



27/131

Universidad Nacional Autónoma de México
FACULTAD DE INGENIERIA

REVISION DE CRITERIOS DE
DISEÑO EOLICO DE ESTRUCTURAS
EN LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA

EDUARDO MIRANDA MIJARES

MEXICO, D.F.

1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-8

Señor EDUARDO MIRANDA MIJARES,
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Dr. Roberto Meli Piralla, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENERO CIVIL.

"REVISION DE CRITERIOS DE DISEÑO EOLICO DE ESTRUCTURAS
EN LA CIUDAD DE MEXICO"

- I. Descripción general del problema interacción viento-estructura.
- II. Aspectos estáticos.
- III. Aspectos dinámicos.
- IV. Ayudas de diseño.
- V. Ejemplos.
- VI. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 13 de enero de 1986
EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

INDICE

INDICE

	Página
Introducción	8
I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EFECTOS DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS	14
I.1 Aspectos generales	15
I.2 Presión debida al viento	18
I.3 Variación de la velocidad del viento con la altura y con la rugosidad del terreno	28
I.4 Periodo de promediación de la velocidad del viento	34
I.5 Velocidad de diseño	39
I.6 Efectos del viento sobre las estructuras	43
II. DISEÑO PARA EFECTOS ESTÁTICOS	69
II.1 Generalidades	70
II.2 Velocidad de diseño en la Ciudad de México	74
II.3 Expresión propuesta	81
II.4 Coeficientes de presión	88
A) Diseño de la estructura principal	98
B) Diseño de los elementos de recubrimiento	110
C) Presiones interiores	131
III. DISEÑO PARA EFECTOS DINÁMICOS	138
III.1 Empujes dinámicos paralelos al viento	138

III.2 Efecto de vórtices periódicos sobre estructuras prismáticas	158
III.3 Vibraciones inducidas por vientos turbulentos	168
III.4 Inestabilidad Aeroelástica	171
IV. AYUDAS DE DISEÑO	175
V. EJEMPLOS	188
VI. CONCLUSIONES	232
Agradecimientos	235
Referencias	236

INTRODUCCION

INTRODUCCION

El desarrollo de los nuevos materiales de construcción, así como de los sistemas estructurales ha dado como consecuencia el nacimiento de una nueva generación de estructuras que frecuentemente son más esbeltas, flexibles, ligeras y con amortiguamientos menores que los que eran comunes hace algunas décadas. Este tipo de estructuras son muy susceptibles a presentar comportamientos inadecuados bajo la acción del viento. Como consecuencia, se ha hecho necesario el refinar los procedimientos que llevan al ingeniero a estimar los efectos del viento sobre las estructuras. Haciendo una revisión del desarrollo de las soluciones que han sido propuestas a estos problemas en los años recientes, es un hecho que las explicaciones a los fenómenos que existen ahora alrededor del viento y su acción sobre las estructuras, son significativamente más cercanas a la realidad de lo que eran hace un par de décadas. Nuevos conocimientos en lo que ha sido llamado "ingeniería eólica", nos conducen a procedimientos de diseño más racionales. El deber del ingeniero es asegurar un buen comportamiento de la estructura durante su vida útil.

Para lograr esto el diseñador necesita información sobre el viento, las fuerzas que son producidas por éste en las estructuras y sobre el comportamiento de las estructuras, bajo la acción de esas fuerzas. La función de un reglamento de diseño es tratar de dar esa información al proyectista en una forma útil y concisa para el diseño de estructuras.

Con objeto de actualizar el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y de adecuarlo al estado actual del conocimiento, le fue encomendada al Instituto de Ingeniería la revisión del Reglamento en todas sus partes. Este trabajo está basado, en gran parte, en la revisión que se está proponiendo a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Viento del RDF.

En el Distrito Federal dadas las características de su subsuelo, los movimientos sísmicos se ven significativamente amplificadas, lo que hace que en la mayoría de las estructuras los efectos sísmicos sean más importantes que los eólicos. De ahí que por lo general al realizar el diseño estructural en el DF, se considere como carga accidental al sismo y no al viento. Sin embargo para cierto tipo de estructuras particularmente ligeras o esbeltas, como podrían ser las antenas, los anuncios y algunas naves industriales, los efectos del viento pueden ser más importantes que los efectos sísmicos, creándose la necesidad de diseñar estas estructuras para resistir este tipo de cargas. También es

muy importante la acción del viento en los elementos de recubrimiento de los edificios y de las estructuras fabriles. Estos elementos son particularmente sensibles a la acción de las ráfagas, efecto que comunmente provoca su falla si no son correctamente diseñados.

El propósito de este trabajo es el describir en forma breve los efectos que el viento provoca en las estructuras, así como las bases principales del diseño edílico, en particular para el caso de la Ciudad de México, en donde por lo general se pueden hacer simplificaciones importantes. En los capítulos II y III se recomienda una serie de procedimientos de diseño tanto para los aspectos estáticos como los aspectos dinámicos. Estos procedimientos son comparados con los propuestos por otros reglamentos, ya sea nacionales o extranjeros. También fueron elaboradas unas ayudas de diseño que facilitan el aspecto numérico involucrado en el proceso de diseño. En el capítulo V existen ejemplos de aplicación que permiten visualizar la facilidad del uso de estas recomendaciones, así como comparar los resultados con los que se obtendrían con el uso de otros reglamentos. Finalmente se resumen las ventajas que existen en los criterios de diseño propuestos en esta revisión del Reglamento en comparación con los vigentes. Por último, cabe aclarar que este trabajo se basa tan sólo en el primer borrador de las NTC de Diseño por Viento, y los procedimientos que en el se incluyen no

necesariamente serán iguales a la versión final del documento.

**DESCRIPCION GENERAL DE
LOS EFECTOS DEL VIENTO
SOBRE LAS ESTRUCTURAS**

CAPITULO I. DESCRIPCION GENERAL DE LOS EFECTOS DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS

I.1.- ASPECTOS GENERALES.-

El viento es el resultado de masas de aire en movimiento producido especialmente por las siguientes causas: la acción de fuerzas de gravedad en masas de aire de diferente densidad, fuerzas desviadoras (de Coriolis) debidas a la rotación de la Tierra y a fuerzas centrífugas debidas a las trayectorias no lineales. La energía necesaria para que se dé este fenómeno la provee el Sol en forma de calor.

La superficie terrestre ejerce una fuerza de arrastre sobre el aire en movimiento, cuyo efecto es el de retardar la velocidad de el fluido. El efecto de esta fuerza disminuye en la medida en que aumenta la altura sobre el suelo, hasta una altura donde su efecto es despreciable, esta altura recibe el nombre de ALTURA GRADIENTE y la velocidad que ahí se presenta, independiente de la rugosidad del suelo, se le denomina VELOCIDAD GRADIENTE. La región comprendida entre el suelo y la altura gradiente, es la de mayor interés para la ingeniería civil, ya que las estructuras nunca llegan a sobrepasar el límite superior de esta zona, y recibe el nombre de CAPA LIMITE.

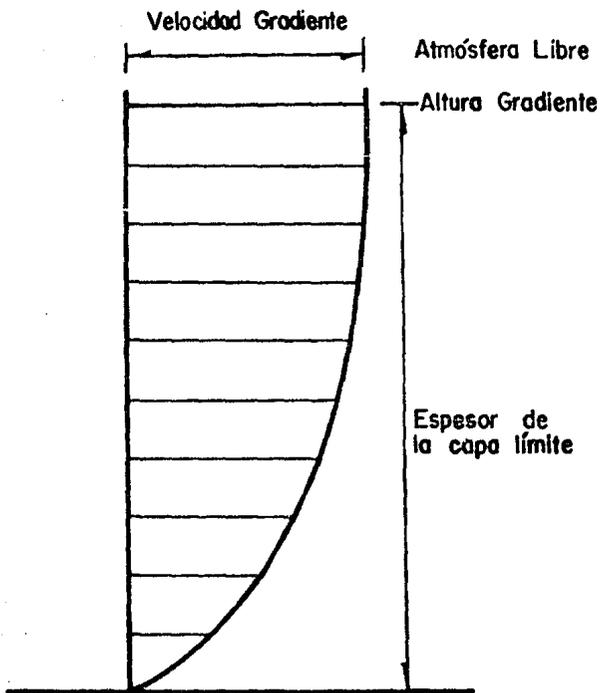


FIG 1. Nomenclatura en la capa límite de la atmósfera (ref 12)

El viento es una sollicitación para las estructuras, que en ocasiones llega a provocar estados límites en ellas, por lo que el ingeniero debe buscar un buen comportamiento estructural bajo este tipo de carga accidental, como comunmente se le clasifica en los reglamentos de diseño, dada la corta duración de su aparición en comparación con la vida útil de la estructura.

Básicamente el diseñar estructuras para resistir las fuerzas ocasionadas por el viento, involucra dos problemas principales: (1) Definir una velocidad media de diseño asociada a una determinada probabilidad de ser excedida en un lapso de tiempo y (2) dada la ocurrencia de ese viento, predecir la máxima respuesta de la estructura ante él. El primero es un problema de tipo climatológico, mientras que el segundo es un problema aerodinámico o aeroelástico, que involucra la respuesta tanto constante como la que fluctúa en el tiempo.

I.2.- PRESION DEBIDA AL VIENTO.-

El viento posee una determinada energía cinética debido a la velocidad de cierta masa de aire en movimiento. Si un objeto es colocado en la trayectoria del viento de modo que el movimiento del aire se vea detenido o desviado de su trayectoria, toda o parte de su energía cinética se transforma en energía potencial de presión. Para poder evaluar esta presión es necesario antes conocer ciertos conceptos básicos de dinámica de fluidos.

La ecuación de un fluido en movimiento fue planteada para fluidos ideales (incompresibles y no viscosos). Para el caso de un flujo permanente, la ecuación simplificada es:

$$\frac{dp}{\rho} + g dz + v dv = 0 \quad \dots 1$$

donde p , ρ , z , y v son la presión, densidad, altura con respecto a un punto de referencia y la velocidad del fluido.

El que un fluido sea incompresible es una idealización que implica que su densidad es independiente de la presión, esto es, $dp/d\rho=0$. Se ha demostrado que esta simplificación es válida si se cumple que el número de Mach, que es la relación de velocidades del fluido y del

sonido, es menor a 0.3 <ref. 1>. Dado que la velocidad de propagación del sonido en el aire es de 340 m/s, esto nos conduce a que cualquier fluido cuya velocidad es inferior a 100 m/s puede considerarse como incompresible; el viento cae en ese rango. El considerar al aire como un fluido no viscoso, es otra idealización que se refiere a que no existen esfuerzos cortantes en el flujo y que por lo tanto no hay fricción y no se adhiere a sus fronteras. Esta simplificación no es válida; sin embargo los efectos de la viscosidad se toman en cuenta normalmente por medio de otras simplificaciones. Para fluidos viscosos newtonianos (que siguen la ley de Newton, según la cual el esfuerzo cortante viscoso es proporcional a la rapidez de deformación), se aplican las leyes de Navier-Stokes. Con respecto a sus características de velocidad y viscosidad, un flujo puede ser laminar o turbulento. En un flujo laminar el fluido se mueve con líneas de flujo paralelas entre sí, obedeciendo la ley de la viscosidad de Newton. En el flujo turbulento el fluido se mueve en trayectorias muy irregulares y es esencialmente variable tanto en tiempo como en espacio, lo que hace que un procedimiento puramente analítico sea muy complicado; de ahí que la presión estática recomendada por los reglamentos de diseño esté basada en la ecuación de Bernoulli. Para diferenciar el régimen de un fluido Osborne Reynolds propuso un parámetro adimensional al que denominó número de Reynolds, definido como

$$R = \frac{Vl}{\nu} \quad \dots 2$$

donde V , l y ν son la velocidad del fluido, una dimensión característica del cuerpo inmerso en el flujo, y la viscosidad cinemática, respectivamente. Puede demostrarse que el número de Reynolds es la relación entre las fuerzas de inercia y las viscosas o de fricción que el fluido ejerce sobre un cuerpo. El valor llamado "número crítico de Reynolds" marca la frontera entre los flujos laminar y turbulento. Un valor pequeño de R indica la presencia de un flujo laminar, en el que la turbulencia es amortiguada por fuerzas viscosas, mientras que un R grande corresponde a un flujo turbulento en el que las fuerzas inerciales son grandes comparadas a las viscosas. La ecuación de Bernoulli es el resultado de la integración de la ecuación de Euler simplificada (ecuación 1),

$$\frac{p}{\rho} + gz + \frac{V^2}{2} = \text{cte.} \quad \dots 3$$

Los dos primeros sumandos pueden interpretarse como la energía potencial por unidad de masa del fluido, y el tercero como la energía cinética por unidad de masa.

Substituyendo el peso específico $\gamma = \rho g$ en la ecuación 3, se tiene:

$$p + \frac{\rho V^2}{2} + \gamma z = \text{cte.} \quad \dots 4$$

Si la ecuación de Bernoulli se aplica a dos puntos cualesquiera de una línea de flujo, tenemos

$$p_1 + \frac{\rho V_1^2}{2} + \gamma z_1 = p_2 + \frac{\rho V_2^2}{2} + \gamma z_2 \quad \dots 5$$

Para el caso del viento, los cambios en z son despreciables con lo que la ecuación se simplifica a :

$$p_1 + \frac{\rho V_1^2}{2} = p_2 + \frac{\rho V_2^2}{2} \quad \dots 6$$

Si se sabe que en un determinado punto la velocidad es cercana o igual a cero, como lo sería el punto 2 de la fig.2 , se tendría

$$p_1 + \rho \frac{V_1^2}{2} = p_2 + 0 \quad \dots 7$$

El incremento de presión que se provoca en el objeto es, por tanto

$$\Delta p = p_2 - p_1 = \frac{1}{2} \rho V_1^2 \quad \dots 8$$

Aunque la ecuación de Bernoulli es válida únicamente para flujos permanentes (que no varían con el tiempo y por lo tanto $\partial p / \partial t = 0$), puede ser modificada para tomar en cuenta la variabilidad de la presión en el tiempo. Esto

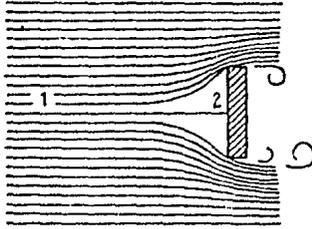


FIG 2. Flujo de aire alrededor de una placa (ref 27)

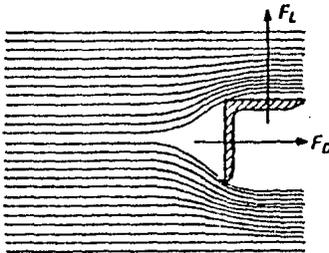


FIG 3. Fuerza de arrastre F_D , y fuerza de sustentación F_L , debidas al viento (ref 27)

se logra comunmente considerando la velocidad del viento como la suma de las dos componentes, siendo la primera representativa de la media o velocidad promedio en un determinado intervalo de tiempo, y una segunda componente que toma en cuenta las fluctuaciones de la velocidad en el tiempo. Se llega a expresiones del tipo

$$p = \bar{p} + p' = \frac{1}{2}\rho(\bar{V} + V')^2 \quad \dots 9$$

donde p presión debida al viento en un punto

\bar{p} presión media

p' presión fluctuante

\bar{V} velocidad media

V' velocidad fluctuante

ρ densidad del aire

Dado que la velocidad es diferente en cada punto de un cuerpo, se tendrá una presión diferente en cada punto de la estructura; sin embargo, con fines de diseño interesa la presión sobre una determinada área. Así pues se hacen necesarios los coeficientes de presión los cuales son coeficientes adimensionales que relacionan la presión real que experimenta un cuerpo o una parte de él, con la presión dinámica del fluido.

$$C_p = \frac{P}{\frac{1}{2}\rho V^2} \quad \dots 10$$

Si esta relación se multiplica por una área, y sabiendo que $p=F/A$,

$$C_F = \frac{F}{\frac{1}{2}\rho V^2 A} \quad \dots 11$$

La fuerza total sobre cualquier cuerpo puede descomponerse en dos fuerzas, una paralela a la dirección del viento, definida como la fuerza de arrastre, F_D , y una fuerza normal a esta dirección denominada fuerza de sustentación, F_L . Por lo tanto los parámetros adimensionales para las fuerzas de arrastre y sustentación son :

$$C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2}\rho V^2 A} \quad C_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2}\rho V^2 A} \quad \dots 12$$

Por convención C_D y C_L son positivos para presiones y negativos para succiones.

Estos coeficientes aerodinámicos son pues promedios de los coeficientes que se tienen en cierta parte de la estructura, por lo que varían en función de la estructura que se trate, teniéndose así coeficientes para cada tipo de estructura y para cada parte de ella. En su mayoría estos coeficientes han sido determinados en pruebas experimentales en túneles de viento. También dependen del tipo de régimen, ya que la fuerza aerodinámica producida en un régimen turbulento es menor a la que se produce en uno laminar.

En términos generales los parámetros que determinan la magnitud de estos coeficientes son por una parte los relacionados con el viento (velocidad, densidad, temperatura, etc.) y por otra parte los relacionados con la estructura (dimensiones, forma, rugosidad, posibles obstrucciones en la vecindad, ángulo de incidencia, etc.).

1.3.-VARIACION DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA Y CON LA RUGOSIDAD DEL TERRENO.-

Como se vio anteriormente es común dividir la velocidad del viento en dos componentes: la velocidad media, la cual es básicamente estática, y una componente de velocidad instantánea (ráfaga), que constituye la parte dinámica de la excitación. De las mediciones hechas en una misma estructura se ha demostrado que la velocidad media del viento aumenta con la altura sobre el suelo, y que permanece relativamente constante con el tiempo durante vientos fuertes <ref. 2>. En la figura 4 se muestra un registro de vientos fuertes a diferentes alturas, medidos en una torre de 150 metros de altura en Australia.

Las fluctuaciones presentes en la velocidad del viento son tridimensionales, esto es, ocurren tanto en las direcciones longitudinal y transversal como en la dirección vertical. Las variaciones más importantes ocurren en la dirección longitudinal. Se ha visto que las fluctuaciones en las otras dos direcciones están asociadas a pequeños cambios en la dirección del viento y son de magnitud considerablemente menor a las de la

longitudinal, por lo que es común despreciar su influencia.

En la zona cercana al suelo la intensidad del viento es menor y el flujo es turbulento debido a la fricción del viento con la rugosidad del terreno. Al disminuir la altura, como ya se dijo, la velocidad disminuye, sin embargo la turbulencia aumenta. Evidencia de este hecho fue presentada por Sherlock en 1952 <ref. 3>.

Como consecuencia de los fenómenos antes mencionados se tendrá que, al aumentar la rugosidad, la altura gradiente se alcanza a una menor altura. Como es obvio existen variaciones considerables en la rugosidad de un lugar a otro, lo cual ha llevado a considerar en la mayoría de los reglamentos, diferentes tipos de exposición, teniéndose así un perfil de la velocidad media, diferente para cada tipo de exposición. Esta consideración conduce a un diseño más racional y menos conservador. En la figura 6 se muestran las diferentes exposiciones, y los perfiles asociados a estos, considerados comunmente en los reglamentos de diseño.

El actual reglamento de construcciones del Distrito Federal <refs. 4 y 5>, sólo considera un tipo de exposición, lo que conduce a un diseño demasiado conservador según se comenta en las refs. 6 y 7. En la segunda de estas referencias se considera que sería más adecuado para el caso de la Ciudad de México tener más de un tipo de exposición. Otros reglamentos como el de

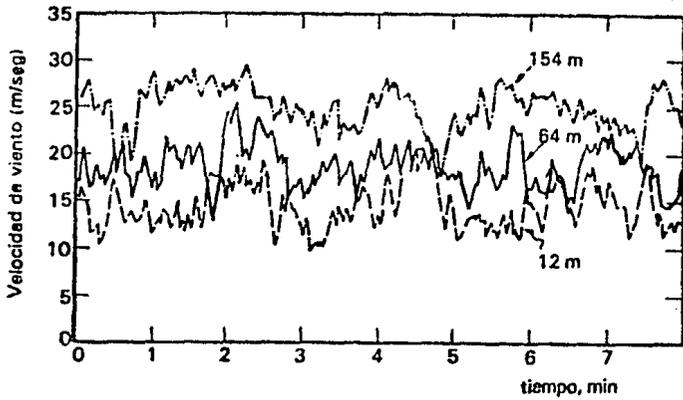


FIG 4. Registros de velocidades de viento a distintas alturas sobre el suelo (ref 27)

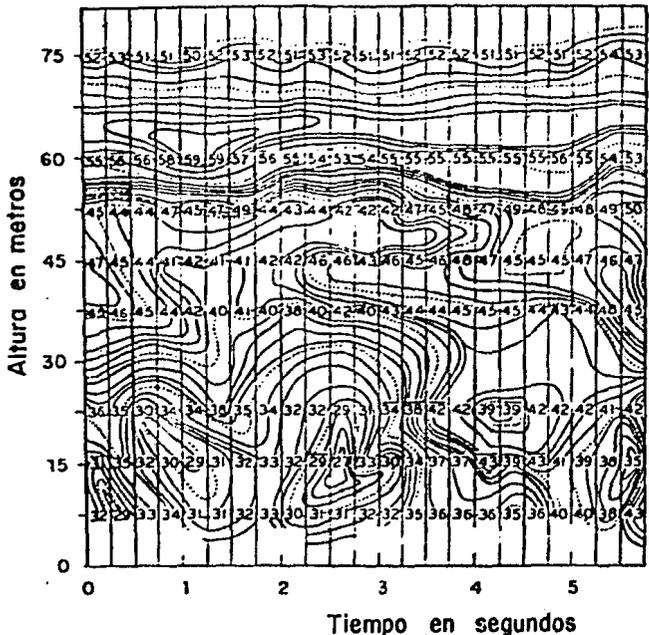


FIG 5. Líneas de igual velocidad medidas en una estación durante vientos fuertes (ref 11)

Canada (ref. 8) considera 3 exposiciones, mientras que el ANSI (ref. 9) y el de la Comisión Federal de Electricidad (ref.10), definen cuatro tipos de exposición.

Con respecto a la variación de la velocidad media con la altura, diferentes autores han desarrollado teorías que describen este fenómeno; sin embargo existen básicamente dos tendencias, una que explica la variación con una ley de tipo exponencial (basada en la teoría de la longitud mixta), y otra como una ley logarítmica (basada en la teoría del equilibrio energético) (ref.11). La ley logarítmica comunmente se relaciona con Emil Simiu, quien es su creador. Tiene un fundamento matemático basado en el principio de la conservación de la masa y en el modelo de la espiral de Ekman (fig.7). Una de las suposiciones en las que se basa es, que el flujo es estratificadamente neutro. La justificación de esta suposición se basa en que en vientos fuertes, la turbulencia mecánica domina por mucho la convección de calor, lo que produce un estado isotérmico (ref. 12). Sin embargo existe evidencia de que en la Ciudad de México, sí ocurre un considerable flujo de calor durante vientos fuertes (ref. 13). A pesar de este punto en contra, la ley de tipo logarítmico tiene la gran ventaja de que sus parámetros están relacionados con parámetros meteorológicos, como son la rugosidad del terreno z_0 , o el esfuerzo cortante en la superficie del suelo u^* . Algunas otras de sus ventajas, junto con una comparación muy interesante entre ambos procedimientos,

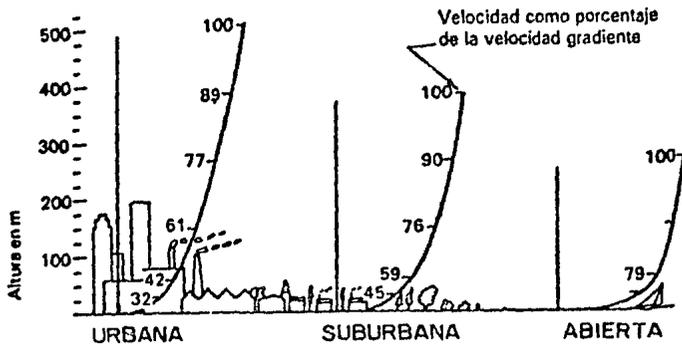


FIG 6. Diferentes tipos de exposición considerados normalmente en los reglamentos (ref 27)

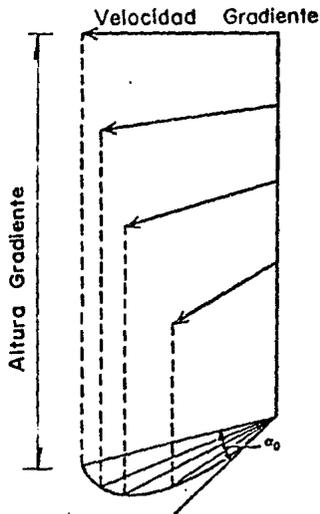


FIG 7. Espiral de Ekman de la variación de la velocidad del viento en el espacio (ref 12)

se encuentran en la ref. 14. La expresión propuesta por Simiu es :

$$u(z) = \frac{1}{k} u^* \left(\frac{z - z_d}{z_0} \right) \quad \dots 13$$

- donde z altura respecto al terreno
- z_d altura del plano de velocidad nula
- z_0 nivel o longitud de rugosidad
- u^* velocidad de fricción
- k constante de von Karman

La ley de variación exponencial es bastante más antigua; según la ref. 15 fue por primera vez sugerida por Archibald en 1885, sin embargo es frecuente que se la relacione con Alan G. Davenport, quien opina que con fines de diseño en Ingeniería Civil tiene una aproximación suficiente. Es este tipo de ley de variación el que se ha usado más frecuentemente en los reglamentos de diseño por su fácil aplicación. Es por consiguiente la ley sobre la que se tiene mayor experiencia y sobre la que existen más comparaciones entre velocidades medidas y velocidades calculadas. Es de la forma siguiente:

$$v(z) = v_r (z/z_r)^\alpha \quad \dots 14$$

- donde z altura respecto al terreno
- z_r altura de referencia (usualmente 10 m)

v_r velocidad básica o de referencia en el nivel z
 α constante supeditada al grado de exposición de la estructura

Tanto la velocidad de referencia como la constante dependen de las condiciones del sitio y la rugosidad de éste, es decir del tipo de exposición. El grado de exposición se clasifica comunmente de la siguiente manera:

Exposición A : Centros de grandes ciudades con gran densidad de edificios altos.

