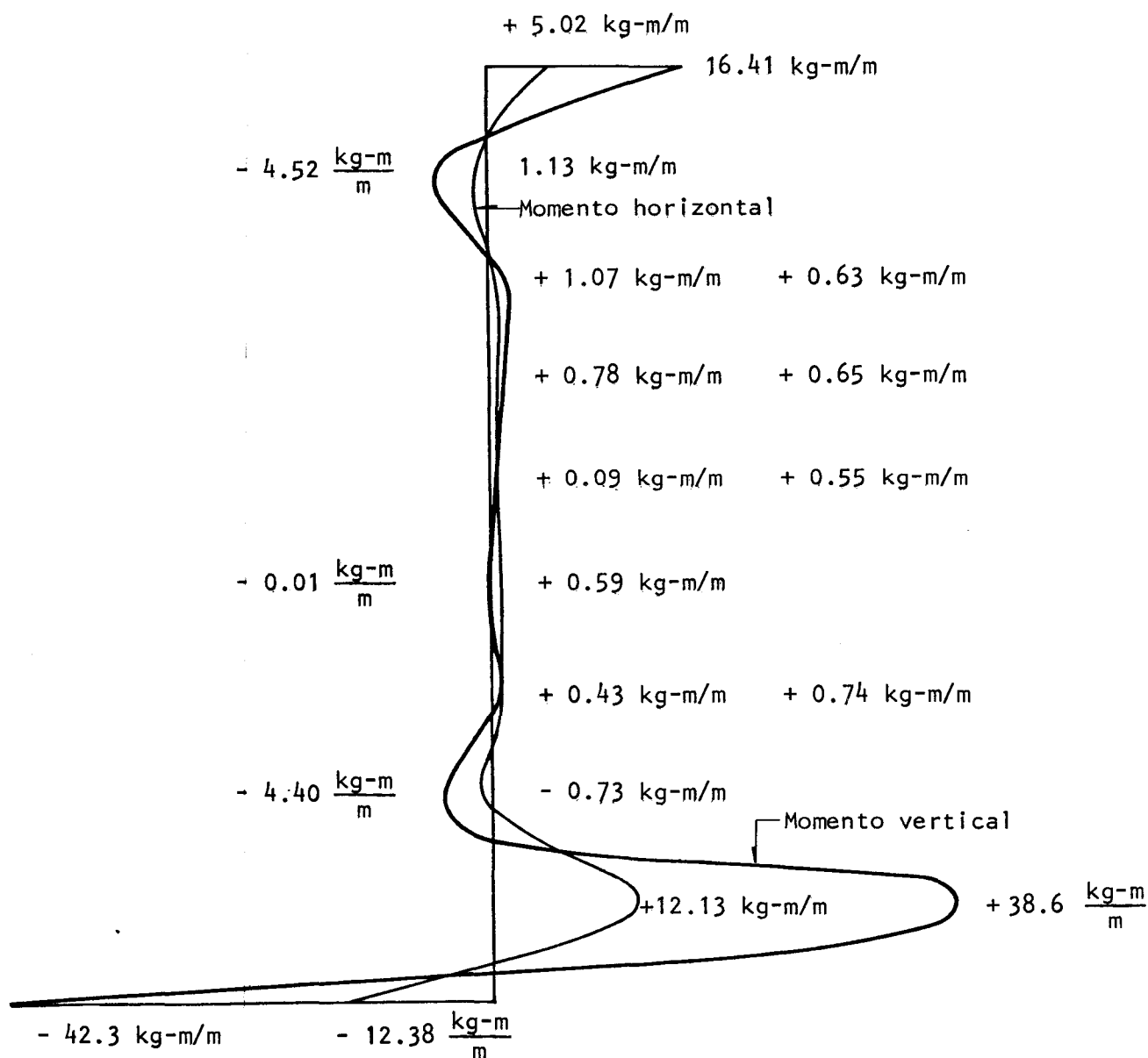
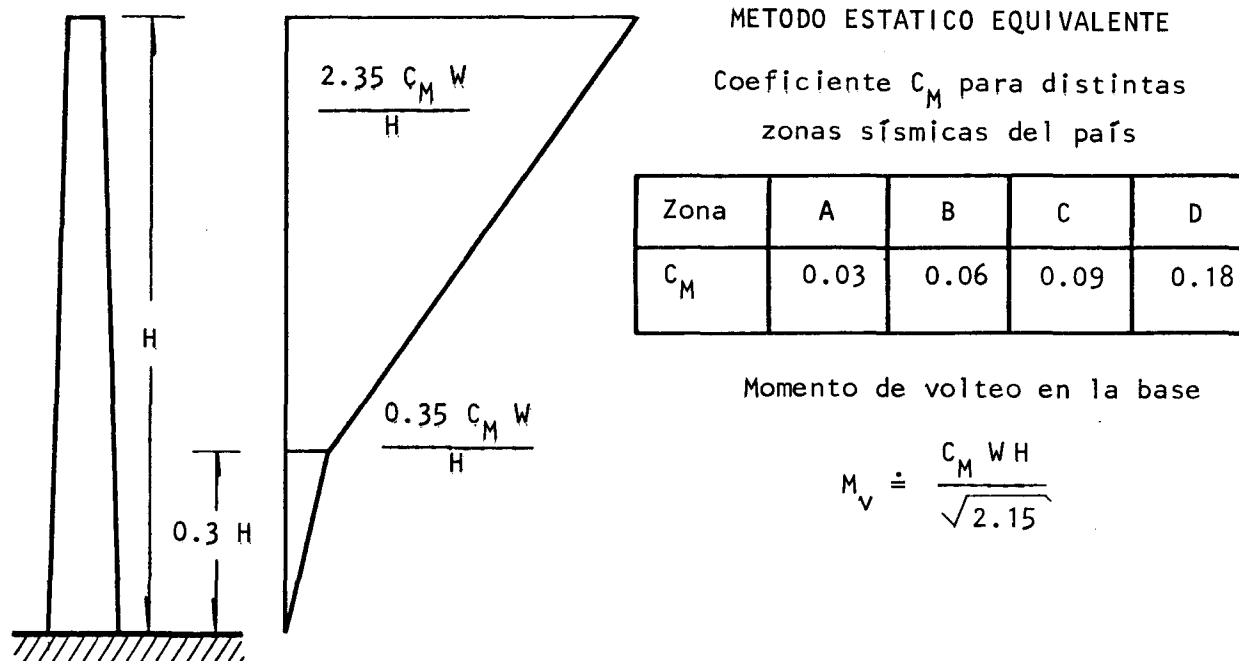