Exposición B : Suburbios de ciudades grandes, pueblos y ciudades arboladas.

Exposición C : Campo abierto, zonas costeras y pastizales.

Los valores de α varían empíricamente de un reglamento a otro. En la tabla 1, se muestra un resumen de los valores comunmente recomendados.

TABLA 1. CONSTANTES α USADAS EN LA LEY EXPONENCIAL

EXPOSICION	DAVENPORT	ANSI 1982	NBCC 1980	CFE 1981
A	0.40	0.333	0.36	0.33
B	0.28	0.222	0.25	0.22
C	0.16	0.143	0.14	0.14

1.4.-PERIODO DE PROMEDIACION DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO

De las características del viento, se desprende que una estructura expuesta a la acción del viento experimentará una determinada fuerza estática, asociada al viento medio, y fuerzas fluctuantes, debidas a la acción de ráfagas. Estas fuerzas fluctuantes variarán, desde fuerzas con bajas frecuencias debidas a las ráfagas "largas", las cuales pueden envolver completamente la estructura, hasta fuerzas con altas frecuencias que son muy irregulares y que por lo general sólo afectan una parte de la estructura. Con fines de diseño estructural, la velocidad de diseño puede ser promediada en un determinado periodo de tiempo. La selección de este parámetro define, en gran medida, la forma en la que se tomarán en cuenta las características estáticas y dinámicas del viento en los procedimientos de diseño sugeridos por un reglamento.

Según la ref. 11 el periodo de promediación debe tener las siguientes características:

- a) Suficientemente largo para permitir que las vibraciones se reduzcan a el mínimo.
- b) Suficientemente largo para que se desarrolle la máxima respuesta estructural.
- c) Suficientemente corto para considerar la acción de

ráfagas

d) Suficientemente largo para que una ráfaga cubra por completo a la estructura

Davenport con base en el espectro de energía del viento, sugiere se tome un valor de una hora <ref. 2>, ya que para este se presenta un importante valle en el espectro, que divide la periodicidad del viento en fenómenos macrometeorológicos y micrometeorológicos. Al respecto Neftalí Rodríguez C. por medio de mediciones y análisis de correlaciones sobre éstas, encontró que para el valle de México, aparte de la periodicidad en altas frecuencias, existen periodos bien definidos de 3, 100 y 365 días <ref. 16>. El espectro de energía del viento fue por primera vez obtenido por Van der Hoven (fig. 8). Gráficamente en el espectro de energía se tiene la variación de frecuencias en el eje de las abscisas, mientras que en el de las ordenadas se encuentra la variación de la energía medida por medio de transductores de presión.

Cada reglamento recomienda un determinado valor de promediación, de lo que se desprende que parece no haber un consenso acerca de cual es el adecuado. Así por ejemplo, el reglamento canadiense usa una velocidad de diseño promediada en el periodo de una hora, el ANSI por su parte usa la velocidad de "la milla más rápida", y los reglamentos francés e inglés usan velocidades cercanas a

la instantánea.

La relación entre velocidades con diferentes periodos de promediación ha sido estudiada por diferentes autores como Caton, Mackey; o Vellozzi y Cohen (ref. 17). La más usada es la de los dos últimos investigadores, cuyo estudio está basado en un gran número de mediciones hechas en las estaciones meteorológicas en terreno abierto a una altura de 10 metros. Esta relación es tan sólo aproximada; en la figura 9 se muestra la relación entre una velocidad promediada en un periodo t y la velocidad promediada en una hora.

En los diferentes reglamentos, aunque se toman diferentes periodos de promediación, en general se llegan a resultados muy semejantes, aunque los procedimientos para llegar a ellos sí pueden ser muy diferentes. Por ejemplo en especificaciones donde se toman velocidades lejanas a la instantánea, generalmente se toman en cuenta los efectos de la componente fluctuante del viento por medio de un factor de ráfaga, que para el caso general, básicamente depende de la relación estudiada por Vellozzi y Cohen. Para estructuras de características especiales, como podrían ser estructuras esbeltas o con periodos largos de vibración, aunados a un bajo amortiguamiento, el procedimiento a seguirse comunmente es más complicado, debido a la complejidad del problema. Por su parte los procedimientos de reglamentos basados en velocidades instantáneas son más sencillos para el caso de

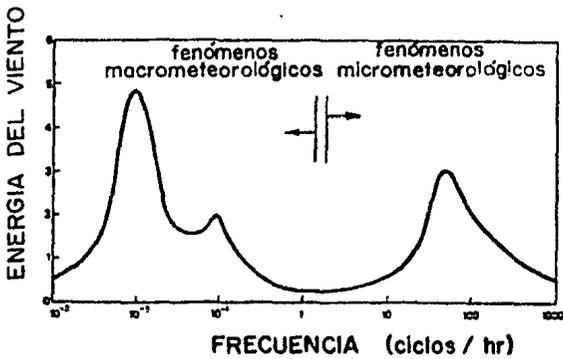


FIG 8. Espectro de energía del viento para un rango amplio de frecuencias (ref 42)

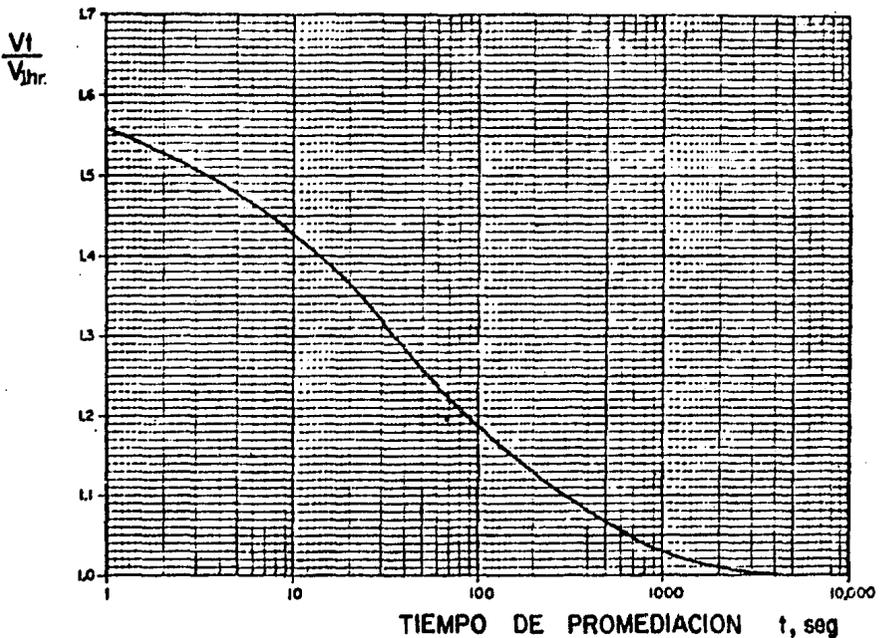


FIG 9. Relación entre la velocidad de viento promedio en un tiempo t , y la velocidad promediada en una hora (ref 17)

estructuras comunes, ya que no requiere del uso del factor de ráfaga; sin embargo algunos autores opinan que se llega a resultados conservadores <ref. 17>. Para el caso de estructuras especiales, se sigue un procedimiento similar a los otros reglamentos en los que se toman en cuenta las características dinámicas de la estructura.

1.5.- VELOCIDAD DE DISEÑO

Para el diseño por viento, uno de los parámetros más importantes, si no el más importante, es la velocidad de diseño.

La velocidad del viento que ha de seleccionarse para diseño depende de muchos factores, pero los más importantes son:

- a) La ubicación geográfica de la construcción
- b) Características topográficas locales del sitio en lo relacionado con la rugosidad de la superficie
- c) Altura sobre el suelo
- d) Importancia de la construcción
- e) Sensibilidad de la estructura a los efectos de las ráfagas

La velocidad de diseño suele darse para una altura de referencia, la cual normalmente es 10 m. Su valor suele determinarse por métodos probabilísticos, para que sean valores nominales, esto es, valores que tengan una pequeña probabilidad de ser excedidos. Se ha recomendado que la mayoría de las estructuras se diseñen para "el viento en 50 años" <ref.29>, o sea para un periodo de retorno de ese lapso, que es además el tiempo normalmente aceptado como la duración deseable de una estructura.

Para estructuras importantes cuya confiabilidad se desea sea mayor se recomienda se use un periodo de retorno de 100 años. Si se supone que el fenómeno es estacionario en el tiempo, o sea que la probabilidad de ocurrencia de cada valor de la variable se mantiene constante en el tiempo, puede establecerse que el periodo de recurrencia es

$$T = \frac{1}{p} \quad \dots 15$$

donde T está en años y representa el tiempo promedio que debe transcurrir para que se exceda la velocidad de diseño. P representa la probabilidad de que esa velocidad sea excedida, para nuestro caso tendremos

$$p = \frac{1}{T} = \frac{1}{50} = 0.02$$

Por último para determinar la velocidad de diseño, necesitamos conocer el tipo de distribución de probabilidades que tiene la variable aleatoria. Se ha recomendado se use la distribución de probabilidades extrema tipo II, por ser la que más se ajusta a este tipo de registros (refs. 7, 30 y 31).

Cabe notar que el que esta velocidad esté asociada a un periodo de retorno de 50 años no quiere decir que no puede ser excedida en ese periodo. De hecho la probabilidad que existe de ser excedida durante su vida

útil de la estructura es relativamente alta, y puede calcularse como

$$\alpha = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^N \quad \dots 16$$

donde N es la vida útil de la estructura

T es el periodo de retorno

En nuestro caso, para T = 50 años y N = 50 años

$$\alpha = 1 - \left(1 - \frac{1}{50} \right)^{50} = 0.64$$

Quando el sitio está geográficamente localizado en lugares que pueden ser afectados por otros fenómenos meteorológicos tales como huracanes, ciclones o tornados, el determinar la velocidad de diseño es más complicado, ya que el periodo de retorno de estos fenómenos es diferente a los que ocurren de tormentas normales. En estos casos la información de las estaciones de medición debe ser separada y clasificada de acuerdo al tipo de fenómeno meteorológico que se trate. En algunos casos es necesario modelar matemáticamente las características de un fenómeno determinado con el objeto de corregir registros o generar otros sintéticos cuando la información no es suficiente. Un estudio de este tipo fue recientemente realizado en el Instituto de Investigaciones Eléctricas <ref.32>.

El proceso de selección de la velocidad de diseño se puede complicar aun más, por ejemplo normalmente se diseña con una velocidad basada en máximos anuales, sin embargo esta velocidad puede tener diferentes efectos sobre una estructura, dependiendo del ángulo de incidencia, por lo que es común el considerarla actuando en la dirección más desfavorable. Si se tienen registros asociados a una determinada dirección, se puede calcular en base a ellos la probabilidad de que el viento máximo actúe en la dirección más desfavorable para la estructura. Una discusión a este tema desde el punto de vista probabilístico se hace en las referencias 34 y 35. En México son insuficientes los registros para hacer un análisis de este tipo, y tal vez no se llegaría a cambios considerables, ya que mediciones hechas en el nuevo edificio de la Lotería Nacional, indican que existe un continuo cambio en la dirección del viento en el centro de la Ciudad de México.

Las velocidades de diseño especificadas en los reglamentos son promediadas en diferentes intervalos de tiempo que pueden ir desde 2 o 3 segundos (velocidades "instantáneas"), hasta 3,600 segundos (velocidades horarias). Al usar un determinado reglamento de diseño, es muy importante saber que tipo de velocidad se utiliza (tiempo en que está promediada).

I.6.-EFECTOS DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS

Como ya se ha mencionado, una estructura inmersa en un flujo de viento turbulento experimenta una serie de fuerzas aerodinámicas que se reflejan principalmente en presiones y succiones. Debido a las dimensiones y características dinámicas de la mayoría de las estructuras de ingeniería civil, la componente fluctuante del viento no produce efectos importantes en la respuesta global de ellas, por lo que los efectos del viento son normalmente tratados como estáticos. Sin embargo para cierto tipo de estructuras, su interacción con vientos turbulentos es importante y se debe a un fenómeno altamente complejo, producido por los cambios instantáneos de presión y temperatura, que mezclan a las masas de aire en movimiento. Para este tipo de estructuras el ingeniero debe saber reconocer los problemas que el viento puede ocasionar en ellas, para considerar en el diseño aquellos aspectos que puedan producir efectos significativos. La figura 10 explica en forma esquemática los tipos de movimiento que puede producir el viento, y las estructuras que pueden ser afectadas por estos.

De los daños ocasionados por vientos, se puede inferir su

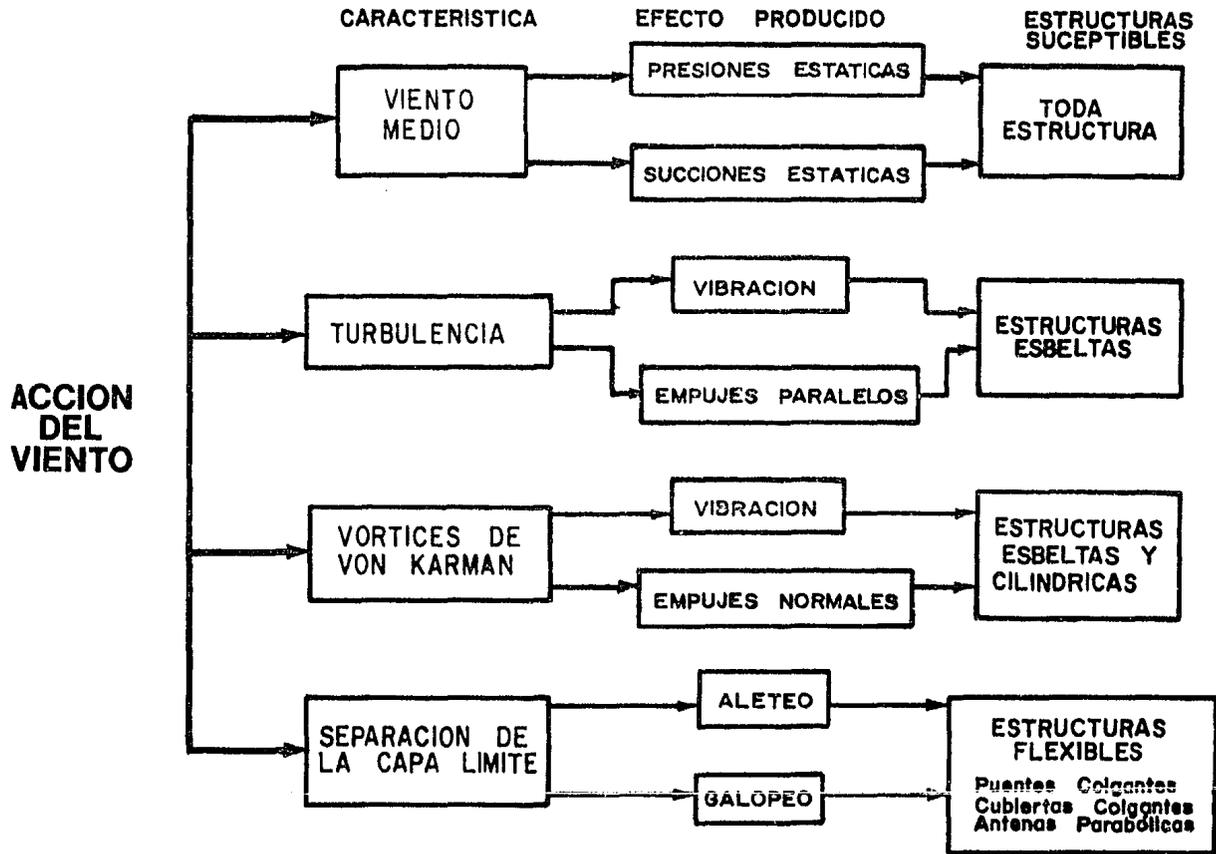


FIG 10. Diferentes movimientos producidos por la acción del viento

comportamiento bajo este tipo de cargas, así como las posibles causas del daño o falla. El estudio de los daños ha sido fundamental en el mejoramiento progresivo de los procedimientos de diseño sugeridos en los reglamentos. Se han hecho recopilaciones de los daños en estructuras debidos a viento; de estas son particularmente interesantes las hechas por Cook <ref. 18> y las hechas por Mehta y Minor <refs. 19 y 20>. La primera es un estudio muy detallado, que incluye importantes implicaciones en la práctica del diseño, sin embargo sólo está basada en observaciones hechas en Gran Bretaña. El segundo estudio, aunque no tan detallado, abarca la información de más de 15 años en varios países, por lo que resulta ser más ilustrativo.

De estos estudios se ha visto que, si los daños se dividen en estructurales y no estructurales, los segundos resultan ser mucho más frecuentes y su daño es normalmente progresivo. Su falla por lo general está asociada a el efecto de una ráfaga de muy corta duración sobre una pequeña area, o al efecto de un objeto proyectado sobre el elemento; éste último caso es particularmente frecuente en el caso de recubrimientos de vidrio. La falla de un elemento de recubrimiento, hace que las presiones interiores se incrementen, lo que produce un incremento del empuje total de la estructura, la falla de otros elementos de recubrimiento y el deterioro de los bienes en el interior de la estructura.

Dado que los efectos sobre los elementos de recubrimiento son diferentes a los que sufre la estructura principal, en reglamentos avanzados de diseño por viento, suelen hacerse consideraciones diferentes para el efecto global de la estructura completa y para el diseño de elementos estructurales aislados o sobre los componentes no estructurales de fachada o cubierta. El diseño de elementos de recubrimiento implica el uso de coeficientes de empuje o succión que toman en cuenta los efectos de ráfagas sobre áreas pequeñas. El efecto de pequeños proyectiles es muy difícil de tomarse en cuenta en el diseño, sin embargo se han hecho algunos intentos de incluirlo (ref. 21).

Para estructuras comunes será suficiente considerar el efecto estático del viento, determinando las presiones o succiones que actúan en dirección perpendicular a la superficie expuesta al viento. La determinación de las presiones estáticas se basa en expresiones similares a la ecuación 7, haciendo un uso de coeficientes de empuje obtenidos para diversas formas estructurales.

Aunque la mayoría de las estructuras son diseñadas para resistir fuerzas estáticas, los efectos dominantes, y los que comunmente causan daños, son los efectos dinámicos. La excitación dinámica en estructuras, normalmente es causada por una o varias de las siguientes causas: la acción de ráfagas, la acción de vórtices y turbulencia en la zona de sotavento o a algún fenómeno de inestabilidad

aerodinámica.

Dado el carácter fluctuante de las ráfagas, la respuesta de la estructura ante su acción, dependerá de las características de la estructura como son su tamaño, frecuencia natural de vibración y amortiguamiento. Existe evidencia con base en mediciones, que las estructuras sensibles a la acción de ráfagas son estructuras esbeltas, con periodos de vibración largos y con bajos amortiguamientos <refs. 22 y 23>. En las figuras 11 y 12 se muestran registros de viento turbulento y la respuesta a este tipo de excitación de dos rascacielos en la ciudad de Nueva York, uno de ellos rígido y otro flexible.

Como ya se vió, la presión sobre una estructura no es constante, por lo que a su vez los desplazamientos laterales que ésta sufra tampoco serán constantes. El desplazamiento, al igual que la velocidad también puede descomponerse en dos componentes, una estática \bar{Y} , debido al viento medio, y un desplazamiento variable en el tiempo $Y'(t)$, debido a la acción de la ráfaga. El desplazamiento total se puede expresar como

$$Y(t) = \bar{Y} + Y'(t) \quad \dots 17$$

La variable aleatoria $Y'(t)$, se considera que tiene una distribución de probabilidades Gaussiana con media igual a cero. Los percentiles extremos (los valores pico), pueden ser calculados con la siguiente expresión:

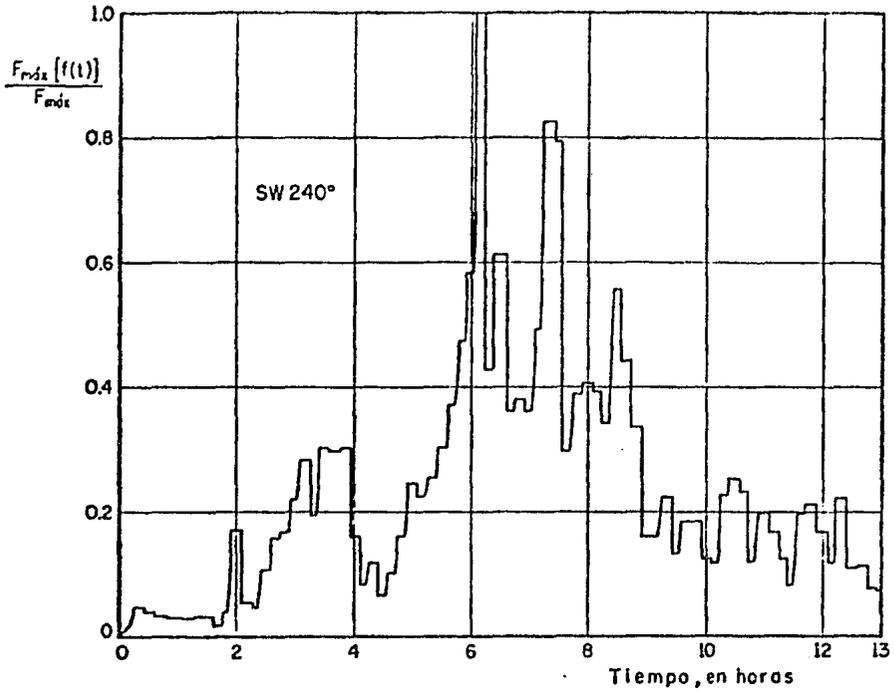


FIG 11. Variación de la fuerza debida al viento, en el tiempo (ref 23)

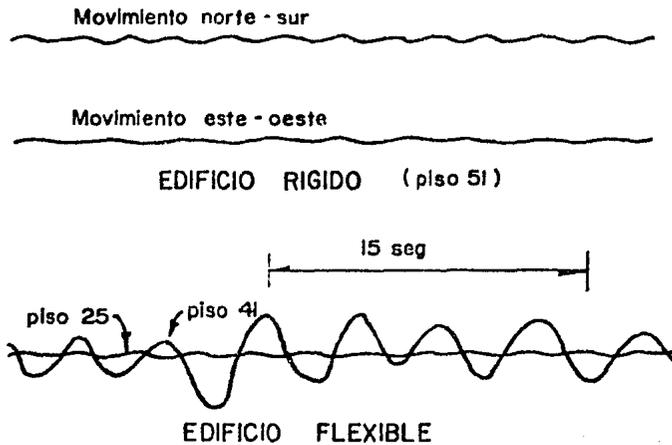


FIG 12. Desplazamiento lateral de dos rascacielos en Nueva York (ref 2)

$$Y = \bar{Y} + g \sigma_{Y'} = \bar{Y} \left(1 + g \frac{\sigma_{Y'}}{\bar{Y}}\right)$$

...18

en donde $\sigma_{Y'}$ es la desviación estándar de la deflexión producida por la componente fluctuante de la presión del viento. El factor de pico g depende de una cierta probabilidad de que el valor pico Y_p sea excedido

$$P(Y \leq Y_p) = p$$

De la ecuación 18 puede despejarse al factor de pico

$$g = \frac{Y_p - \bar{Y}}{\sigma_{Y'}}$$

El número de veces que el valor pico Y_p es sobrepasado en un determinado intervalo de tiempo T , en una estructura con frecuencia natural de vibración n es <ref. 1>

$$m = n_s T e^{-\frac{Y_p^2}{2\sigma_{Y'}^2}} \quad \dots 19$$

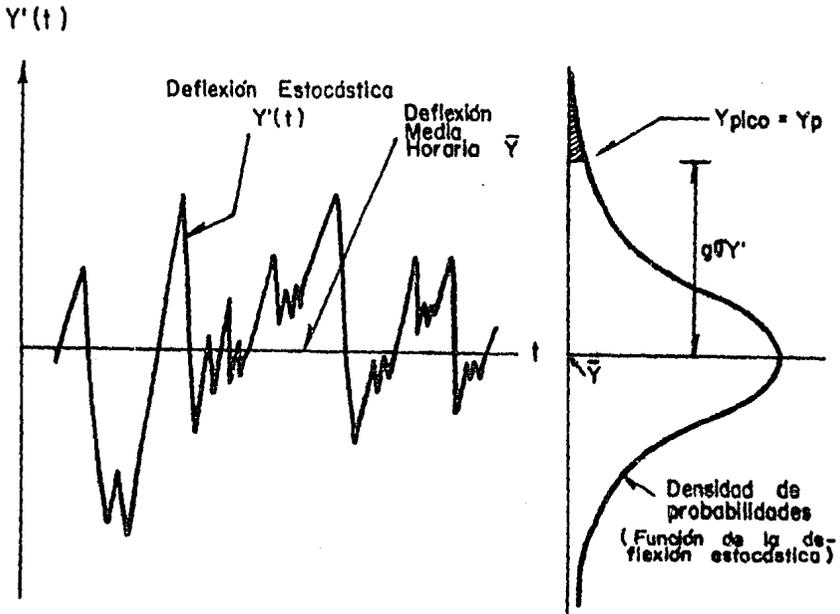


FIG 13. . Componente media y fluctuante de la respuesta inducida por la acción del viento (ref 1)

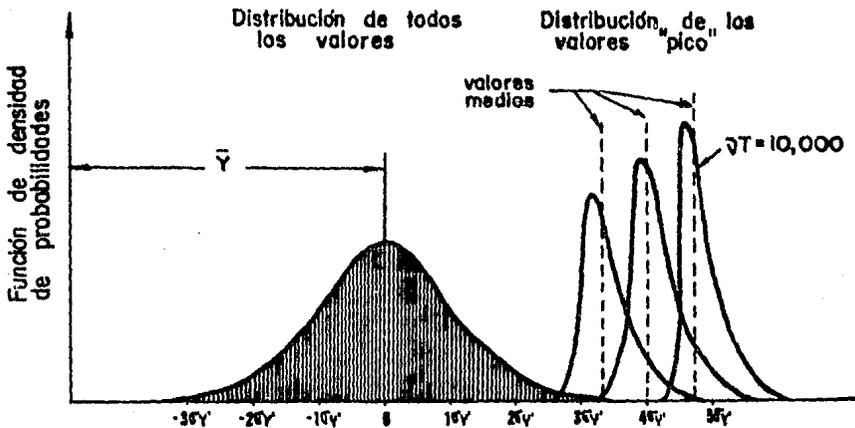


FIG 14. Relación de la distribución de los valores extremos de una función aleatoria estacionaria con la distribución de todos los valores (ref 2)

Puede demostrarse que tanto Y_p como g tienen una distribución de probabilidades extrema tipo I de Gumbel. Davenport (ref. 2), considerando que el número de veces que se sobrepasa Y_p en un periodo T es un proceso de Poisson llegó a que el valor de la media del factor pico es

$$\bar{g} = \sqrt{2 \ln n_0 T} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln n_0 T}} \quad \dots 20$$

Puede verse que para valores grandes de $n_0 T$, la distribución extrema de Y_p será más angosta; por lo que si $n_0 T$ es grande, el error que se comete al tomar la media y despreciar la variabilidad de g es despreciable.

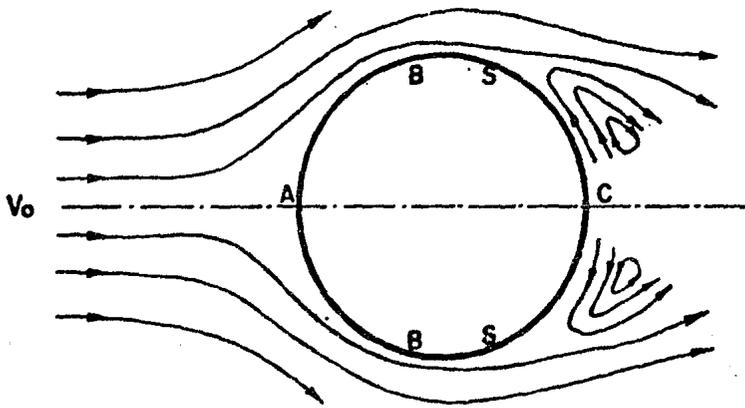
Con fines de diseño ciertos investigadores han intentado trasladar el complejo fenómeno dinámico producido por las ráfagas en un criterio estático más sencillo, por medio de factores de ráfaga (refs. 2, 17 y 24). Este factor de ráfaga es de la forma

$$G = 1 + g \frac{\sigma_Y}{\bar{Y}} \quad \dots 21$$

Otros autores como Neftalí Rodríguez C. (ref. 25), consideran al anterior procedimiento como no muy racional, debido a ciertas hipótesis sobre las que se apoya. Este autor sugiere otro procedimiento que consiste en generar vientos turbulentos con base en la

ecuación de Harris de densidad espectral, con lo que se generan vientos turbulentos con características similares a los medidos; una vez generado el viento, y atribuyendo una cierta área tributaria a cada masa de un modelo discretizado de la estructura, se estima su respuesta por medio de un análisis dinámico modal. Este segundo procedimiento aunque parece ser más racional, es más difícil de incorporar en unas normas de diseño.

Cuando se trata de estructuras con una superficie curva, puede existir la formación de vórtices o separación de la capa límite, en la zona de sotavento de la estructura. Para fines de estudio, normalmente se recurre a estructuras cuya sección transversal es circular. Para el flujo de un fluido ideal (incompresible y no viscoso), las velocidades se incrementan en la cara de barlovento de A a B (ver figura 15), y por lo tanto de acuerdo con la ecuación de Bernoulli, la presión disminuye. Mientras tanto en el lado de sotavento a lo largo de BC la velocidad disminuye y la presión aumenta. Sin embargo como se vió antes, el aire posee cierta viscosidad, por lo que el flujo al pasar por una cierta superficie, perderá velocidad debido a fuerzas de fricción. Así pues, al igual que en el caso de la atmósfera de la Tierra, alrededor de un cuerpo existirá una zona de velocidad variable. Considerando este efecto, vemos que parte de la energía cinética del viento, se perderá por efectos de fricción en su paso de A a B. Como



FLUJO SUBCRITICO

FLUJO SUPERCRITICO

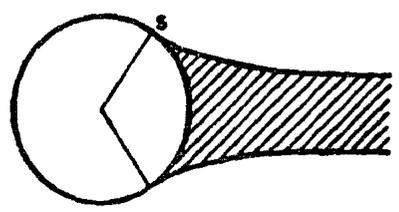
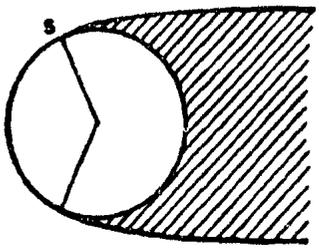
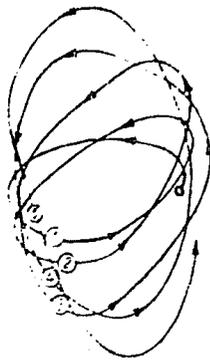


FIG 15. Separación de la capa límite en cuerpos de sección transversal circular (ref 1)

resultado lo que queda de energía no es suficiente para incrementar totalmente la presión desde el punto B al punto C, produciéndose una separación del flujo en un punto S entre B y C. La posición del punto S depende del tipo de régimen y de la rugosidad y curvatura de la superficie de exposición. Los efectos de la separación del flujo son la aparición de un flujo rotacional y grandes succiones que aumentan el empuje total de la estructura. La respuesta de la estructura ante el segundo efecto será el aumento de su desplazamiento paralelo a la dirección de viento; mientras que el primero provoca oscilaciones importantes de la estructura en un plano normal a la dirección del viento.

De mediciones hechas en estructuras, se ha visto que la amplitud de las oscilaciones normales al viento, causadas por la acción de vórtices alternantes, es mucho mayor que la de las paralelas al viento, producidas por la acción de ráfagas. Además se ha visto que las oscilaciones provocadas por vórtices, en ciertos rangos del número de Reynolds, son periódicas, mientras que las producidas por las ráfagas son totalmente aleatorias. En la figura 16 se muestra el resultado de algunas mediciones en una torre de acero en Japón, donde puede verse este efecto.

Los vórtices periódicos, son vórtices de igual fuerza pero de rotación inversa que se forman alternadamente a los lados del cilindro. Para un cilindro de superficie lisa los intervalos de el número de Reynolds en que se



← VIENTO

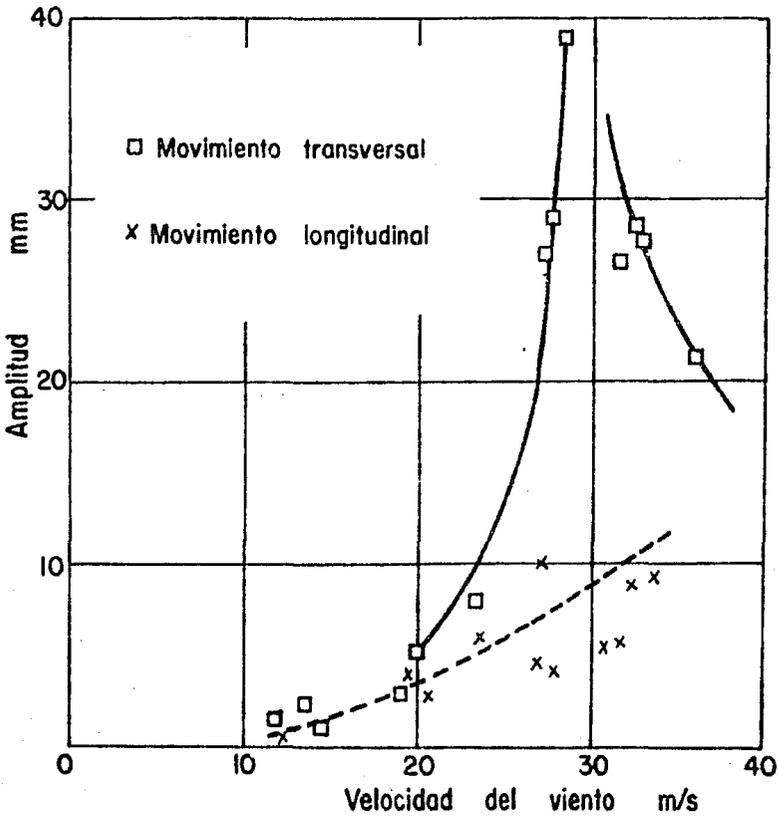


FIG 16 y 17. Comparación de las amplitudes de oscilación paralelas y perpendiculares a la acción del viento (ref 1)

forman los vórtices son:

-Para $R < 3 \times 10^5$ y $R > 3.5 \times 10^5$ vórtices periódicos

-Para $3 \times 10^5 < R < 3.5 \times 10^5$ vórtices aleatorios

Comunmente a los vórtices alternantes se les conoce como vórtices de von Karman (otros autores se refieren a ellos como vórtices de Benard). Von Karman encontró la siguiente relación geométrica entre ellos:

$$\text{sen } \frac{\pi h}{L} = 1 \quad \text{o} \quad \frac{h}{L} = 0.281$$

Dada la velocidad de rotación de los vórtices, su velocidad de traslación u , suele ser menor a la velocidad del flujo V , pudiéndose establecer que la frecuencia con la que se forman es

$$f = \frac{V-u}{L} \quad \dots 22$$

Esta relación puede expresarse en función del número de Strouhal como

$$S = \frac{fd}{V} \quad \dots 23$$

donde d es una dimensión característica del cuerpo (diámetro).

El número de Strouhal depende de la forma de el cuerpo y del número de Reynolds. Para cuerpos cilíndricos $S \approx 0.2$,

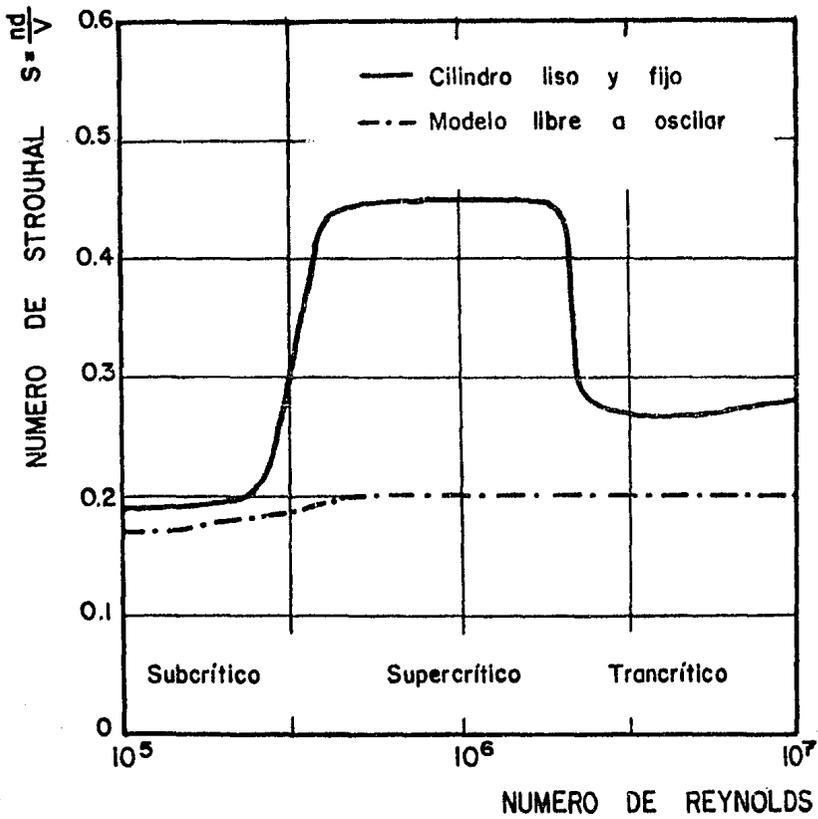


FIG 18. Interdependencia entre el número de Strouhal y el número de Reynolds para un cilindro circular (ref 1)

para valores de R entre 10^3 y 10^5 . Para cuerpos con aristas el número de Strouhal es independiente de el número de Reynolds, ya que el punto de separación del flujo depende de la geometría de las aristas. Para cuerpos prismáticos el número de Strouhal oscila entre 0.11 y 0.17 dependiendo de la sección transversal y la dirección del flujo. Los reglamentos de diseño normalmente dan valores cercanos a 0.14.

Cuando la frecuencia de los vórtices es igual o semejante a la frecuencia natural de vibración de la estructura, esta entra en resonancia y la amplitud de la respuesta es máxima.

La velocidad crítica a la que se produce la resonancia puede hallarse igualando n y f en la ecuación 21, llegándose a

$$V_{cr} = \frac{nd}{S} \quad \dots 24$$

Teóricamente la estructura podría entrar en resonancia con una frecuencia igual a la de cualquiera de sus modos de vibrar; sin embargo se ha observado que sólo aparece en el primer modo o modo fundamental.

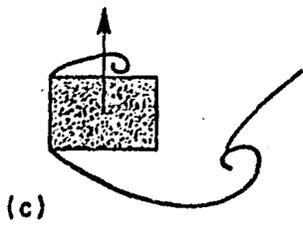
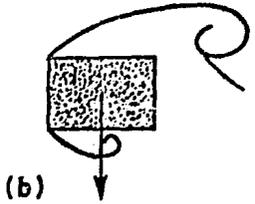
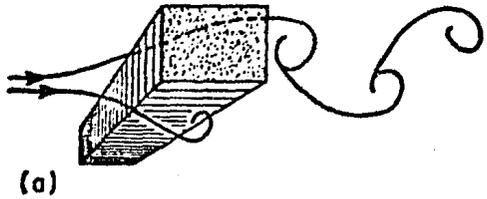
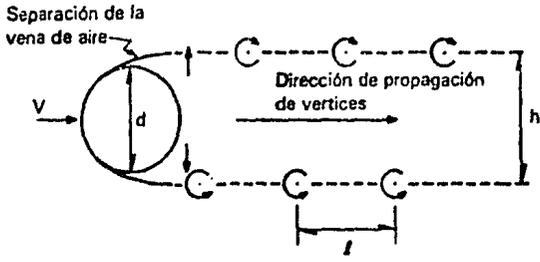


FIG 19. Formación de vórtices de von, karman alrededor de un cuerpo cilíndrico y otro prismático (refs 27 y 24)

1.7.-INESTABILIDAD AEROELASTICA.-

Como se ha visto las características dinámicas del viento pueden causar grandes desplazamientos tanto en la dirección paralela como en la perpendicular a la acción del viento. Sin embargo, además pueden presentarse fenómenos dinámicos especiales como vibraciones excesivas, aleteo o galope, en estructuras muy flexibles y de formas geométricas peculiares. Estos fenómenos reciben el nombre de "inestabilidad aeroelástica", y algunas de las estructuras que son susceptibles a ella son las cubiertas colgantes, las líneas de transmisión, las antenas parabólicas y los puentes colgantes o atirantados.

CUBIERTAS COLGANTES.- Los techos colgantes son usados especialmente en estructuras en las que es necesario cubrir un claro muy grande. En este tipo de estructuras el elemento principal que resiste las cargas es una serie de cables colocados entre buenos anclajes en sus extremos. Debido a que su resistencia a la flexión es prácticamente nula, un cambio en el patrón de cargas puede producir un cambio en la forma de el cable, dando como resultado la inestabilidad de la estructura. La gran desventaja de las cubiertas colgantes es precisamente su

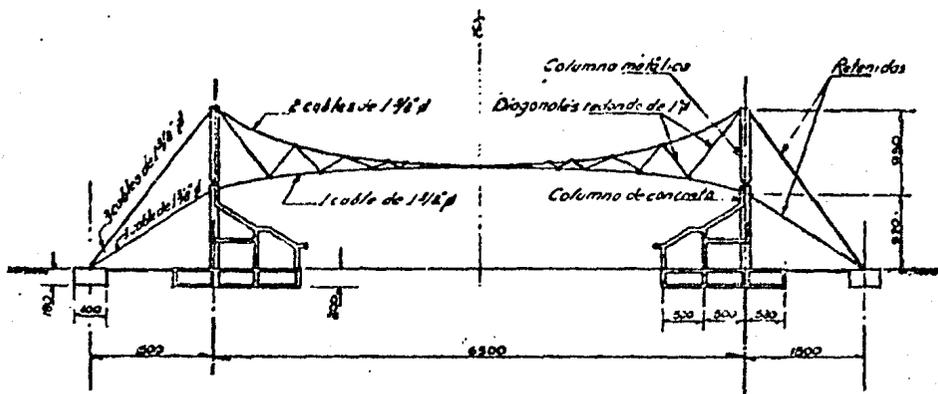
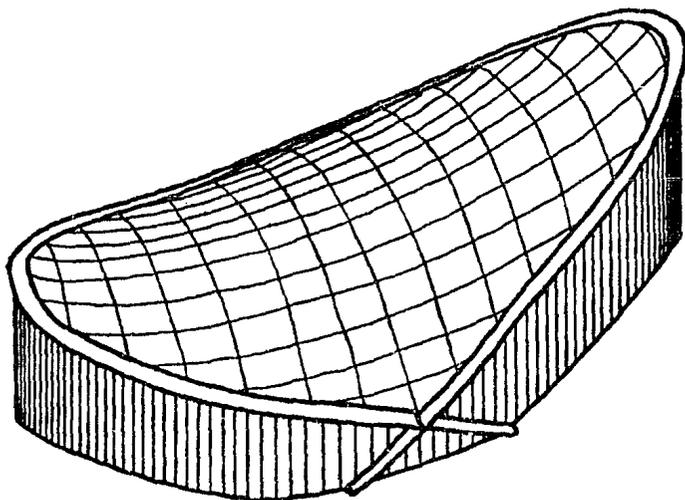


FIG 20. Diversos tipos de cubiertas colgantes (ref 69)

inestabilidad ante cargas variables en el tiempo, como lo es el viento. Cuando el área expuesta es muy grande y flexible, si el viento incide en ella con un ángulo muy pequeño con respecto a la horizontal, aparecen importantes fuerzas de sustentación que dan como resultado el cambio de forma de la cubierta. Este fenómeno recibe el nombre de aleteo (flutter), y se debe básicamente a la excitación progresiva de la estructura en sus distintos modos de vibrar cuando estos son muy próximos entre sí. En sistemas de cables con configuraciones inestables, el aleteo es muy susceptible a ocurrir, y las amplitudes de las oscilaciones pueden alcanzar proporciones destructivas muy rápidamente, después de tan solo algunos ciclos.

La inestabilidad de las cubiertas colgantes puede ser evitada si se aumenta la rigidez y el amortiguamiento en el sistema de cables. Esto puede lograrse de dos maneras, o cargando la cubierta, o pretensando el sistema de cables. El peso de la cubierta puede aumentarse colando una cierta cantidad de concreto sobre ella, con lo que se puede lograr que el peso aumente hasta considerablemente, con lo que se logra la estabilidad de la cubierta. En cubiertas de tipo parabolóide hiperbólico, el pretensado se logra dando una tensión inicial adicional a la red secundaria de cables, mientras que en cubiertas de dos capas se logra tensando a la capa inferior de cables. En la figura 21 se muestra el efecto

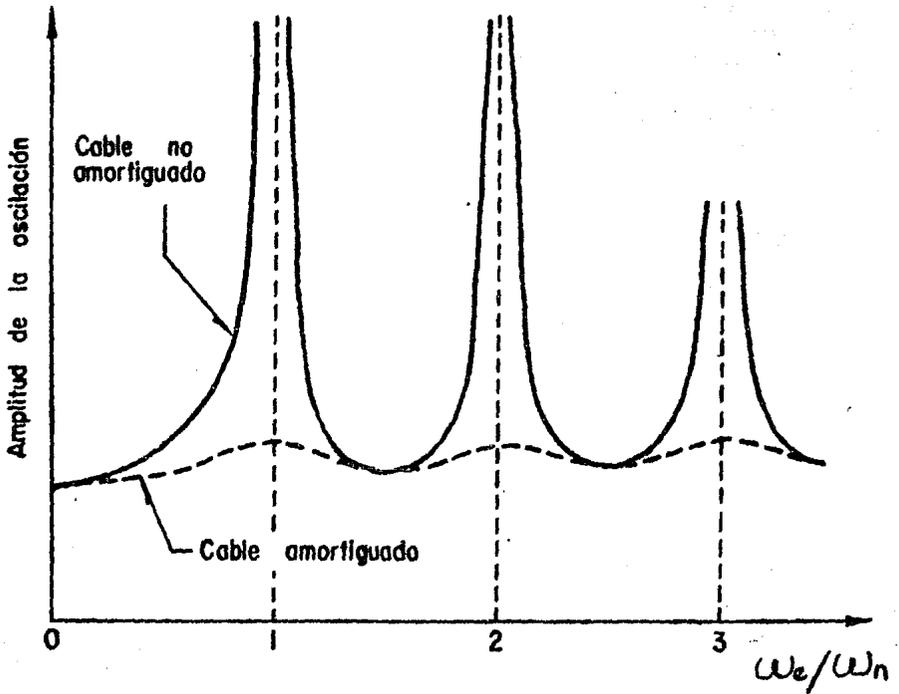


FIG 21. Curvas de resonancia para un cable amortiguado y otro no amortiguado (ref 1)

del aumento de rigidez y amortiguamiento en una cubierta colgante. El análisis dinámico de la inestabilidad y el aleteo de techos colgantes es extremadamente complejo y difícil; para lograr un diseño adecuado es necesario la realización de pruebas de un modelo a escala en un tunel de viento.

LÍNEAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.- Bajo ciertas condiciones, la acción del viento puede causar oscilaciones en cables conductores. Si estas oscilaciones tienen amplitudes muy grandes y frecuencias bajas, el fenómeno se conoce como galope (galloping). Esta forma de inestabilidad generalmente ocurre en líneas de transmisión cuya sección transversal es asimétrica, cambio que es causado generalmente por la formación de hielo que cuelga de ellas, o debido a cierto tipo de corrosión. Para claros de 250 m se pueden alcanzar oscilaciones de 5 m o aun más. El movimiento puede durar por horas, pudiendo producir la falla de la línea de transmisión. Básicamente el fenómeno es provocado por una diferencia entre los coeficientes de sustentación y arrastre, lo que provoca un amortiguamiento negativo y por lo tanto la inestabilidad ante ciertos ángulos de incidencia.

PUNTES COLGANTES.- Los puentes colgantes tienen ventajas tanto técnicas como económicas cuando se

utilizan para cubrir grandes claros, sin embargo se ha visto que pueden experimentar inestabilidad por efectos aerodinámicos. La investigación sobre los efectos del viento en puentes colgantes comenzó a estudiarse en forma a raíz de la falla del puente Tacoma Narrows en Washington en el año de 1940. Además se sabe que por lo menos otros 10 puentes de menor importancia se derrumbaron antes, bajo condiciones similares. El claro del puente Tacoma era de 854 m, y había sido diseñado para resistir vientos hasta de 170 km/hr, y su falla ocurrió en una velocidad más baja, ocasionada por grandes oscilaciones en flexión y torsión.