Fig 3. Distribución de momentos flexionantes unitarios en la pared vertical de un tanque de 36.58 m, bajo un sismo registrado, con aceleración máxima igual a 0.5 g



Resultados obtenidos de aplicar el método a una chimenea de 80 m en zona D

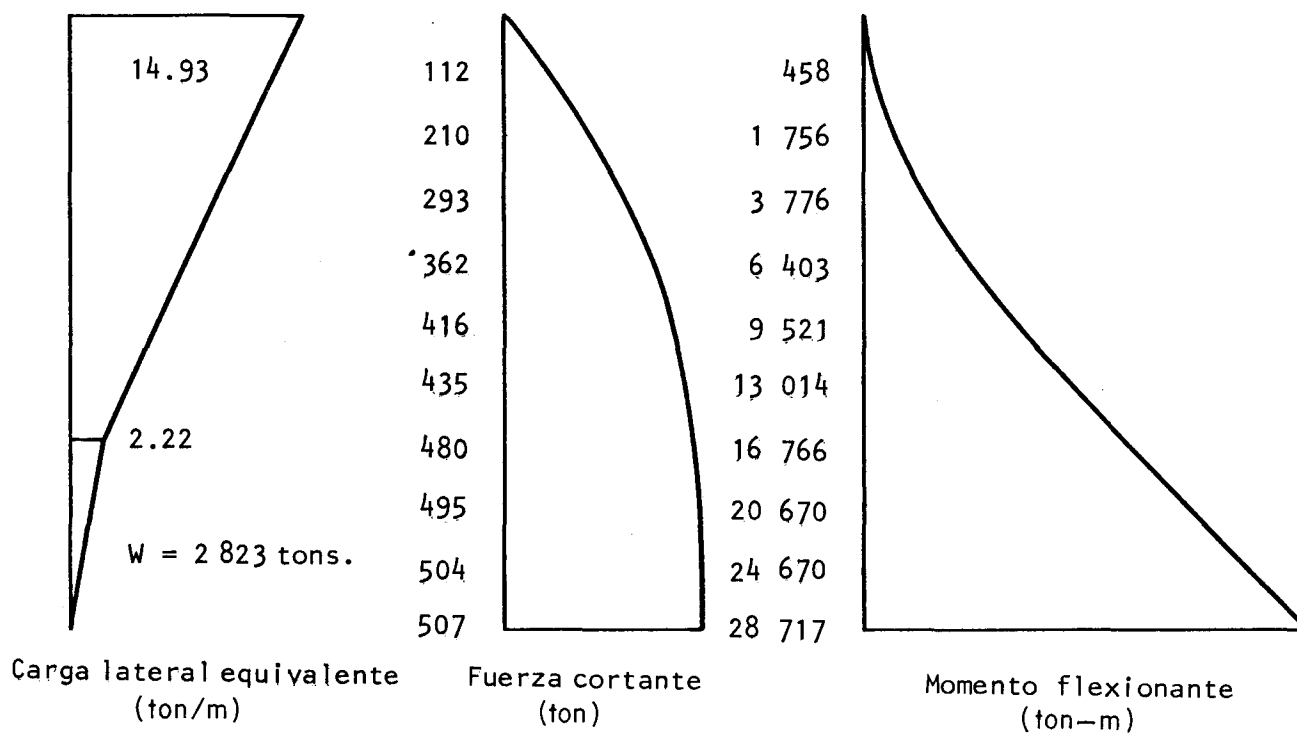


Fig. 4. Método estático equivalente para análisis sísmico de chimeneas, en una cimentación en la que los parámetros i y j son superiores a 10