Algunos autores explican las oscilaciones verticales como debidas a la aparición de vórtices de von Karman con una determinada frecuencia, la cual si coincide con la frecuencia de uno de los modos de flexión o torsión, la estructura entra en resonancia, amplificandose así la respuesta si el amortiguamiento no es suficiente. Otros investigadores atribuyen el fenómeno al hecho de que bajo ciertos ángulos de incidencia se produce una fuerza de sustentación cuya resultante no coincide con el centro de cortante, lo que produce una cierta torsión, que al girar la plataforma del puente, se va incrementando, pudiendo llegar a el colapso. Si se produce una disminución de la fuerza de sustentación cuando el ángulo de incidencia aumenta siendo positivo, y se incrementa cuando aumenta un ángulo negativo, el amortiguamiento que se produce es

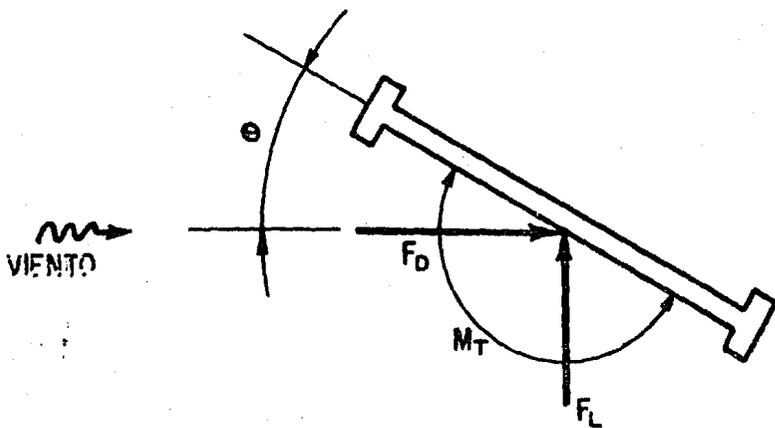
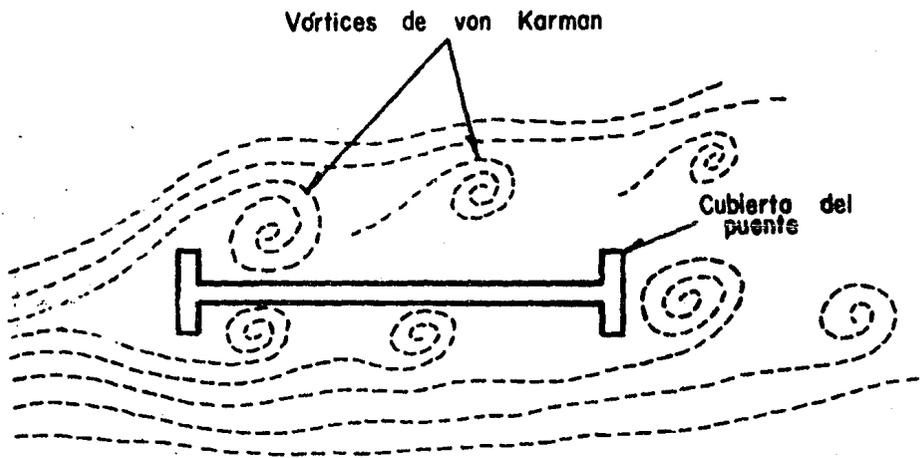


FIG 22: Efectos del viento sobre puentes colgantes (ref 26)

negativo y la estructura es inestable. Si se grafica este fenómeno se verá que la curva de ángulo de incidencia contra fuerza de sustentación o momento torsionante, tiene pendiente negativa <ref. 26>.

Se han hecho estudios que han dado evidencia de que si la frecuencia torsional de el tablero es semejante a la frecuencia de alguno de los modos de flexión, el puente es más susceptible a ser inestable. De este hecho se desprende la solución que algunos investigadores sugieren para evitar la inestabilidad, la cual consiste en una rigidización del tablero. Al aumentar la rigidez de el tablero a torsión, se aumenta su frecuencia a torsión, con lo que se logra que se aleje de las frecuencias de flexión. Sin embargo otros autores como Davenport sugieren el modificar la forma de el tablero, haciendola mas aerodinámica. La primera solución fue aplicada en los puentes Mackinac (en Detroit), el Verrazano Narrows (en Nueva York) y el nuevo Tacoma. La segunda solución fue usada en el George Washington (en Nueva York). Todos estos puentes han tenido un buen comportamiento ante cargas eólicas, lo que se sugiere que ambas soluciones son adecuadas.

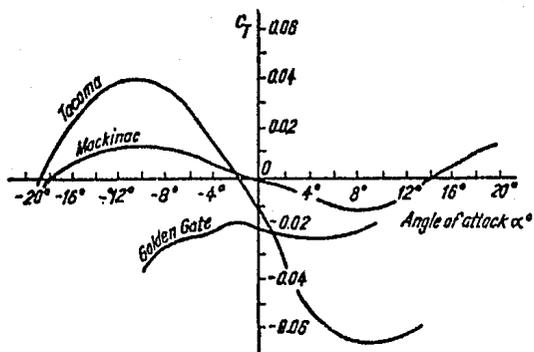
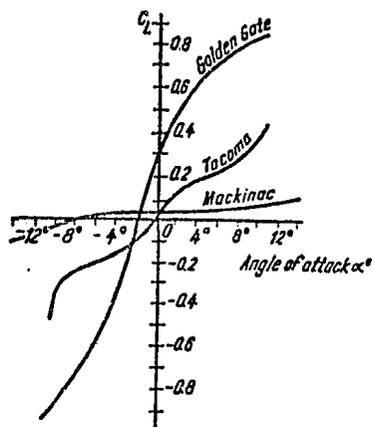


FIG 23. Variación del coeficiente aerodinámico de sustentación y torsión con el ángulo de incidencia del viento (ref 1)

**DISEÑO PARA
EFECTOS ESTATICOS**

II.1.- GENERALIDADES

Como ya se vió en el capítulo I, cuando un cuerpo o una estructura se ven inmersos en un flujo de viento, parte de la energía cinética de éste se convierte en energía de presión. En este capítulo se tratarán con detalle los criterios de diseño para evaluar los efectos de la componente de velocidad media de los vientos, que se pueden considerar como estáticos sin cometer errores de consideración.

En el capítulo I, a partir de la ecuación de Bernoulli, se llegó a una expresión similar a la siguiente, que permite evaluar la presión dinámica de el viento:

$$p = \frac{\rho}{2} V^2 C_p \quad \dots 25$$

donde ρ es la densidad del aire
 V es la velocidad del viento
 C_p es el coeficiente de presión

La densidad del aire, considerando que este es incompresible, no varía con la velocidad del fluido. Aun

así, la densidad variará en función de la altitud, latitud, temperatura, clima y estación, pero de estos, únicamente producen variaciones considerables la altitud y la temperatura. Con fines de Ingeniería Civil ambas condiciones pueden considerarse como constantes para el sitio donde se quiera diseñar. Para condiciones estándar, esto es, a una temperatura de 15°C y al nivel de el mar (76 cm de mercurio de presión), la densidad es de 0.125 kg s/m, y substituyendo en la ecuación 23 se tiene:

$$p = 0.0625 V^2 C_p$$

En reglamentos mexicanos la velocidad del viento se usa en km/hr y no en m/s, por lo que transformando la constante se llega a:

$$p = 0.0048 V^2 C_p$$

Sabemos que al aumentar la altitud, la densidad disminuye. Se han propuesto diversas expresiones que nos dan la variación de la densidad con la altitud, sin embargo en nuestro medio la corrección más usada es la que propone la ref.10, en donde se sugiere que la anterior constante se multiplique por un factor correctivo igual a

$$\frac{8+h}{8+2h}$$

...26

en que h es la altitud en km. Aunque esta expresión arroja valores un poco conservadores, se considera adecuado su uso con fines de diseño. Sustituyendo la altura media sobre el nivel del mar de la Ciudad de México (2,200 metros) en la expresión 26, resulta

$$\frac{8+2.2}{8+4.4} = 0.823$$

$$0.0048 (0.823) = 0.0040$$

Por otra parte se ha comprobado que los vientos fuertes de la Ciudad de México están asociados a un alto contenido de polvos, debido al paso previo de los vientos sobre el fondo desecado del lago de Texcoco; además el índice de contaminación en la ciudad hace que la densidad de el aire también aumente. Ambos factores determinaron que el actual reglamento del Distrito Federal <ref. 4> sugiriera la siguiente expresión:

$$p = 0.0035 V^2 C_p$$

Sin embargo la ref. 27 considera que el incremento por este concepto parece exagerado, recomendando se use un valor de 0.0048. Este último valor es el que ahora se sugiere tomar.

A pesar de las pequeñas variaciones de este valor de la

densidad del aire, puede verse fácilmente que el parámetro básico que determina la intensidad de la presión es la velocidad del viento.

II.2.- VELOCIDAD DE DISEÑO EN LA CIUDAD DE MEXICO

De acuerdo a los criterios de diseño del Reglamento de construcciones del Distrito Federal ref. 28, el valor de la acción que debe usarse para diseño debe ser aquel que tenga una probabilidad pequeña y prefijada de ser excedida durante el periodo de interés, o sea que represente un valor nominal de la variable considerada.

Para el caso de la Ciudad de México, en el observatorio meteorológico de Tacubaya se tienen registros de las máximas velocidades instantáneas mensuales desde 1941. En la (ref. 7) existe una descripción tanto de la estación como de las condiciones topográficas que la rodean. También se incluyen los mismos datos para una estación colocada en Chapingo. Además se hace una revisión de los datos registrados. En la figura 24, se muestra el histograma (representación gráfica de las frecuencias con que una variable se distribuye dentro de determinados intervalos de clase) del registro del meteorológico de Tacubaya para 6 intervalos. Del histograma puede verse que la distribución de probabilidades dista bastante de la distribución normal. Las frecuencias disminuyen casi exponencialmente. La media y la desviación estándar de estos registros son 18.7 y 3.0 m/s, respectivamente. Como se mencionó en el capítulo I, la distribución de probabilidades que mejor se ajusta a este tipo de

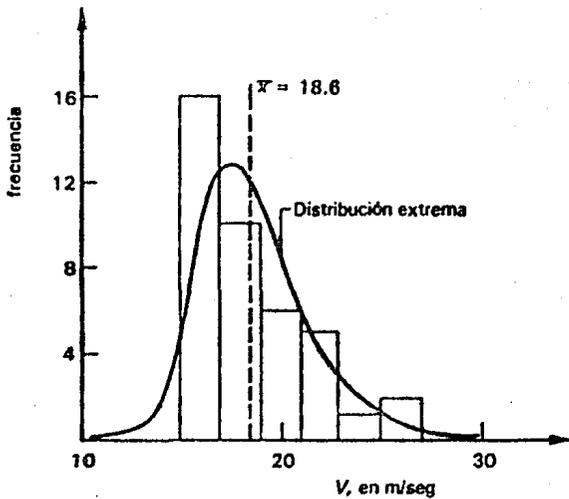


FIG 24. Histograma de las velocidades máximas instantáneas de viento registradas en el Observatorio de Tacubava (ref 27)

registros es la distribución de probabilidades extrema tipo II, pero su manejo es complicado ya que normalmente no se encuentra tabulada, sin embargo siguiendo un procedimiento propuesto por la (ref. 32), donde se aprovecha la relación que existe entre las distribuciones tipo I y II (semejante a la que existe entre la normal y la lognormal), se pueden obtener los parámetros de la distribución de probabilidades tipo II en función de la tipo I.

El coeficiente de variación está definido por

$$V = \frac{\sigma_y}{m_y} \quad \dots 27$$

Para nuestro caso se tiene

$$V = \frac{3.0}{18.7} = 0.1604$$

De la figura 3.3.8 de la ref. 32 se tiene que para este coeficiente de variación el parámetro $k = 9.2$. De la distribución extrema tipo II se sabe que

$$m_y = u \Gamma \left(1 - \frac{1}{k} \right) \quad \text{para } k > 1 \quad \dots 28$$

donde Γ es la función Gamma. Para nuestro caso

$$u = \frac{18.7}{\Gamma(1 - 1/9.2)} = \frac{18.7}{\Gamma(0.8913)}$$

De las propiedades de la función Gamma se sabe que

$$\Gamma(z + 1) = z \Gamma(z) \quad \text{para } z < 1$$

despejando y sustituyendo valores se tiene

$$\Gamma(0.8913) = \frac{\Gamma(1.8913)}{0.8913}$$

En tablas matemáticas usuales se obtiene el valor de la función gamma para $z > 1$; en este caso $\Gamma(1.8913) = 0.95838$.

Haciendo operaciones y substituyendo en 28 se tiene

$$u = \frac{18.7}{1.0753} = 17.39$$

Conocidos los parámetros, se pueden calcular las probabilidades de excedencia. La velocidad "y" que será excedida con probabilidad $1/50 = 0.02$ en un cierto año, se encuentra igualando la FDA (función de distribución acumulada) complementaria a 0.02

$$1 - F_y(y) = 0.02$$

$$e^{-(u/y)^k} = e^{-(17.39/y)^{3.2}} = 0.98$$

despejando a y

$$y = 26.58 \text{ m/s}$$

Alternativamente se puede usar la tabla de distribución

de probabilidades tipo I, en la que encontramos que

$$F_w(4.0) = 0.98$$

y aprovechando la relación entre las distribuciones tipo I y II se tiene

$$F_Y(y) = F_w(\ln y - \ln u)k \quad \dots 29$$

$$4.0 = (\ln y - \ln 17.39) 9.2$$

de donde

$$y = 26.86 \text{ m/s} = 96.8 \text{ km/hr}$$

Si se considera que el observatorio de Tacubaya está en promontorio, usando el factor de corrección recomendado por la ref 7 de 1.2 se tiene

$$V = 96.8 / 1.2 = 80.67 \text{ km/hr}$$

Siguiendo el mismo procedimiento para un periodo de retorno de 100 años, que es con el que comunmente se diseñan las estructuras importantes, se llega a una velocidad de 86.02 km/hr. Usando los registros de Chapingo, estación que se aproxima más a una exposición de tipo abierta, se llega a velocidades de 94 km/hr y 101 km/hr, para periodos de retorno de 50 y 100 años, respectivamente.

Con respecto a esta estación de medición, la <ref. 7> recomienda se use una distribución de probabilidades extrema tipo III, con la que se logran mejores resultados.

Pero estas velocidades aunque corresponden a exposiciones de tipo suburbano y abierta, aun deben ser corregidas por altura, ya que ninguno de los dos está colocado a 10 metros de altura, que es la altura que se usa como referencia. Haciendo uso de una ley de variación de tipo exponencial, se pueden encontrar las velocidades correspondientes a la altura de referencia deseada. Además de la corrección por altura, es necesaria una corrección por rugosidad, para la cual se usó también una corrección de tipo exponencial. Con respecto a la velocidad en los centros de grandes ciudades, es decir para la exposición de tipo urbano, la <ref. 10> sugiere sea del 70 por ciento de la correspondiente a terreno abierto. El NBCC por su parte recomienda sea del 63 por ciento, con fines de este trabajo se usó un valor de 0.70. Los resultados a los que se llegó se muestran en la tabla 2.

TABLA 2. VELOCIDADES DE VIENTO EN EL VALLE DE MEXICO

TIPO DE TERRENO	PERIODO DE RETORNO	
	50 AÑOS	100 AÑOS
Campo abierto	94.0	101.0
Suburbano	78.6	83.8
Urbano	64.1	68.9

Las velocidades a las que se llega son muy semejantes a las que se recomiendan en la <ref. 7> y para el caso de la exposición de campo abierto semejante a la de la <ref. 33>. Si se substituyen estas velocidades en la expresión 23 se llega a presiones de 42.42, 28.65 y 19.72 kg/m para exposición abierta, suburbana y urbana, respectivamente, para un periodo de retorno de 50 años. Para un periodo de retorno de 100 años, estas presiones son de 48.97, 33.74 y 22.78 kg/m .

II.3.- EXPRESION PROPUESTA

La ley de variación con la altura que se sugiere usar es la de tipo exponencial, apoyándose en el hecho de que con fines de Ingeniería Civil, ésta tiene una aproximación suficiente. Los exponentes usados varían empíricamente de un reglamento a otro. En la tabla 1 se hizo una comparación de los valores sugeridos por tres diferentes reglamentos que usan este tipo de variación. Se sugiere que para la Ciudad de México se usen valores semejantes a los de el ANSI o el NBCC para las exposiciones abierta y suburbana. Para el caso de el centro de ciudades o zonas densamente pobladas con edificios altos, el valor propuesto es un poco menor (del orden de un veinte por ciento menor), lo que conduce a una variación con la altura un poco más rápida que la sugerida por la literatura. Este pequeño aumento se justifica en las diferencias arquitectónicas entre los centros de las ciudades a los que la literatura se refiere y las características de la Cd. de México. Esta menor rugosidad también se midió en el edificio Prisma <ref. 36>. En los reglamentos en los que se usan estos exponentes se exige una continuidad del tipo de exposición por una determinada extensión en la periferia de la estructura a diseñar, la cual sería difícil de cumplir para el caso de el Distrito Federal. Por ejemplo el NBCC establece que el

tipo de exposición debe persistir por al menos 1.5 km; el ANSI por su parte establece que debe ser 0.5 millas o 10 veces la altura de la estructura, la mayor de ambas condiciones. En esta propuesta se prefiere ser menos rígido en la continuidad de la rugosidad del terreno, pero se aumenta la rapidez de variación de la velocidad del viento con la altura.

La expresión que se propone para valuar los efectos de el viento medio es

$$p = p_0 K C_z C_p \quad \dots 30$$

en la cual p_0 es la presión básica de diseño

K es un factor correctivo por condiciones de exposición

C_z es un factor correctivo por altura de el área expuesta

C_p es el factor de empuje que depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta.

El valor de p_0 se sugiere se tome de 30 kg/m², y para estructuras importantes de 35 kg/m². El factor C_z se tomará igual a uno para alturas hasta de 10 m sobre el terreno y para alturas superiores igual a

$$C_z = (z/10)^{2/a}$$

en que z es la altura del área expuesta sobre el nivel de el terreno y el coeficiente "a" varía en función de el tipo de exposición. Los valores de K y de a se indican a continuación:

TABLA 3. CONSTANTES K Y a RECOMENDADOS EN ESTE TRABAJO

TIPO DE TERRENO	K	a
Campo abierto	1.6	7.0
Suburbano	1.0	4.5
Urbano	0.65	3.6

El valor de la presión básica p_o de 30 kg/m², corresponde al valor redondeado de 29.65 kg/m² obtenido a partir de una velocidad de 78.6 km/hr. correspondiente a una zona suburbana de exposición, con un periodo de retorno de 50 años. Los valores de K cambian esta presión de exposición suburbana a la equivalente a 10 metros de altura de las exposiciones abierta y urbana, los valores propuestos de K son los redondeados del cociente de la exposición

abierta o urbana entre la presión de la exposición suburbana. Para el diseño de estructuras cuyo funcionamiento sea especialmente importante en condiciones de emergencia o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad (las de el grupo A), se sugiere tomar una presión básica de 35 kg/m . El incremento por este concepto es de 16.7 por ciento que resulta ser un valor intermedio entre el que proponen el RDF--76 (32.3%) y el ANSI (14.5%) por este concepto.

La expresión propuesta para evaluar la acción de el viento medio tiene la ventaja de ser de muy fácil aplicación, aunque tiene la desventaja de no saber directamente la velocidad de viento para la cual se está diseñando. La expresión propuesta (30) es semejante a las recomendadas en las <refs. 8 y 37>. Algunas de las expresiones sugeridas por otros reglamentos se pueden ver en la tabla 4.

TABLA 4. EXPRESIONES DE DISEÑO USADAS EN DIVERSOS REGLAMENTOS

REGLAMENTO	EXPRESION USADA
RDF-76	$p = 0.0055 c \{V(z/10)^{1/3}\}^2$
CFE-81	$p = 0.0048 GC \{KV_R (z/10)^\alpha\}^2$
NBCC-80	$p = 0.0050 K(z/H_k)^{2\alpha} V^2 C_g C_p$
ANSI A58.1-1981	$p = 0.0048 K_z (IV)^2 G_h C_p$
Propuesta RDF-86	$p = p_o K C_z C_p$

II.4.- COEFICIENTES DE PRESION

La presión de diseño en una estructura depende también de la forma de esta, la cual se incorpora en el diseño por medio de coeficientes de presión. Estos coeficientes son cantidades dimensionales que relacionan la presión dinámica que puede ejercer el viento dada una velocidad, y la presión que experimenta la estructura en un determinado punto. Los coeficientes de presión varían por una parte con las características del viento (velocidad y turbulencia), y por otra parte con las características de la estructura (dimensiones, forma, rugosidad de la superficie y permeabilidad). Con fines de diseño se consideran que son independientes de la velocidad del flujo, lo cual se ha comprobado que es razonablemente aceptable para cuerpos con aristas, ya que en estos la separación de el flujo no ocurre en un punto variable dependiente de la rugosidad, sino que siempre ocurre en la arista, con lo que el empuje total será casi independiente de el número de Reynolds y por lo tanto de la velocidad del flujo <refs. 38 y 39>. No así en los cuerpos con una superficie curva como el caso de un cilindro donde los coeficientes de presión son altamente dependientes de el número de Reynolds. En la figura 24 se muestra la variación del coeficiente de empuje con el número de Reynolds para diversos cuerpos. Con respecto a

la turbulencia, su efecto se desprecia para el diseño de la estructura principal en construcciones no susceptibles a efectos importantes bajo la acción de ráfagas. En ellas los coeficientes de presión son un promedio de los que actúan en toda una cara de la estructura. Sin embargo para el diseño de los elementos de recubrimiento sí deben tomarse en cuenta los efectos de la turbulencia, ya que en caso contrario se llega a diseños inseguros para ciertas partes de la estructura. Otra característica del viento que se pensaba podía hacer variar los coeficientes de presión, era el tiempo de promediación de la velocidad de diseño, pero en base a mediciones hechas en dos edificios, uno en Londres y otro en Tokyo, existe evidencia de que los coeficientes de presión permanecen constantes bajo cambios en el periodo de promediación, aun para valores muy bajos de éste (ver figura 25) (refs. 40 y 41).

Se sabe que la permeabilidad al igual que la rugosidad de las caras de una estructura juegan un papel muy importante en la distribución de presiones en las diferentes caras. Al aumentar la permeabilidad en una estructura las presiones en barlovento aumentan, las succiones de sotavento disminuyen, mientras que el empuje total también se ve disminuido (refs. 40 y 42). El efecto de la rugosidad es proporcional al de el empuje total, esto es, a mayor rugosidad se tendrá un mayor empuje total.

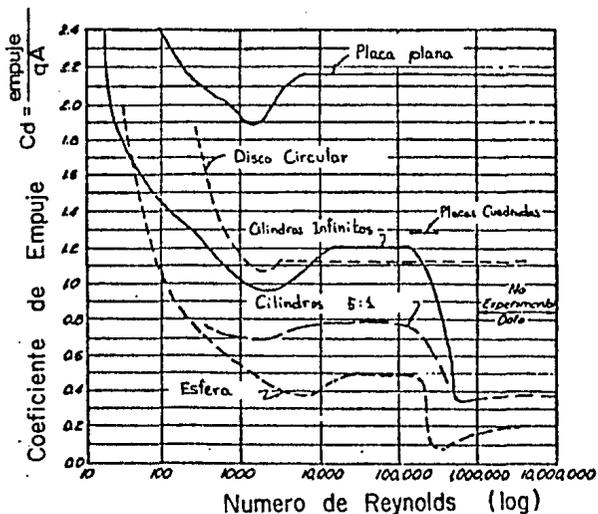


FIG 24a. Variación del coeficiente de empuje en función del número de Reynolds (ref 39).

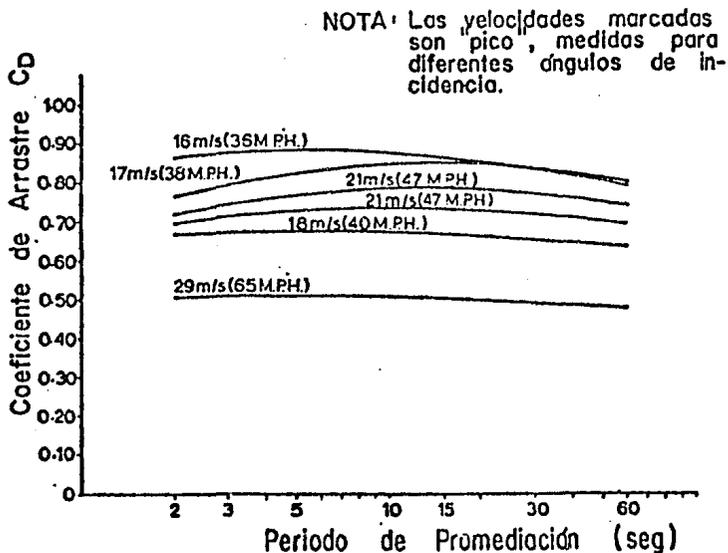


FIG 25. Variación del coeficiente de arrastre para diferentes periodos de promediación (ref 40)

Se sugiere se haga por separado el diseño de la estructura principal o de los elementos que contribuyen a dar la resistencia ante cargas laterales y de los elementos de recubrimiento. Para ambas situaciones se hará uso de la expresión 30, pero los coeficientes de presión serán diferentes para uno y otro caso. A continuación se encuentran los coeficientes de presión que se sugiere se usen para los dos diseños, así como los que sugieren otros reglamentos para cada caso.

A: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

EDIFICIOS PRISMATICOS DE SECCION RECTANGULAR.- Los coeficientes de presión de estas estructuras tradicionalmente se han obtenido a partir de pruebas en túneles de viento, aunque en la última década se han hecho bastantes mediciones en edificios para comparar los resultados obtenidos en túneles de viento. En la tabla 5 se encuentran los valores sugeridos por varios reglamentos:

TABLA 5. COEFICIENTES DE PRESION EN EDIFICIOS
RECTANGULARES

REGLAMENTO	BARLOVENTO	SOTAVENTO
CFE-81	0.75	-0.68
RDF-76	0.75	-0.68
NBCC-80	0.80	-0.50
Dinamarca DS41D,66	0.70	-0.50
Francia Regles NV65	0.80	-0.50
Rumania STAS 946	0.80	-0.60
L/B < 1	0.80	-0.50
ANSI A58.1 L/B = 2	0.80	-0.30
L/B > 4	0.80	-0.20

L es la dimension en planta paralela a la acción de el viento

B es la dimension en planta perpendicular a la acción de el viento

Como puede verse, estos coeficientes son bastante

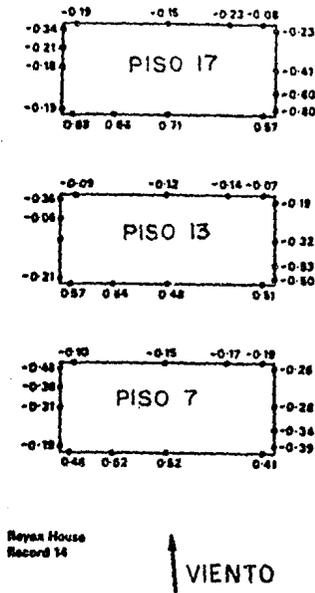


FIG 26. Mediciones hechas en un edificio en Londres (ref 42)

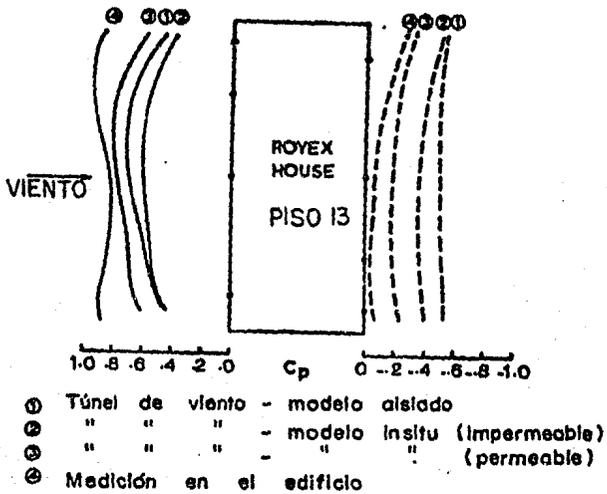


FIG 27. Comparación de mediciones en un modelo en tunel de viento y en un edificio (ref 40)

similares; sin embargo es importante notar que mientras los dos primeros reglamentos proponen una variación de la presión en sotavento similar a la de barlovento, el ANSI y el NBCC consideran una presión constante en sotavento. El ANSI toma como referencia la velocidad a la altura del edificio y el NBCC toma la mitad de la altura. En base a mediciones en túneles de viento se ha visto que la presión en sotavento es aproximadamente uniforme (ref. 39). lo cual ha sido corroborado en mediciones hechas en edificios. También se ha visto que para sotavento las mediciones en túneles de viento arrojan resultados conservadores mientras que para barlovento ocurre lo contrario (refs. 40, 42 y 43). El ANSI considera que la presión en sotavento también depende de la relación de dimensiones de el edificio en planta. Efectivamente esta variación también se ha comprobado experimentalmente, pero es fuertemente dependiente de la rugosidad de la superficie, por lo que se sugiere se tomè la condición más desfavorable. Para barlovento se recomienda se tome un valor de 0.8, mientras que para sotavento, dadas las bajas succiones observadas en edificios, y la fuerte dependencia de esas en la rugosidad para diferentes relaciones de sus dimensiones en planta, se sugiere se siga lo planteado por el NBCC, esto es, considerar una presión uniforme tomando un coeficiente de -0.5 referido a la velocidad de la mitad de la altura de el edificio. Para las paredes laterales y para techos horizontales se

sugiere se use un coeficiente de presión de -0.7 .

TECHOS INCLINADOS.— Cuando el viento actúa en forma perpendicular a las generatrices de un techo inclinado, existe una importante variación de los coeficientes de presión con un cambio en el ángulo de inclinación del techo. De hecho la variación es tan grande, que para valores muy pequeños del ángulo de inclinación se presentan importantes succiones, mientras que para valores de mayores a 40 grados se presentan presiones. En la figura 28 se muestran las variaciones del coeficiente de presión sugeridas por varios reglamentos para cubiertas con doble inclinación (techos de dos aguas). En la figura no se incluye el actual reglamento de el Distrito Federal, cuyo procedimiento es diferente, ya que los coeficientes allí propuestos son tanto para el diseño de la estructura principal, como para el diseño de los elementos de recubrimiento de la cubierta. Este reglamento define tres zonas, cuyas dimensiones dependen de las dimensiones de la estructura; en ellas se considera que la presión va disminuyendo a medida que va avanzando el viento sobre la cubierta.

Las investigaciones más recientes y completas sobre la acción de el viento en este tipo de cubiertas han sido realizadas en el tunel de viento de la universidad de

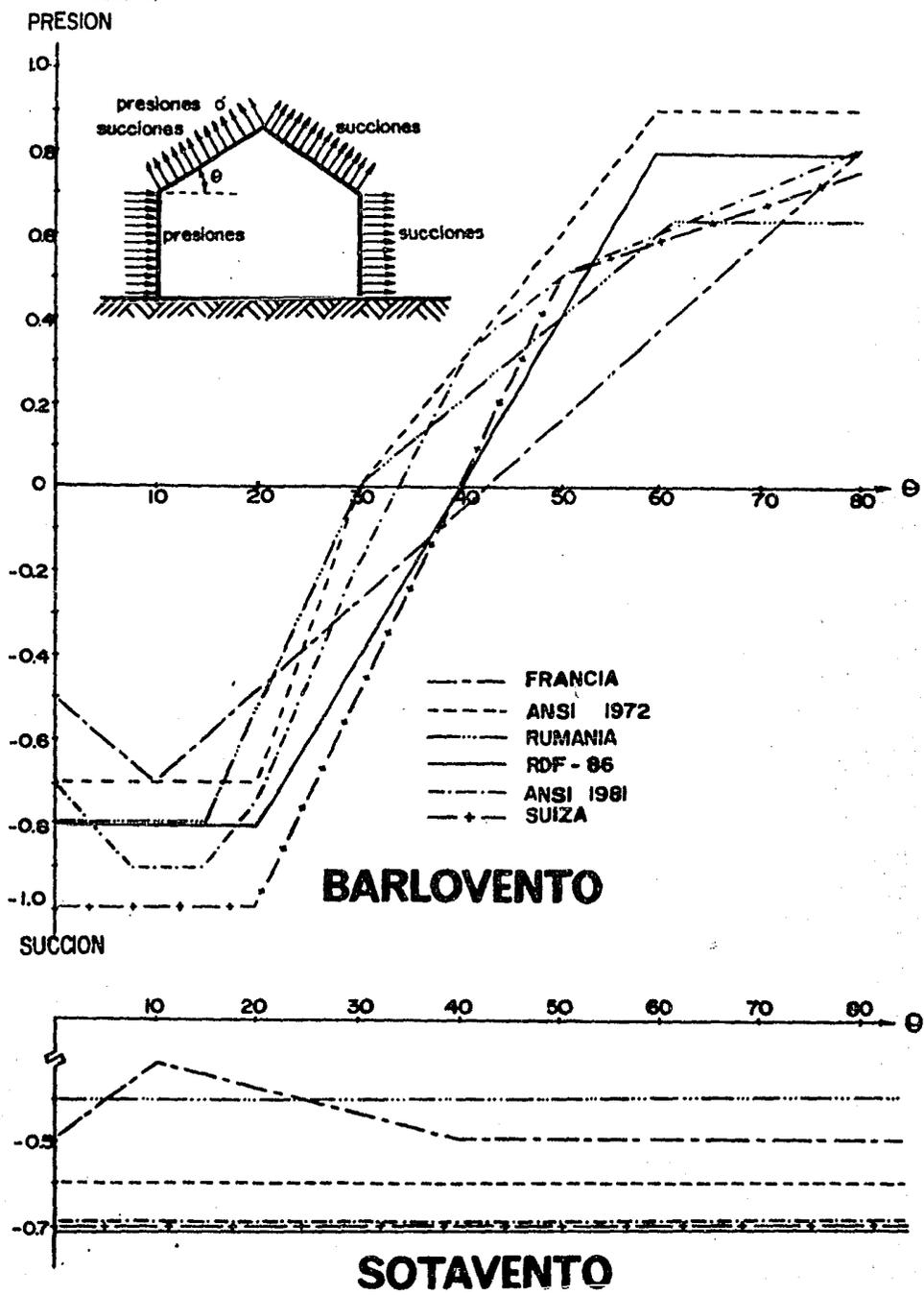


FIG 28. Variación de los coeficientes de presión para techos inclinados (ref 1)

Western Ontario. y sobre estas investigaciones se basan las últimas especificaciones del ANSI y el NBCC. En la figura 28 también se muestra la variación propuesta en este trabajo. Para el lado de barlovento la expresión para obtener el coeficiente es

$$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 0.8 \quad \dots 21$$

donde θ es el ángulo de inclinación de la cubierta en grados. Como puede verse, esta expresión se aproxima bastante a lo sugerido por otros reglamentos, teniendo la ventaja de ser de más fácil aplicación. Para el lado de sotavento se sugiere un coeficiente de -0.7 , que es el mismo sugerido por el ANSI y muy similar al que se indica en el actual reglamento del Distrito Federal. Cuando la cubierta sólo tenga una inclinación, se pueden aplicar los mismos coeficientes, poniendo atención únicamente si el lado inclinado es el de barlovento o sotavento. Cuando se considere el viento actuando paralelo a las generatrices se recomienda usar un coeficiente de presión de -0.7 .

CUBIERTAS DE ARCO CIRCULAR.— El fenómeno que ocurre en este tipo de cubiertas es similar al que ocurre en cubiertas inclinadas, pero en este caso existe una variación continua de el ángulo de inclinación, por lo

que de hecho existe un coeficiente de presión para cada ángulo. Con fines de diseño normalmente se divide la cubierta en diferentes áreas, cada una de las cuales se diseña con un coeficiente de presión constante que resulta del promedio de los que actúan en esa área. De esta forma procede el ANSI o el RDF. Otros reglamentos como el italiano, consideran para diseño a la cubierta de arco como una poligonal, lo cual puede verse, conduce a resultados muy semejantes. En la tabla 6 se resumen las especificaciones de el reglamento vigente (RDF-76), para este tipo de cubiertas.

TABLA 6. COEFICIENTES DE EMPUJE PARA CUBIERTAS DE ARCO CIRCULAR SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE EL DISTRITO FEDERAL 1976

f	BARLOVENTO	CENTRAL	SOTAVENTO
$f < 0.3$	$4D/B - 1.75$	$-0.5D/B - 1.0$	-0.55
$f = 1.0$	$1.4D/B$	$-D/B - 0.7$	-0.55

En este caso la zona de barlovento se extiende hasta el

punto en que la tangente al arco forma un ángulo de 45 grados respecto a la horizontal; la zona central, entre los puntos a las tangentes que forman ángulos de 45 y 135 grados respecto a la horizontal, y la zona de sotavento a partir de la zona de central. Además f es la relación de flecha de la cubierta a la altura máxima de la construcción incluyendo la cubierta, D es la flecha de la cubierta y B es el claro de la misma. Para relaciones de flecha de la cubierta a la altura máxima de la construcción incluyendo la cubierta entre 0.3 y 1, el reglamento permite interpolar linealmente.

Se ha visto que las paredes tienen un importante efecto en las presiones que actúan sobre la cubierta. Si estas no existen del todo, esto es, que la cubierta de arco está desplantada directamente sobre el suelo, no se presentan en la zona de barlovento las succiones que se producen por el cambio brusco de la dirección del viento al chocar con un elemento vertical como son los muros de la estructura. Reglamentos como el ANSI sugieren un diseño diferente cuando se presenta esta situación. En este trabajo se sugiere que cuando la cubierta en arco esté desplantada directamente sobre el suelo, se haga una modificación en la zona de barlovento que es donde se registran los cambios importantes.

El ANSI también define tres zonas, aunque lo hace de una forma diferente; sugiere se divida el arco de circunferencia en cuatro partes iguales, de las cuales

las dos centrales corresponden a la zona central, y las extremas una es la zona de barlovento y la otra la de sotavento. Con base en mediciones se ha visto que la zona central y la de sotavento se ven poco modificadas con variaciones en la relación f . En este trabajo se sugieren unos coeficientes similares a los de el ANSI para las zonas central y sotavento, mientras que para la de barlovento se hacen pequeñas modificaciones. Estas recomendaciones se resumen en la tabla 7, y en la figura 29 se hace una comparación gráfica de estas recomendaciones con las propuestas por el ANSI.

TABLA 7. COEFICIENTES DE PRESION PROPUESTOS PARA CUBIERTAS

EN ARCO

$r = a/b$	ZONA A	ZONA B	ZONA C
$r < 0.2$	-0.3		
$0.2 < r < 0.3$	$5r - 1.8$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$-2.7r - 0.7$		

Donde a es la flecha de la cubierta y b el claro de la

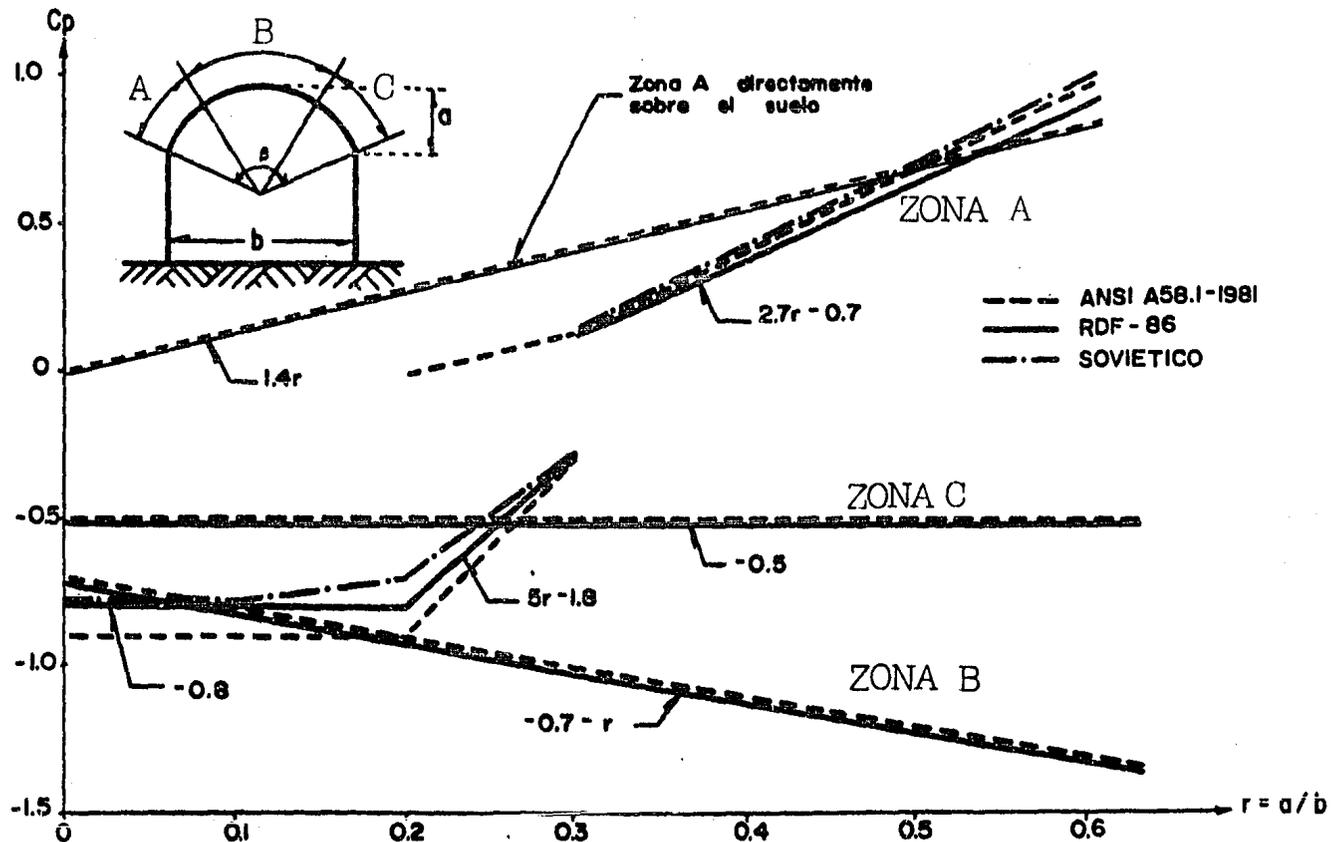


FIG 29. Coeficientes de presión para cubiertas de arco circular

misma.

NOTA: Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, la zona A, deberá diseñarse con un coeficiente de $1.4r$ para todo valor de r .

Cuando el viento actue paralelamente a las generatrices, se sugiere se emplee un coeficiente de -0.7 .

PAREDES AISLADAS Y ANUNCIOS MACIZOS.— Es particularmente importante el efecto que el viento puede producir en estas estructuras, especialmente debido a su ligereza, y por tener una dimensión considerablemente menor a las otras dos, lo que puede producir efectos dinámicos. En anuncios, es importante ver la forma en la que están colocados, ya que se ha visto que en la medida en la que aumenta su distancia al suelo o a la azotea sobre la cual está colocado, el empuje total producido por el viento disminuye. Reglamentos como el ANSI hacen una distinción entre las dos situaciones, y recomiendan para cada caso diferentes coeficientes de empuje total que son función de las dimensiones del anuncio. La razón por la que disminuye el empuje total para anuncios elevados es que, al poder pasar el viento por las cuatro aristas, la presión en la cara de barlovento disminuye, y por lo tanto también lo hace el empuje total. Estudios sobre la presión dinámica producida por el viento en placas pueden verse en las <refs. 39 y 44>.

Se ha observado que la proximidad de otros anuncios puede producir un incremento del empuje total; se han hecho pruebas para diferentes formas geométricas y para diferentes tamaños, en las que se ha visto que para separaciones entre un quinto y un tercio de la dimensión horizontal, puede existir un incremento de el empuje total hasta un 25% <ref. 45>. En un reglamento de diseño

es difícil de prever este tipo de situación, sin embargo el diseñador debe estar consciente de los efectos que pueden ocurrir en situaciones como estas que son frecuentes en ciertas zonas de la Cd. de México. Para el diseño de estas estructuras se sugiere despreciar en cierta forma la reducción que existe en el empuje total en anuncios elevados, y considerar la condición más desfavorable. Se hace esta consideración con fines de lograr sencillez y evitar refinamientos, quizás excesivos en este tipo de estructuras. Se sugiere calcular el coeficiente de presión con la siguiente expresión:

$$C_p = 1.3 + m/50 < 1.7 \quad \dots 32$$

en que m es la relación de lado mayor a lado menor para anuncios sobre el suelo y la relación altura a ancho para anuncios elevados. Con este fin, se considera elevado aquel anuncio cuya distancia libre al suelo es mayor que una cuarta parte de su dimensión vertical. En la figura 30 se hace una comparación de esta nueva propuesta con lo sugerido por el ANSI.

ESTRUCTURAS RETICULARES.— En estructuras reticulares tales como trabes de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, así como bardas y anuncios que tengan aberturas que excedan el 30% de su área total, la

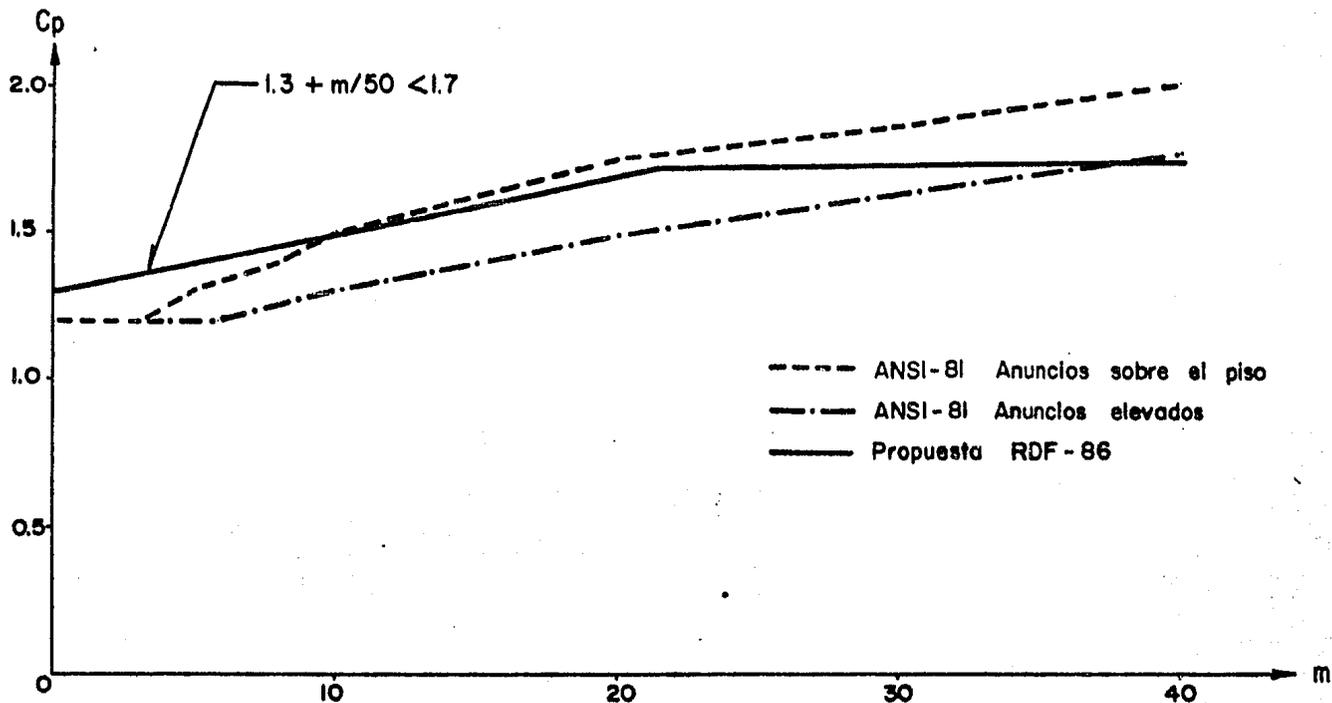


FIG 30. Coeficientes de presión para anuncios y bardas

presión que se ejerce es función de la relación de solidez, la cual puede definirse como el cociente de el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la estructura. Los coeficientes de presión que al respecto proponen distintos reglamentos de diseño, son diversos, y en ocasiones el rango en que se encuentran es bastante amplio. Los coeficientes tienen variación dependiendo de el tipo de perfil, y en el caso de perfiles de sección circular también varían en función de el tipo de régimen del flujo. La mayoría de los reglamentos, únicamente hacen una diferenciación entre miembros hechos a base de secciones planas (tales como ángulos, tes, canales, etc.) y miembros de sección circular, por ser los tipos de perfiles entre los que existe una importante diferencia, mientras que no se comete errores importantes al agrupar los perfiles de secciones planas para evaluar el empuje total sobre la estructura. Algunos de estos reglamentos llegan a refinamientos, que para el caso particular de la Cd. de México pueden considerarse como excesivos, tales como considerar 4 ó 5 diferentes coeficientes de presión para distintos valores de la relación de solidez, aun cuando las diferencias entre ellos son relativamente pequeñas. El actual reglamento sugiere valores únicos para miembros de secciones planas y para miembros de sección transversal circular, para cualquier valor de la relación de solidez. Se considera

que la sencillez con la que el actual reglamento trata el problema , es adecuada, por lo que no se modifica. Para miembros de secciones planas se sugiere un coeficiente de empuje total igual a 2.0, y para miembros de sección transversal circular, igual a 1.2.

Cuando existen marcos o armaduras en diversos planos y tienen una geometría similar, se ha observado que el empuje total en las armaduras o trabes posteriores es menor que en la primera. Esta reducción se debe a cierta protección que ofrece la primera armadura a las demás, ante la acción de el viento. Para tomar en cuenta este hecho se sugiere se use un factor de protección que se calcule como:

$$1.0 - 1.7(\varphi - 0.01x) \quad \dots 33$$

donde φ es la relación de solidez y x es la relación de separación a peralte de la armadura o trabe. Este factor de protección es aplicable siempre y cuando los miembros estén hechos con secciones planas.

Para torres o antenas cuya dimensión en planta es menor o igual a un metro, los reglamentos de diseño proporcionan coeficientes de empuje con los que se logran simplificaciones en el proceso de diseño. Estas antenas o torres, son comunmente atirantadas y de sección transversal cuadrada o triangular. En el caso de la Cd.

de México su uso es frecuente en antenas de radio. Reglamentos como el NECC, el UBC o el ANSI proponen expresiones para calcular coeficientes para torres de sección triangular y otros coeficientes para torres de sección cuadrada. Para el caso de el ANSI se calcularon las diferencias que existen entre los coeficientes para secciones triangulares y los de secciones cuadradas y se vio que estas son mínimas. Se sugiere se usen los coeficientes para el caso mas desfavorable, con lo que se comete un error cercano al 5% de el lado conservador. En la figura 31 se muestran las disposiciones que a este respecto proponen otros reglamentos. La expresión que ahora se propone también está graficada en la figura; es de la forma siguiente:

$$C_p = 4 - 5.5\phi > 1.8 \quad \dots 34$$

en que ϕ es la relación de solidez definida como el cociente entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por los miembros perifericos. La presión calculada con este coeficiente deberá aplicarse a una área igual a la proyección de sus miembros sobre un plano normal a la dirección de el viento. Para torres o antenas cuyos miembros son de sección circular el coeficiente calculado con la expresión 34 puede reducirse multiplicandolo por 0.7, que corresponde nuevamente a la condición más desfavorable,

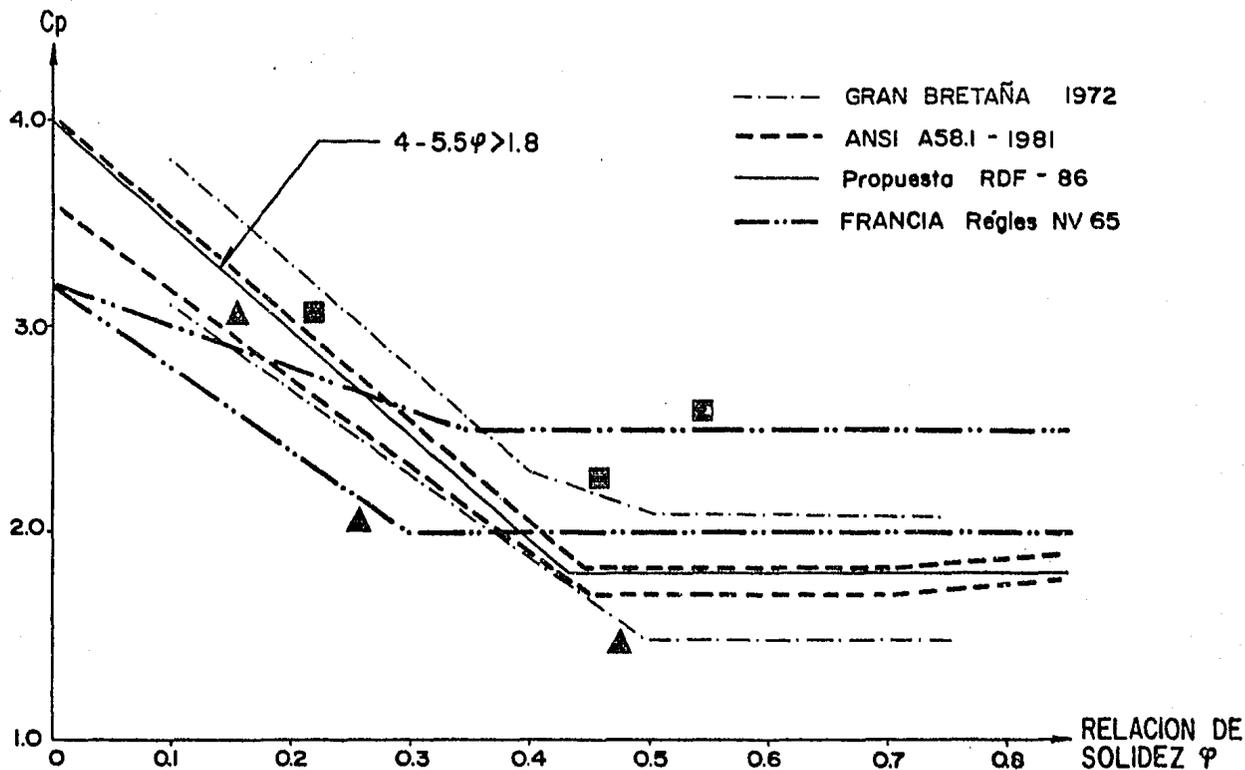


FIG 31. Coeficientes de presión para torres y antenas de sección triangular o cuadrada hechas con secciones planas (ref 1)

que ocurre cuando el flujo es subcrítico.

ELEMENTOS DE SECCION TRANSVERSAL PEQUEÑA: Para el cálculo del empuje local sobre elementos cuya sección transversal es pequeña en comparación con su longitud, tales como cables, tirantes o elementos de armaduras, los reglamentos en general se basan en la referencia original, que proporciona una tabla para distintos tipos de perfiles (ref. 29). En la figura 32, se muestran los coeficientes de empuje y sustentación que ahora se recomiendan. Es importante la dirección del viento para cada caso, ya que esta produce variaciones en los coeficientes de presión. Para el caso de tirantes o cables de sección circular, si por alguna causa su sección varía un poco de la circular pueden producirse efectos dinámicos importantes de galopeo, que no se toman en cuenta con estos coeficientes. Para este tipo de elementos en los que una longitud es mucho mayor a las otras dos, es común el calcular la presión por unidad de longitud lo que facilita el cálculo del empuje total.

TORRES TANQUES O CHIMENEAS.— Estas estructuras comúnmente tienen una sección transversal circular o cercana a ella, por lo que el empuje total es función de el número de Reynolds, el cual es un parámetro mixto ya que depende de

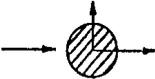
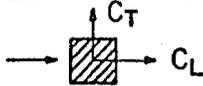
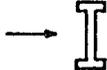
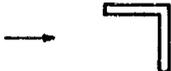
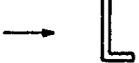
No.	Forma de la sección y dirección del viento	C_L	C_T
1		1.20	0
2		2.03	0
3		1.96 2.01	0
4		2.04	0
5		1.81	0
6		2.00	0.30
7		1.83	2.07
8		1.99	-0.09
9		1.62	-0.48

FIG 32. Coeficientes de arrastre y empuje transversal para elementos de sección transversal pequeña (ref 5)

las características de el viento, como lo es su velocidad, y de características de la estructura como lo es su diámetro o una dimensión característica de su sección transversal. También se ha observado que el empuje en la dirección del viento se puede ver influido por la relación de esbeltez , debido especialmente al movimiento de la estructura. Así pues existen reglamentos que intentan tomar un poco en cuenta el aspecto dinámico de la excitación. La rugosidad de la superficie, sobre todo en el caso en el que la sección transversal es circular, tiene una gran influencia en los coeficientes de presión, pudiendo producir incrementos en el empuje total de el orden de un 50% en un cilindro con superficie rugosa en comparación al empuje en un cilindro de superficie lisa. Los valores recomendados en este trabajo se indican en la tabla 8.

TABLA 8. COEFICIENTES DE PRESION PARA TORRES Y CHIMENEAS

FORMA	RELACION DE ESBELTEZ		
	1	7	25
Cuadrada	1.3	1.4	2.0
Hexagonal u Octagonal	1.0	1.2	1.4
Circular (sup. rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (sup. lisa)	0.5	0.6	0.7

La relación de esbeltez se define como la relación de la altura a lado menor de la estructura. Para valores intermedios de esta relación se sugiere interpolar linealmente.

Para este tipo de estructuras cuando son esbeltas (con relación de esbeltez mayor a cinco), los aspectos dinámicos cobran gran importancia, ya que pueden producirse amplificaciones dinámicas importantes tanto en la dirección paralela a la acción del viento, como en la dirección perpendicular a la acción del viento, producidas por la acción de la turbulencia del viento y

por la formación de vórtices alternantes, respectivamente. Ambos detalles se tratarán con más detalle en el siguiente capítulo.

Para el diseño de estas estructuras es importante no sólo conocer el empuje total, sino también la distribución de presiones y succiones en su sección transversal. Esta distribución, también estará en función de la relación de esbeltez de la estructura y la rugosidad de la superficie. Es común el encontrar especificaciones a este respecto en reglamentos de diseño, especialmente para la sección circular que es la más estudiada. Algunos reglamentos presentan estos coeficientes en tablas, mientras que otros los obtienen en función de series de Fourier, ya que la variación de estos en la superficie es aproximadamente de tipo senoidal <ref. 46>.

Los coeficientes que en este trabajo se sugieren para el caso de una superficie lisa, se resumen en la tabla 9. Son semejantes a los propuestos por el reglamento suizo y el ANSI.

TABLE 9. DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SECCIONES CIRCULARES
CON SUPERFICIE LISA

α	RELACION DE ESBELTEZ			α	RELACION DE ESBELTEZ		
	1	7	25		1	7	25
0	1.0	1.0	1.0	105	-1.2	-1.7	-1.9
15	0.8	1.0	0.8	120	-0.7	-0.8	-0.9
30	0.1	0.1	0.1	135	-0.5	-0.6	-0.7
45	-0.7	-0.8	-0.9	150	-0.4	-0.5	-0.6
60	-1.2	-1.7	-1.9	165	-0.4	-0.5	-0.6
75	-1.7	-2.2	-2.5	180	-0.4	-0.5	-0.6
90	-1.7	-2.2	-2.6				

La relación de esbeltez se define como la relación de altura a lado menor de la estructura.

α es el ángulo formado entre el punto donde se quiere conocer la presión, y la dirección de el viento.

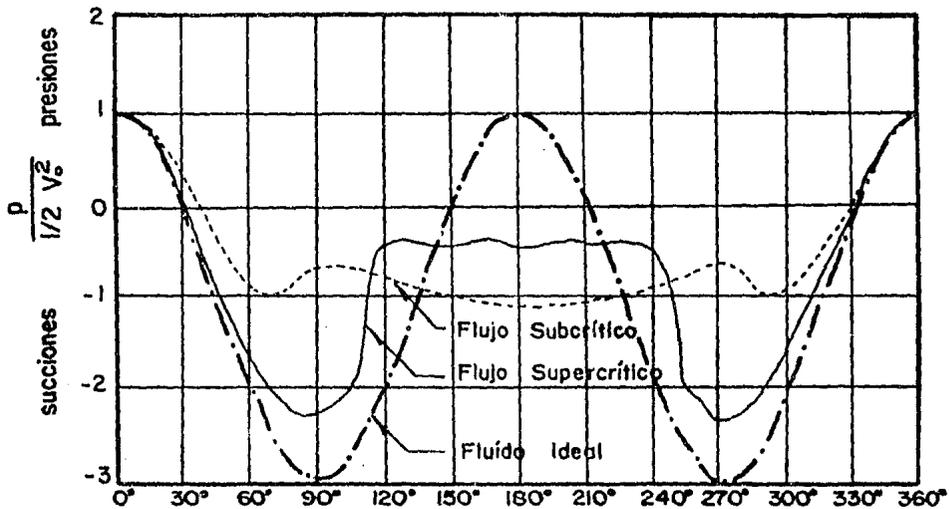


FIG 33. Distribución de presiones en cilindros de superficie lisa (ref 1)

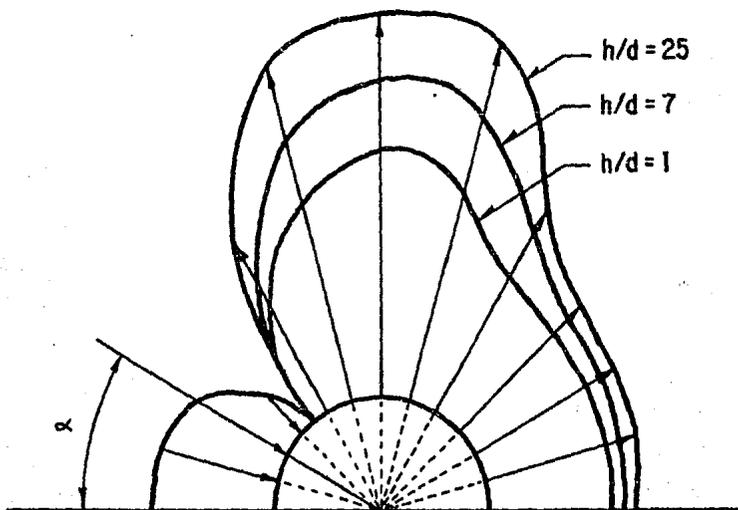


FIG 34. Distribución de coeficientes de presión recomendados para cilindros de superficie lisa (ref 1)

EXCENRICIDADES ACCIDENTALES

Un aspecto que adquiere importancia en edificios altos es el relativo a los momentos de volteo que corresponde a las fuerzas horizontales producidas por el viento. El momento de volteo se calcula a partir de la posición de la resultante de las fuerzas de el viento y es necesario considerar una excentricidad accidental para tomar en cuenta la posibilidad de que la distribución de los empujes con la altura sea mas desfavorable que la especificada por el reglamento. Además de la excentricidad accidental vertical, es necesario tomar una excentricidad accidental horizontal que tome en cuenta los posibles cambios en la posición de la resultante en ese sentido. La consideración de esta última excentricidad es importante para casos en que la torsión pueda producir efectos considerables. Las recomendaciones que a este respecto considera el reglamento de construcciones de el D.F. se consideran adecuadas. En este reglamento como excentricidad accidental vertical se recomienda tomar el cinco porciento de la altura de la construcción, y en la dirección horizontal una excentricidad accidental de

$$\pm \{ (0.3L^2/8H.) + 0.05L \} \quad \text{para } L/H < 2$$

$$\pm L/8 \quad \text{para } L/H > 2$$

siendo H y L la altura y la base del área expuesta, respectivamente. Deberá tomarse el signo de la excentricidad que provoque la condición más desfavorable. Así mismo se deberán considerar la acción de ambas excentricidades simultáneamente.

B) DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO.-

Las estructuras están sujetas a fuerzas fluctuantes debido a las fluctuaciones de la velocidad de el viento. Las fluctuaciones locales de la presión en combinación con la presión media pueden producir importantes cargas instantáneas en los elementos de recubrimiento, que causan frecuentes fallas en ellos. Para poder realizar un diseño racional de elementos de recubrimiento, es necesario conocer la magnitud de las presiones "pico" a que el elemento puede estar sujeto durante su vida útil. Para el caso de el diseño de la estructura principal se vió que el procedimiento es bastante simple involucrando los coeficientes de presión obtenidos en mediciones de edificios o en pruebas en túneles de viento, pero para este caso el problema es más complejo ya que se deben conocer no sólo las fluctuaciones en la presión, sino además los efectos que la turbulencia provoca en el elemento a diseñar. Las variaciones en la presión son causadas por la turbulencia de el flujo que choca contra la estructura y por las variaciones en este que provoca la estructura. La presión instantánea en un punto será pues función de la magnitud de la velocidad del viento, su dirección, características de exposición y la forma de la estructura. Dada la naturaleza aleatoria de la

velocidad y dirección de el viento, la presión en un punto de la estructura también varía aleatoriamente, por lo que también es necesario conocer las características estadísticas de las fluctuaciones en la presión para poder conocer los valores máximos que pueden ocurrir en un punto en un determinado intervalo de tiempo <ref. 47>. Las posibles causas de la falla de un elemento de recubrimiento se pueden agrupar en los siguientes tres grupos:

- a) Una presión o succión pico que causaría la falla por deflexión excesiva y por ruptura.
- b) Una excitación con una frecuencia cercana a la frecuencia natural que provocaría una amplificación dinámica de la respuesta por efectos de resonancia.
- c) Un alto número de ciclos de carga todos abajo de la carga estática, que provocaría una falla por fatiga de el material.

La primer causa es la más común y es la que normalmente esta incluida en los reglamentos de diseño. La mayoría de los paneles o elementos de recubrimiento son bastante rígidos y sus frecuencias naturales por lo general son mucho mayores que las típicas que presentan las fluctuaciones del viento <ref. 48>. Por esta razón suelen despreciarse los efectos de resonancia en este tipo de elementos. El último tipo de falla, esto es, por fatiga de el material, normalmente es difícil que ocurra, aunque

en el caso del vidrio, la probabilidad de ocurrencia aunque pequeña, existe y no es despreciable. Estudios muy completos con respecto al vidrio como material de recubrimiento ante efectos edílicos se presenta en las <refs. 38 y 49>.

Se mencionó que dado el carácter aleatorio de la presión instantánea en un punto, para poder diseñar los elementos de recubrimiento, es necesario un tratamiento de tipo estadístico del problema, para lograr esto es necesario conocer la distribución de probabilidades que mejor representa el fenómeno. Davenport en base a mediciones y estudios estadísticos realizados anteriormente por Rice y Cartwright propuso una distribución Gaussiana tanto para la turbulencia de el viento como para la respuesta ante fluctuaciones en la presión. La distribución de probabilidades propuesta por Davenport es la siguiente:

$$p(x) = x T \exp \left(- \frac{x^2}{2} - \nu \right) T \exp \left(- \frac{x^2}{2} \right) \dots 35$$

donde $p(x)dx$ es la probabilidad de que el valor pico caiga en el intervalo entre x y $x+dx$

ν es la frecuencia promedio de la fluctuación

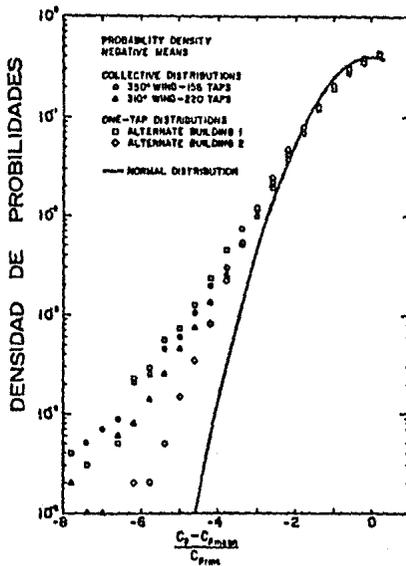
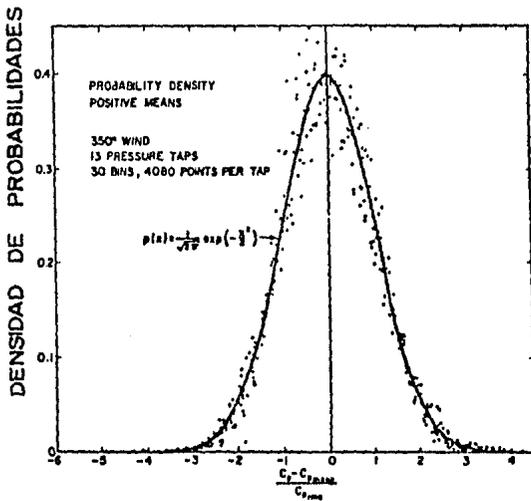
T es la longitud del registro en segundos

En base a mediciones en un edificio de 45 pisos en Montreal, Dalgliesh verificó la suposición del proceso estacionario Gaussiano <ref. 50>. En la figura 35 se

encuentran los valores normalizados obtenidos en este estudio por medio de transductores de presión. Estudios posteriores realizados por Peterka y Cermak demostraron que para puntos localizados en el lado de barlovento la distribución Gaussiana da buenos resultados, sin embargo para el lado de sotavento y para valores extremos de succión, las mediciones parecen a lejarse de la distribución de probabilidades señalada <ref. 47>. Evidencia a este respecto se muestra en la figura 36.

Como resultado de la interacción del cuerpo con el flujo de el aire se origina un complicado flujo en tres dimensiones en la cercanía de la pared de barlovento, donde se amplifica la turbulencia, a este flujo se deben las bruscas fluctuaciones que se han registrado en esa zona, así como importantes incrementos de presión que se tienen en ciertas zonas particulares de la pared como serían las orillas <ref. 51>. En la misma referencia existe evidencia de la similitud entre la fluctuación de el viento y de la respuesta de la estructura ante la acción de un viento turbulento, con lo que se demuestra que la fluctuación del viento es el principal factor en la respuesta dinámica de la estructura. En la figura 37 se muestra esta similitud por medio de los espectros de energía de el viento y de la respuesta de la estructura.

Con fines de diseño, las presiones máximas que pueden ocurrir sobre una determinada area, se estiman por medio del uso de factores de ráfaga, por medio de los cuales se



FIGS 35 y 36. Densidad de probabilidades de coeficientes de presión positivos y negativos medidos en pruebas de tunel de viento (ref 47)

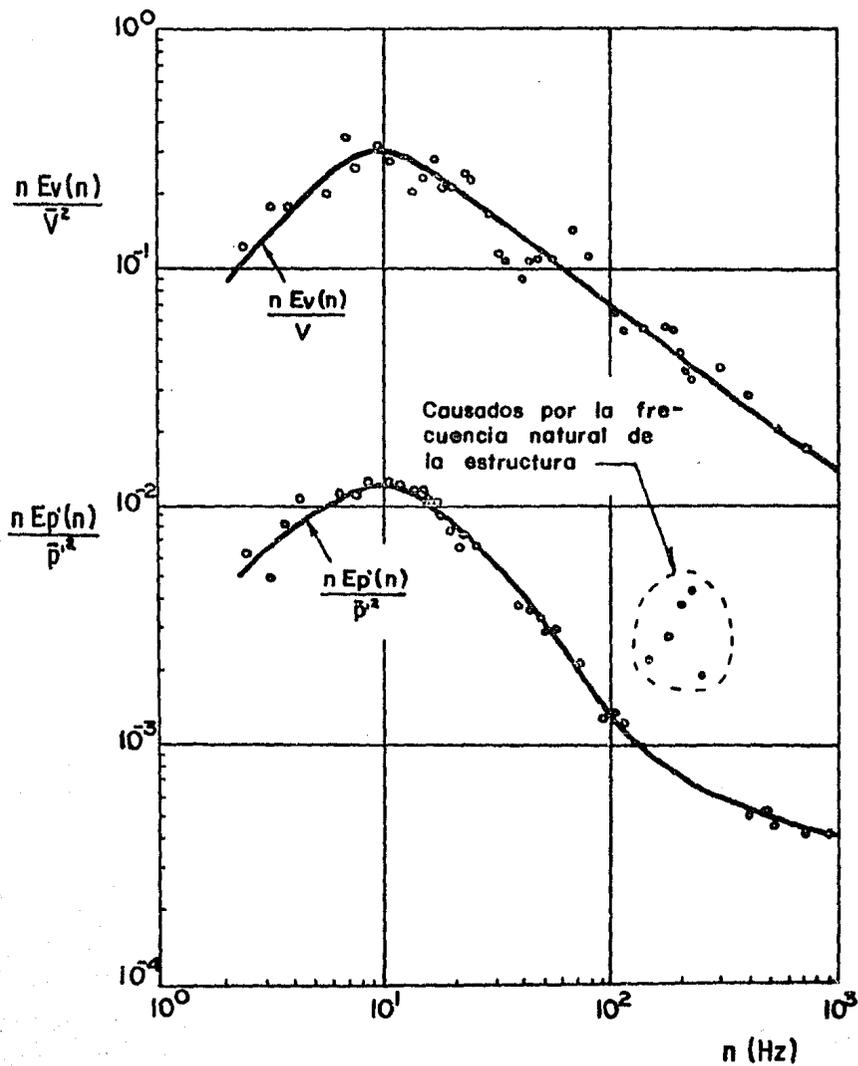


FIG 37. Densidad espectral de potencia del viento y de la presión medida en la pared de un modelo (ref 51)

obtienen coeficientes de presión que toman en cuenta la acción de las ráfagas. Estos coeficientes se calculan como

$$C_p = \bar{C}_p + g \sigma C_p \quad \dots 36$$

donde C_p es el coeficiente de presión máximo

\bar{C}_p es la media de los valores medidos

σC_p es la desviación estándar de los valores medidos

g es el factor de pico

Puede verse que el valor que determina la probabilidad de que se exceda el valor "máximo" es el factor de pico, que es el número de desviaciones estándar que el valor "máximo" excede a la media. A su vez este valor también es una variable aleatoria, con una distribución de probabilidades de valores extremos. El valor de el factor de pico es normalmente seleccionado para que la probabilidad de que sea excedido el valor "máximo" sea congruente con la probabilidad de excedencia de la velocidad de diseño durante la vida útil, de el elemento. El reglamento canadiense sugiere se use un valor medio de 4.5.

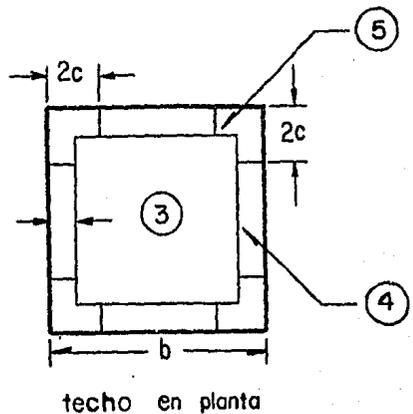
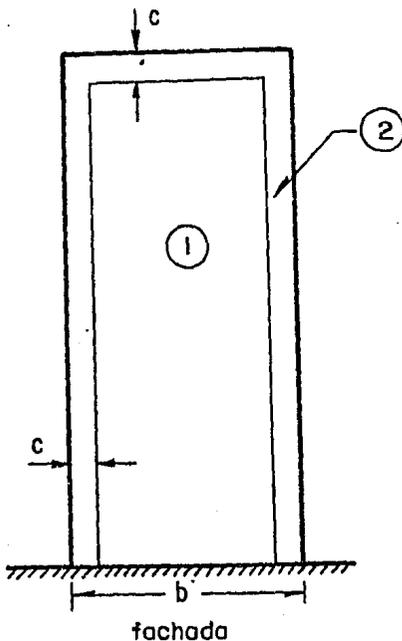
Dadas las características de las ráfagas, la probabilidad de que el valor "máximo" se presente en toda una área relativamente grande, es menor a la probabilidad de que

ese "maximo" cubra una área mas pequeña. Este fenómeno es semejante al que se presenta con la carga viva sobre una determinada área. Es por esta razón que los reglamentos avanzados de diseño proponen valores de coeficientes de presión que son función de el área tributaria de el elemento a diseñar.

A continuación se muestran los valores que se proponen para diferentes tipos de estructuras. Los valores que se proponen están basados en las <refs. 8, 9, 53 y 54>.

TABLA 9. COEFICIENTES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO EN EDIFICIOS CON H 20 m

ZONA	EFEECTO	COEFICIENTE DE PRESION
1	succión presión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$ $0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión presión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$ $0.8 < 1.2 - A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -1.75$
5	succión	$-4 + A/B < -2$



donde

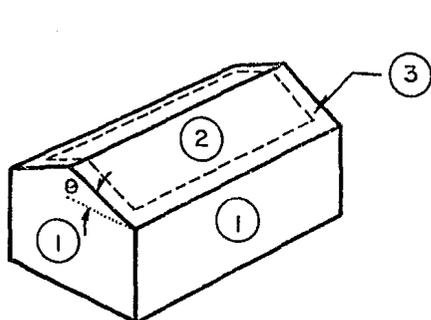
b = ancho mínimo del edificio

$c = b/10$

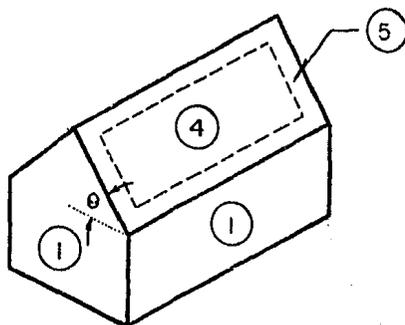
A = área tributaria del miembro

TABLA 10. COEFICIENTES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO PARA EDIFICIOS CUYA ALTURA ES MENOR A 20 m

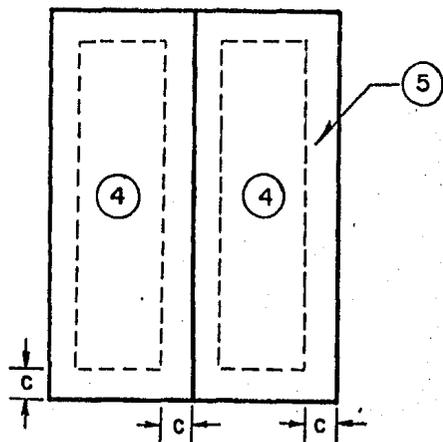
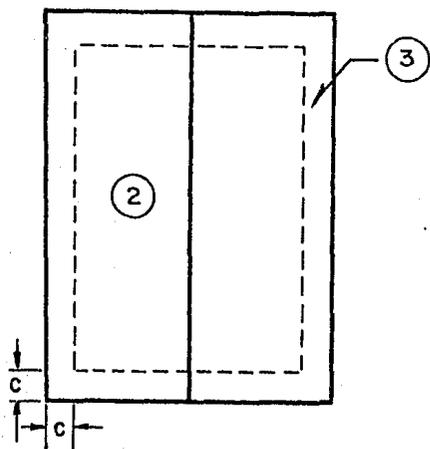
ZONA	EFEECTO	COEFICIENTE DE PRESION
1	succión presión	$-2 + A/50 < -1.1$ $1.5 - A/100$
2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión presión	$1.4 + A/50 < -1.2$ $1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión presión	$-1.7 + A/35 < -1.4$ $1.3 - A/50 > 1.1$



Para $\theta \leq 30^\circ$



Para $\theta > 30^\circ$

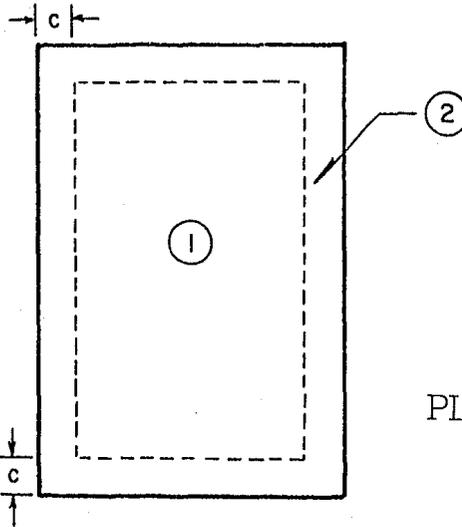


cubierta en planta

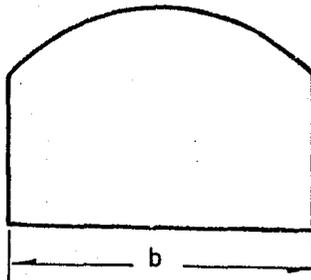
TABLA II. COEFICIENTES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO EN CUBIERTAS DE ARCO

Multiplíquense los valores indicados en la tabla 2, por los siguientes factores:

ZONA	AREA TRIBUTARIA	
	$A \leq 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3



PLANTA

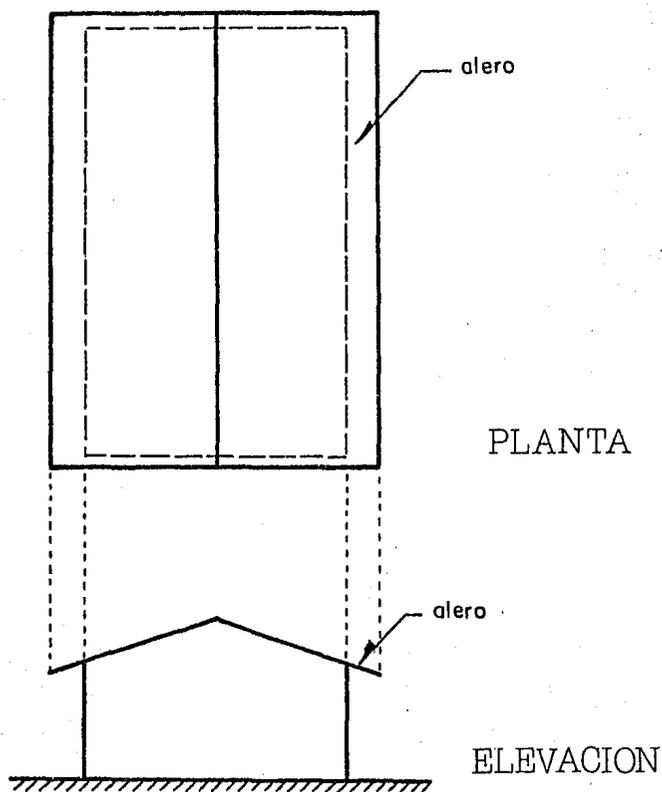


ELEVACION

TABLA 12. COEFICIENTES DE PRESION PARA EL DISEÑO DE ALEROS EN ESTRUCTURAS BAJAS

Expresión propuesta:

$$C_p = -3.0 + A/75 < 1.8$$

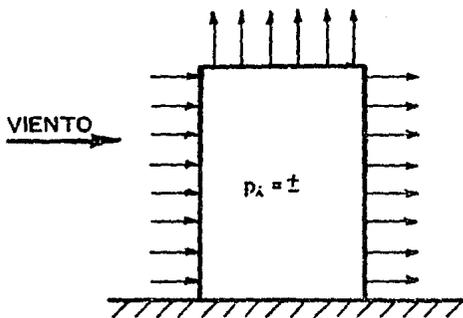


En el caso de estructuras de baja altura, las presiones y succiones locales se pueden ver modificadas debido a la presencia de otras estructuras. Es especialmente crítico el caso de una estructura alta, como podría ser la presencia de un edificio cercano a casas habitación, pero la modificación, ya sea incremento o disminución es altamente dependiente de la relación geométrica de ambas estructuras, tales como dimensiones, separación y posiciones relativas de un cuerpo con otro. Con el actual estado del conocimiento, no es posible el tratar este problema con cierto grado de generalidad <ref. 55>. Es por esto que estas situaciones no pueden incluirse en los reglamentos de diseño, quizá tan solo pueden darse comentarios que alerten al diseñador de la posible ocurrencia de estos fenómenos.

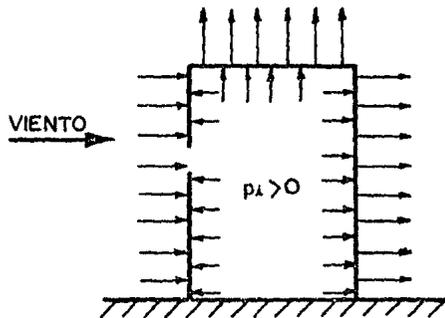
C) PRESIONES INTERIORES.-

La distribución de presiones efectivas en un elemento de recubrimiento depende no sólo de las presiones exteriores, sino también de las presiones interiores. Es común el que el efecto de las presiones interiores no se comprenda, o aun que se ignore en algunos reglamentos como el Uniform Building Code (ref. 56). Aunque es cierto que no tienen influencia en el empuje total de la estructura, las presiones interiores siempre deben tomarse en cuenta para el diseño de los elementos de recubrimiento. Las presiones internas están en función de las presiones externas debido a la existencia de aberturas tales como puertas o ventanas. Aunque no sea posible predecir la permeabilidad de la estructura en el momento en que ocurran los vientos fuertes ya que depende de el número de puertas o ventanas que estén abiertas en ese momento; normalmente se diseña para la condición que provoque la situación más desfavorable en el elemento estudiado.

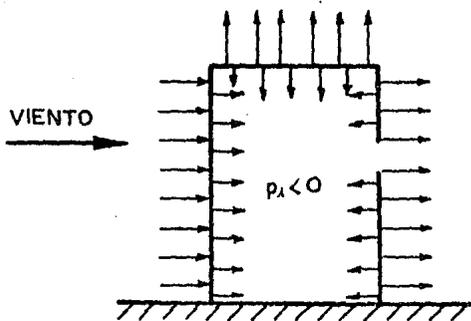
En la figura 38 se muestran las diferentes situaciones que se pueden presentar. En el primer caso se muestra una estructura hermética, en donde las presiones interiores pueden ser positivas o negativas dependiendo de las condiciones iniciales. Cuando las aberturas se encuentran



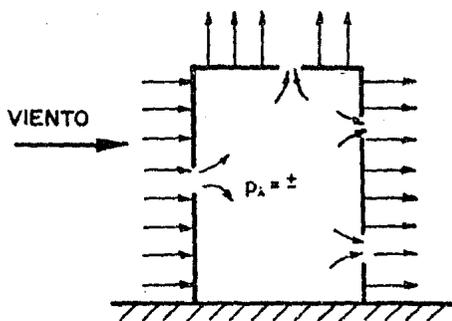
(a) Edificio hermético



(b) Aberturas en barlovento



(c) Aberturas en sotavento



(d) Aberturas en más de una cara.

FIG 38. Variación de la presión interna para diferentes condiciones de permeabilidad (ref 57)

principalmente en la zona de barlovento las presiones interiores serán positivas. Si las aberturas están, ya sea en las paredes laterales o en sotavento, las presiones interiores serán negativas (succiones). Por último cuando existen aberturas significativas en más de una cara, las presiones interiores pueden ser positivas o negativas dependiendo de la relación de áreas abiertas y su localización en la estructura. Para este último caso las presiones interiores pueden calcularse con la siguiente expresión aproximada (ref. 57):

$$C_{pi} = \frac{C_{p2} + C_{p1} \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2}{1 + \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2} \quad \dots 37$$

donde C_{pi} es el coeficiente de presión interna

C_{p1} es el coeficiente de presión externa en la abertura 1

C_{p2} es el coeficiente de presión externa en la abertura 2

A_1 es el área de la abertura 1

A_2 es el área de la abertura 2

Cabe mencionar los estados que se pueden producir bajo la combinación de las presiones externas e internas. Por ejemplo para los elementos de recubrimiento de la pared de barlovento, la situación más desfavorable es que existan aberturas en sotavento o en las paredes

laterales, ya que en este caso las presiones interiores serán negativas y los empujes se suman. Este fenómeno recibe el nombre de "efecto de colaboración". Para el caso de el techo, paredes laterales y pared de sotavento la situación mas desfavorable es cuando existen aberturas en el lado de barlovento. En la tabla 13 se resumen los valores recomendados de coeficientes de presión interna.

TABLA 13. COEFICIENTES DE PRESION INTERNA RECOMENDADOS

CONDICION	Cpi
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la accion de el viento	-0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras	-0.3

Los coeficientes indicados en la tabla se sugiere se usen cuando el porcentaje de aberturas sea mayor a el 30% del área total. Cuando el porcentaje sea menor se recomienda se use $C_{pi} = +0.25$.

Es importante notar que los coeficientes antes mencionados no incluyen los efectos dinámicos que pueden provocar las presiones interiores, tales como la resonancia de Helmholtz. Este fenómeno se presenta cuando una puerta o ventana es abierta subitamente bajo ciertas condiciones, o que se rompa o abra durante una tormenta.

Si esta abertura está en barlovento provocará un rápido incremento en la presión interna, sin embargo debido a la presencia de el aire entrante la presión interna se elevará por arriba de lapresión externa, y al presentarse un gradiente de presiones tenderá a bajar nuevamente. Este ciclo se repetirá hasta que las fluctuaciones de la presión interna son amortiguadas. Los problemas se presentan cuando la frecuencia de estas oscilaciones es similar a la frecuencia natural de una parte de la estructura como lo es por ejemplo el techo. La frecuencia de la excitación estará en función de el volumen interior de aire dentro de la estructura. Este fenómeno se ha señalado se puede presentar cuando $V / A < 400$, donde V es el volumen interior de la estructura y A es el área de la abertura. Esta relación suele ser crítica para casas habitación y explica muchas fallas de techos que fueron precedidas por la ruptura de puertas o ventanas durante tormentas. Sin embargo el fenómeno no es exclusivo de casas habitación, de hecho se ha atribuido como la causa principal de la falla de la cubierta del gimnasio Kemper en Kansas City. En la figura 39, se presenta gráficamente el fenómeno.

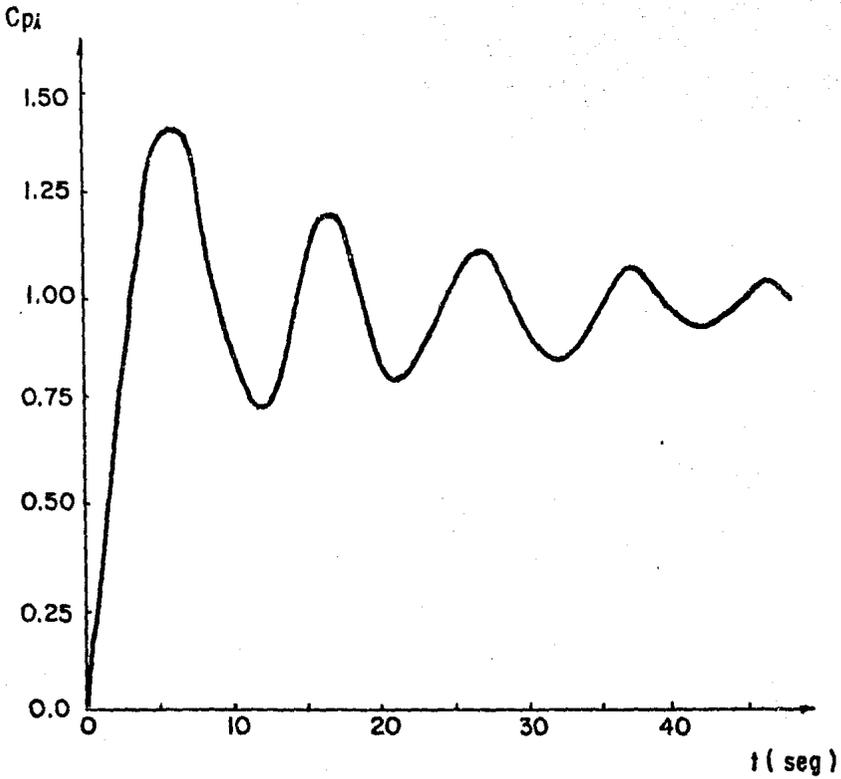


FIG 39. Variación de la presión interna durante el fenómeno de "Resonancia de Helmholtz" (ref 57)

**DISEÑO PARA
EFECTOS DINAMICOS**

CAPITULO III. DISEÑO PARA EFECTOS DINAMICOS

Ya se ha mencionado que la velocidad del viento no es constante, y que con fines de estudio se divide en dos componentes: una que toma en cuenta la velocidad media, y otra que es variable en el tiempo y que es la que constituye la parte dinámica de la excitación. Las fuerzas dinámicas generadas se deben principalmente a una, o a una combinación de las siguientes causas:

- a) La turbulencia del viento
- b) La acción de vórtices
- c) Movimientos de la estructura

Estas fuerzas dinámicas pueden producir empujes adicionales paralelos al flujo, oscilaciones transversales de la estructura, amplificación de las fuerzas estáticas por efectos de resonancia, y en un caso extremo algún fenómeno de inestabilidad aerodinámica. Estos problemas por lo general se ven agravados si la estructura es ligera, flexible y poco amortiguada.

En este capítulo se tratan estos problemas dinámicos, pero dado que el trabajo se refiere exclusivamente a la Ciudad de México, se limita únicamente al caso de estructuras urbanas.

III.1.- EMPUJES DINAMICOS PARALELOS AL VIENTO

El actual Reglamento toma en cuenta los efectos de la acción turbulenta del viento por medio de un factor de ráfaga constante, que incrementa a la velocidad de diseño en un treinta por ciento. Dado que la presión varía con el cuadrado de la velocidad, el incremento en la fuerza total es de un 69 por ciento. Sin embargo se ha visto que las cargas impuestas en una estructura debidas a la acción de las ráfagas dependen de algunas de las características de la estructura, tales como tamaño, frecuencia natural, y amortiguamiento. En general las fuerzas o empujes dinámicos disminuyen en la medida en la que los dos últimos parámetros aumentan para una estructura de cierto tamaño. Las cargas también aumentan con un incremento en la rugosidad del terreno, o un aumento en el número y tamaño de las obstrucciones en la vecindad de la estructura.

Reglamentos más avanzados en aspectos eólicos, como el ANSI o el NBCC, tratan este problema por medio de un método estático equivalente, a través de un coeficiente de ráfaga que es función de las variables anteriores como el mencionado en la ecuación 21. Este procedimiento, aunque es tan sólo aproximado, resulta ser más racional,

ya que toma en cuenta las características de la excitación y las características de la estructura antes mencionadas; además traduce el complejo fenómeno dinámico a uno de mas sencilla aplicación, estático equivalente.

El método propuesto por el NBCC, referido como "procedimiento detallado para la obtención del factor de ráfaga", está basado en los trabajos de Davenport <ref. 2>. Por su parte el "método racional" del ANSI se basa en las investigaciones de Vellozzi y Cohen <ref. 17>. Estos procedimientos, aunque aparentemente son diferentes, en realidad son muy similares ya que se basan en las mismas hipótesis, y si se traducen a un mismo periodo de promediación de la velocidad media, arrojan resultados semejantes. Para el caso de la Ciudad de México, se propone un método basado en estos procedimientos, con modificaciones para adaptarlo a velocidades instantáneas y a los perfiles de velocidad del viento recomendados. El procedimiento se ilustra en la figura 40.

El método se basa en la obtención del espectro de respuesta de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elástico lineal, en función de las características dinámicas del viento turbulento, y de la respuesta del sistema a cargas dinámicas.

La distribución de la energía de un viento turbulento con la frecuencia, puede representarse por medio del espectro de velocidad. Una expresión empírica, sustentada en mediciones, fue sugerida por Davenport, y se presenta a

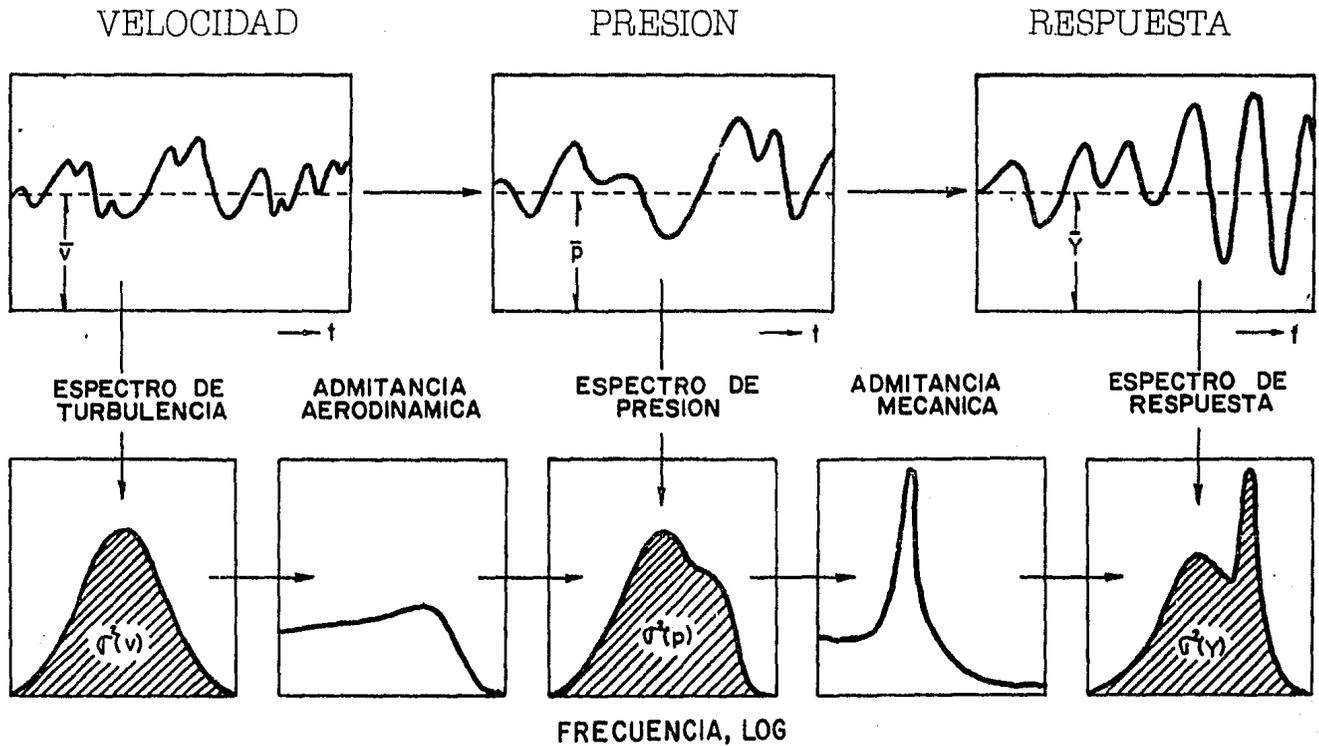


FIG 40. Procedimiento estocástico para obtener el factor de ráfaga para estructuras esbeltas (ref 2)

continuación en forma adimensional:

$$\frac{n S(n)}{\bar{V}_0^2} = \frac{4.0 k \left(\frac{nL}{\bar{V}_0}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{nL}{\bar{V}_0}\right)^2\right]^{4/3}} \quad \dots 38$$

en donde $S(n)$ densidad espectral de la energía del viento

\bar{V}_0 velocidad del viento a 10 m del terreno

n frecuencia

L escala de longitud (1,200 m aproximadamente)

k coeficiente de rugosidad del terreno

Más tarde esta expresión fue modificada ligeramente por Harris (ref. 11). La expresión propuesta por Harris es

$$\frac{n S(n)}{\bar{V}_0^2} = \frac{4 kx}{(2 + x^2)^{5/6}} \quad \dots 39$$

donde $x = \frac{1,220 n}{\bar{V}_0}$

Ambos espectros. junto con mediciones hechas en edificios, se muestran en la figura 41. De la figura puede verse que cualquiera de los dos espectros se aproxima bastante a la realidad. El área bajo la curva del espectro representa la variancia o el cuadrado de la desviación estándar de la energía fluctuante del viento.

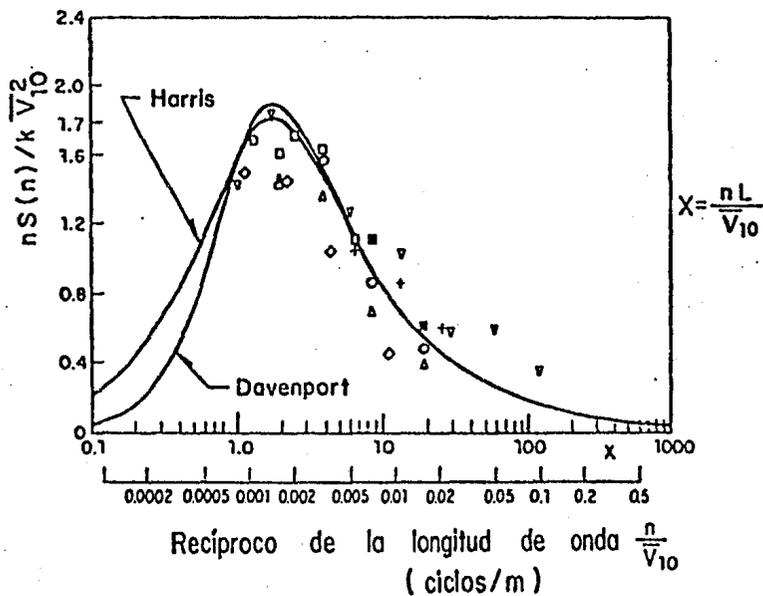
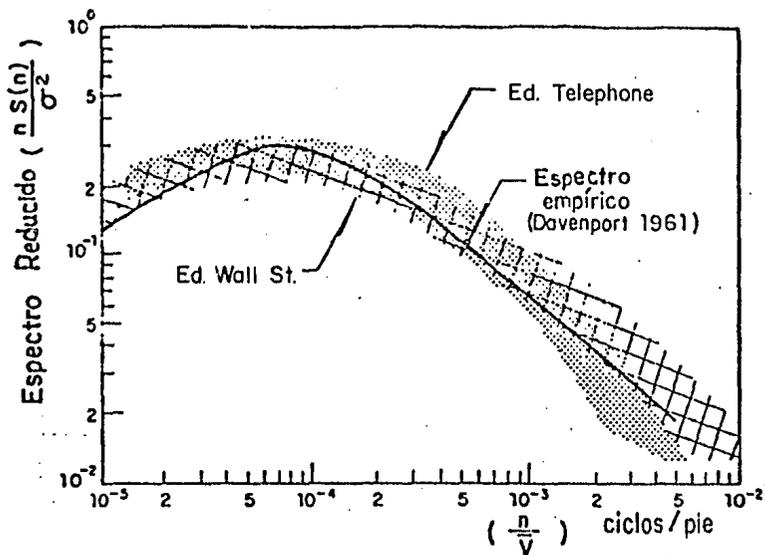


FIG 41. Comparación de mediciones con el espectro empírico del viento (ref 11)

Las fuerzas aerodinámicas que el viento puede ejercer sobre una estructura dependen de una cantidad llamada "admitancia aerodinámica". Esta cantidad toma en cuenta las características espaciales de la turbulencia, la distribución de la turbulencia sobre la estructura, así como la eficiencia de la turbulencia para generar fuerzas sobre la estructura. Por ejemplo para altas frecuencias el flujo es aleatorio y desorganizado, por lo que la eficiencia de la turbulencia es baja, y por lo tanto también será baja la admitancia aerodinámica.

La admitancia aerodinámica se obtiene con base en análisis de correlación. Dado que se va a obtener un factor de ráfaga para toda la estructura es necesario introducir una función de correlación que tome en cuenta la distribución de las fuerzas que se ejercen en diferentes puntos de la estructura. La densidad espectral de la variación de la fuerza producida por el viento será

$$S_f(n) = \left[\frac{C_D \rho \bar{V}_w b h}{\alpha + 2} \right] C^2(n, A) S(n)$$

en que b y h son las dimensiones en planta de la estructura, y $C^2(n, A)$ es la función de correlación cruzada sugerida por Davenport, que es de la forma

$$C^2(n, b, h) = \frac{1}{1 + \alpha^2} \left[\frac{1}{1 + \frac{8}{3} \frac{hn}{\bar{V}_w}} \right] \left[\frac{1}{1 + 10 \frac{bn}{\bar{V}_w}} \right]$$

donde \bar{V}_w es la velocidad en la altura máxima de la

estructura.

El siguiente paso para determinar el espectro de respuesta consiste en obtener la admitancia mecánica, la cual es función de la frecuencia excitadora, y puede definirse como la relación de la respuesta en el estado estable (steady state) resultado de una vibración forzada, a la sollicitación armónica introducida al sistema.

Para la obtención de la admitancia mecánica, comunmente denominada $H^2(n)$, se considera un sistema de un grado de libertad, con una rigidez constante (de comportamiento elástico lineal) y con un amortiguamiento de tipo viscoso. Se hace la suposición de que la fuerza excitadora es de tipo armónico (cosenoidal). La ecuación diferencial que rige el movimiento de este tipo de sistema es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \cos \Omega t \quad \dots 40$$

donde m es la masa de la estructura

c es el coeficiente de amortiguamiento

k es la constante del resorte (rigidez)

\ddot{u} , \dot{u} , u son la aceleración, velocidad y desplazamiento de la masa

Ω es la frecuencia de la excitación

p_0 es la amplitud de la excitación

Haciendo la siguiente transformación de variables

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{c}{c_r}$$

donde $c_r = 2\sqrt{km}$

ω_n es la frecuencia circular de vibración no amortiguada

c_r es el amortiguamiento crítico

β es la fracción de el amortiguamiento crítico

la ecuación se transforma a:

$$\ddot{u} + 2\beta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = p_0 \cos \Omega t \quad \dots 41$$

Debido a la presencia del amortiguamiento, la respuesta estará fuera de fase con respecto a la excitación, por lo que será de la forma

$$u_p = U \cos (\Omega t - \alpha) \quad \dots 42$$

donde U es la amplitud de la respuesta

α es el ángulo de defasaje

Resolviendo la ecuación diferencial se llega a (ref. 58)

$$u = e^{-\beta\omega_n t} (A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t) + \frac{U_0}{\left[\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\beta\frac{\Omega}{\omega_n}\right)^2 \right]^{1/2}} \cos (\Omega t - \alpha) \quad \dots 43$$

donde ω_d es la frecuencia circular de vibración amortiguada y vale $\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \beta^2}$

El primer sumando es la solución general de la ecuación diferencial y representa el movimiento durante el estado transitorio, mientras que el segundo sumando, solución particular, representa el movimiento durante el estado estable, que es la fase que nos interesa.

Puede demostrarse que la relación entre la respuesta dinámica y la estática a una solititación de amplitud p_0 es <ref. 59>

$$H(n) = \frac{U}{U_0} = \frac{1}{\left[\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_n}\right)^2\right)^2 - \left(2\beta \frac{\Omega}{\omega_n}\right)^2 \right]^{1/2}} \quad \dots 44$$

Y por tanto la admitancia mecánica será:

$$H^2(n) = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_n}\right)^2 \right]^2 - \left(2\beta \frac{\Omega}{\omega_n}\right)^2} \quad \dots 45$$

La admitancia mecánica es la cantidad de energía que debe ser transmitida al sistema para diversas frecuencias. Para una frecuencia de excitación dada, sólo depende de la frecuencia natural de vibración y de la fracción del amortiguamiento crítico.

El espectro de respuesta estará dado por el producto del espectro de presión del viento y la admitancia mecánica

(ref. 17)

$$S_Y(n) = |H(n)|^2 S_F(n) \quad \dots 46$$

El área bajo la curva (la integral) del espectro de respuesta será la variancia de la deflexión producida por la excitación, de donde se puede obtener la desviación estándar de la respuesta:

$$\sigma_Y = \sqrt{\int_0^{\infty} S_Y(n) \, dn} \quad \dots 47$$

Recordando la ecuación 21

$$G = 1 + g \frac{\sigma_Y'}{\bar{Y}}$$

de esta ecuación vemos que es necesaria la obtención del coeficiente de variación de la fluctuación de la deflexión de la estructura, el cual con base en la expresión 47 y haciendo las sustituciones necesarias resulta:

$$\frac{\sigma_Y'}{\bar{Y}} = \frac{2\kappa+2}{\kappa+2} \left[4k^{1/2} \left(\frac{10}{h} \right)^{\kappa} \right] \sqrt{\int_0^{\infty} |H(n)|^2 C^2(n,A) \frac{\left(\frac{nL}{\bar{v}_n} \right)^2}{n \left[1 + \left(\frac{nL}{\bar{v}_n} \right)^2 \right]^{3/2}} \, dn} \quad \dots 48$$

Suponiendo que la admitancia mecánica es igual a 1 para todas las frecuencias de la estructura, excepto para la frecuencia fundamental n_0 . Davenport sugirió el siguiente método para resolver la integral del radical

$$\int_0^{\infty} |H(n)|^2 C^2(n, A) \frac{\left(\frac{nL}{\bar{v}_n}\right)^2}{n \left[1 + \left(\frac{nL}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{4/3}} dn = \frac{\pi C^2(n, A) \left(\frac{nL}{\bar{v}_n}\right)^2}{4\beta \left[1 + \left(\frac{nL}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{4/3}} + \int_0^{\infty} \frac{C^2(n, A) \left(\frac{nL}{\bar{v}_n}\right)^2}{n \left[1 + \left(\frac{nL}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{4/3}} dn \dots 49$$

en donde la segunda integral puede resolverse por el método de los residuos cuando el amortiguamiento es bajo. Resulta interesante la interpretación geométrica de la expresión encontrada por Davenport. El primer sumando representa el área bajo el espectro de respuesta para frecuencias cercanas a la frecuencia fundamental de vibración de la estructura, mientras que el segundo sumando es el área para frecuencias menores (ver figura 42)

Substituyendo 49 en 48 se tiene

$$\frac{\sigma_Y'}{\bar{Y}} = \frac{2\alpha+2}{\alpha+2} \left[4k^{1/2} \left(\frac{10}{h}\right)^{\alpha} \right] \sqrt{\frac{\pi C^2(n, A) \left(\frac{1,220 n_0}{\bar{v}_n}\right)^2}{4\beta \left[1 + \left(\frac{1,220 n_0}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{4/3}} + \int_0^{\infty} \frac{C^2(n, A) \left(\frac{1,220 n}{\bar{v}_n}\right)^2}{n \left[1 + \left(\frac{1,220 n}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{4/3}} dn} \dots 50$$

Con algunas modificaciones se puede hallar el coeficiente de variación basado en el espectro de turbulencia propuesto por Harris:

$$\frac{\sigma_Y'}{\bar{Y}} = \frac{2\alpha+2}{\alpha+2} \left[4k^{1/2} \left(\frac{10}{h}\right)^{\alpha} \right] \sqrt{\frac{\pi C^2(n, A) \left(\frac{1,220 n_0}{\bar{v}_n}\right)^2}{4\beta \left[2 + \left(\frac{1,220 n_0}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{5/6}} + \int_0^{\infty} \frac{C^2(n, A) \left(\frac{1,220 n}{\bar{v}_n}\right)^2}{n \left[2 + \left(\frac{1,220 n}{\bar{v}_n}\right)^2\right]^{5/6}} dn} \dots 51$$

Las diferencias entre el método de Davenport y el de Vellozzi y Cohen, básicamente residen en la función de correlación cruzada que es diferente en cada caso. Al adoptar en un cierto reglamento cualquiera de estos dos procedimientos, deben tomarse en cuenta las siguientes

DENSIDAD ESPECTRAL
DE POTENCIA

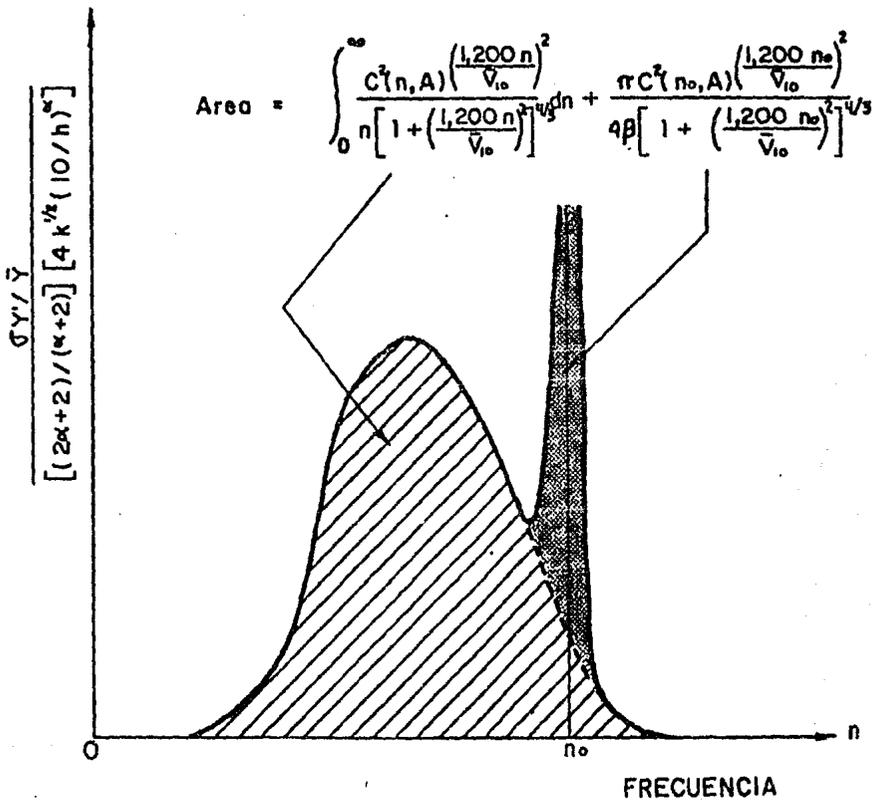


FIG 42. Interpretación geométrica de la ecuación de Davenport para obtener el factor de ráfaga (ref 1)

hipótesis en las que se basa:

- 1) El método predice la respuesta dinámica de estructuras de un grado de libertad o de varios grados de libertad, pero en este último caso se desprecia la contribución de los modos superiores a la respuesta.
- 2) La respuesta de la estructura se considera lineal, por lo que los desplazamientos que ésta sufra serán proporcionales a las fuerzas debidas al viento.
- 3) La velocidad del viento y por tanto la respuesta de la estructura se suponen formadas por dos componentes: una constante debida al viento medio, y otra variable con el tiempo; la primera normalmente tiene un tiempo de promediación de una hora y la segunda se considera como una variable estocástica que obedece a un proceso aleatorio estacionario con media igual a cero.
- 4) La presión dinámica del viento se considera como una función lineal de la componente variable en el tiempo de la velocidad del viento.
- 5) El coeficiente de arrastre de toda la estructura se considera como constante.
- 6) Por el tipo de función de correlación cruzada usada, se considera que el área de la estructura proyectada en un plano normal a la dirección del viento es aproximadamente rectangular.

Se ha observado que las estructuras sujetas a la acción de vientos turbulentos vibran con un periodo similar al

primer modo, <refs. 2 y 11> con lo que resulta aceptable hacer la primera hipótesis. Con respecto a la validez de las demás hipótesis pueden consultarse las referencias 12 y 17.

El procedimiento que ahora se sugiere es muy similar al originalmente propuesto, que más tarde se modificó para incorporarse al NBCC. En México este procedimiento estocástico fue introducido por primera vez en un reglamento por el Prof. Arias en 1981 <ref. 60>. Para estructuras cuya relación de esbeltez es mayor a cinco, o su periodo es mayor a 2 segundos, se sugiere que los empujes estáticos calculados con la ecuación 30 se multipliquen por un factor de ráfaga calculado con la siguiente expresión:

$$G = 0.46 + g \sqrt{\frac{Q}{C_2} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1 \quad \dots 52$$

en donde

$$g = \left[\sqrt{2 \ln(n_o T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(n_o T)}} \right] \frac{1}{2.3}$$

$$Q = \begin{cases} 0.08 & \text{para terreno abierto} \\ 0.16 & \text{para exposicion suburbana} \\ 0.34 & \text{para exposicion urbana} \end{cases}$$

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{\frac{gH}{H}} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{x b}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1+x^2)^{3/2}} \right] dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_w}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_w}} \right]$$

$$F = \frac{X_0^2}{(1 + X_0^2)^{4/3}}$$

$$X_0 = (1220 n_0 / V_H)$$

$$V_H = 22.22 \sqrt{kCz}$$

G = factor de ráfaga

g = factor de pico

Q = factor de rugosidad

F = distribución de la energía de turbulencia

B = turbulencia de fondo

S = factor de tamaño

n = frecuencia del modo fundamental

H = altura de la estructura

β = fracción del amortiguamiento crítico

El factor de ráfaga intenta traducir el fenómeno de respuesta dinámica producido por la turbulencia, a un criterio más simple estático-equivalente. Significa que las deflexiones producidas por las fuerzas dinámicas serán aproximadamente iguales que las producidas por las fuerzas estáticas multiplicadas por este factor de ráfaga. Este factor tal y como se presenta en el NBCC modifica a las presiones promediadas en una hora, por lo que para aplicarse a velocidades con un periodo de promediación de 2 segundos, como las que se sugieren, se hizo una modificación, siguiendo un procedimiento sugerido en la ref. 1

$$F_{\text{dinámica}} = G_{1hr} F_{1hr} = G_{1hr} \left(C_D \frac{\rho}{2} V_{1hr}^2 A \right)$$

... 53

$$F_{\text{dinámica}} = G_{2s} F_{2s} = G_{2s} \left(C_D \frac{\rho}{2} V_{2s}^2 A \right)$$

Igualando las expresiones 53 y despejando se tiene

$$G_{2s} = \frac{G_{1hr}}{\left(\frac{V_{2s}}{V_{1hr}} \right)^2}$$

Y de acuerdo a la relación de Vellozzi y Cohen de velocidades con diferentes periodos de promediación se tiene

$$\frac{V_{2s}}{V_{1hr}} = 1.52$$

$$G_{2s} = G_{1hr} / 2.31$$

Y haciendo algunas modificaciones se llega a

$$G = 0.46 + \frac{g}{2.3} \frac{\sigma Y}{\bar{Y}} \quad \dots 54$$

El coeficiente de variación se calcula de una forma semejante a la expresión 50; pero se han agrupado los siguientes miembros para dar mayor facilidad al cálculo:

$$G = 0.46 + g \sqrt{\frac{Q}{C_x} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1$$

Q es un factor de rugosidad que depende de las características de exposición y equivale a $4 k$

C_z es el coeficiente de corrección por altura antes definido

B es la turbulencia de fondo, que es el área bajo el espectro de respuesta para frecuencias menores a la frecuencia del modo fundamental. Expresa la influencia que tienen sobre la respuesta estructural las componentes de baja frecuencia de la excitación y depende del espectro de turbulencia del viento y de la función de correlación cruzada

SF/β toma en cuenta las oscilaciones de la estructura por efecto de componentes del espectro del viento en las frecuencias cercanas a la frecuencia del modo fundamental de la estructura

S es un factor de tamaño, y depende básicamente de la función de correlación cruzada

F es una función relacionada con la distribución de energía turbulenta del viento en diferentes frecuencias, está dada básicamente por el espectro de turbulencia del viento propuesto por Davenport pero con pequeñas modificaciones; está en función de la longitud de onda.

β es la fracción del amortiguamiento crítico que posee la estructura.

Resumiendo, se sugiere que los empujes estáticos calculados con la ecuación 30, se multipliquen por un factor de ráfaga calculado con la expresión 52, que es

función de la altura de la estructura, la dimensión en planta en la dirección de análisis, el tipo de exposición, la fracción del amortiguamiento crítico, y la frecuencia del modo fundamental. Para este último parámetro se puede usar la siguiente expresión empírica: $0.12N$ para estructuras a base de marcos de concreto y $0.14N$ para marcos de acero, donde N es el número de pisos. Para la fracción del amortiguamiento crítico se puede usar 1 o 2% para estructuras de acero y 3 o 4% para estructuras de concreto.

En el capítulo siguiente se han elaborado ayudas de diseño, por medio de las cuales, en forma gráfica se obtienen los valores de B , C_z , S y F .

En la obtención de este factor de ráfaga, no se debe olvidar que es tan sólo aproximado y que dado que las velocidades son instantáneas, este factor será mayor a uno sólo para estructuras muy esbeltas y con periodos de vibración muy largos. Se han realizado algunas comparaciones entre estos métodos aproximados y mediciones hechas en estructuras, y parece existir una correlación aceptable (refs. 61 y 62).

III.2.- EFECTO DE VÓRTICES PERIODICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMATICAS

En el capítulo I, se vio que para cuerpos prismáticos con superficies curvas pueden formarse vórtices periódicos alternantes que producen importantes oscilaciones transversales. En el actual Reglamento se proporciona la forma dinámica de la excitación producida por los vórtices, y se recomienda se use un método dinámico modal para obtener la respuesta de la estructura. Sin embargo no se dan valores de velocidad para la cual la respuesta es máxima y se vuelve muy laborioso el proceso de diseño. Es el propósito de esta parte del trabajo el proponer un método estático-equivalente para el diseño de estructuras susceptibles a oscilaciones producidas por la acción de vórtices alternantes.

Si se considera un sistema de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso, sujeto a una vibración forzada, su ecuación de movimiento es

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) + F(t) = 0 \quad \dots 55$$

La fuerza excitadora para casos de auto-excitación aerodinámica está dada por (ref. 63)

$$F(t) = H_a x(t) + K_a \dot{x}(t) \quad \dots 56$$

H_a es una constante que expresa el efecto de la estructura ante fuerzas aerodinámicas con frecuencias mayores a la frecuencia natural de vibración de la estructura; K_a es el amortiguamiento. Ambas cantidades pueden calcularse en función de las propiedades de la estructura tales como su masa, frecuencia natural de vibración n , y el amortiguamiento, el cual puede calcularse en función del decremento logarítmico.

Sustituyendo 56 en 55 se tiene

$$m\ddot{x}(t) + (c + K_a)\dot{x}(t) + (k + H_a)x(t) = 0 \quad \dots 57$$

La rigidez total del sistema estará dada por $(k + H_a)$ y por lo tanto la frecuencia natural de vibración será

$$\omega = \sqrt{\frac{k + H_a}{m}}$$

Elevando al cuadrado, y sabiendo que la frecuencia circular no amortiguada es $\omega_0 = \sqrt{k/m}$, se tiene

$$\frac{H_a}{m} = \omega^2 - \omega_0^2$$

Puede demostrarse que $\omega = \omega_0 \sqrt{1 - \beta^2}$ donde β es la fracción del amortiguamiento crítico. Dado que en estructuras de

ingeniería civil β es muy pequeño (entre 1 y 8%), la diferencia $\omega^2 - \omega_0^2$ tiende a cero, y no se comete un error importante si se considera igual a cero, con lo que $H_a = 0$ (para $\beta = 0.05$ el error que se comete es de 0.25%).

El amortiguamiento aerodinámico puede ser positivo o negativo; el sistema será estable si el amortiguamiento total es positivo, esto es si

$$c_{total} = c + K_a > 0$$

El amortiguamiento aerodinámico suele expresarse adimensionalmente como

$$k_a = \frac{K_a}{\rho d^2 n} = \frac{2m d_a}{\rho d^2}$$

donde d_a es el decremento logarítmico, el cual si es negativo (podría llamarse aumento logarítmico) y se cumple que

$$d_a > d_s$$

el sistema es inestable ante esa fuerza excitadora. El valor de K_a puede obtenerse por medio de pruebas en túneles de viento.

Haciendo simplificaciones se llega a que la fuerza excitadora es

$$F(t) = 2\pi\rho n^2 d^3 (-\eta_0 k_a) \cos 2\pi n t \quad \dots 58$$

Dividiendo la amplitud entre $1/2(\rho V^2 d)$ se tiene

$$C_L = \frac{F(t)}{\frac{1}{2}\rho V^2 d} = \frac{4\pi n^2 d^2 (-\eta_0 k_a)}{V^2}$$

Llamando V_r (velocidad reducida) a $V_r = \frac{V}{nd}$, se tiene que

$$C_L = \frac{4\pi (-\eta_0 k_a)}{V_r^2} \quad \dots 59$$

Con lo que

$$F(t) = C_L \frac{1}{2} \rho V^2 d \cos 2\pi n t \quad \dots 60$$

Con base en mediciones hechas en cilindros de superficie lisa, se obtiene que la excitación aerodinámica es máxima cuando $V_r = 5$, para ciertos valores del número de Reynolds.

Recordando la ecuación 23 encontrada por Karman

$$s = \frac{fd}{V}$$

se dijo que si se igualaba la frecuencia de la excitación f con la frecuencia natural de vibración de la estructura, la respuesta es máxima (resonancia) para una velocidad de

$$V_{cr} = \frac{nd}{S}$$

De mediciones hechas en túneles de viento se ha visto que para superficies lisas $S \approx 0.2$ con lo que la velocidad crítica es

$$V_{cr} = 5nd$$

Este valor del número de Strouhal depende de la rugosidad de la superficie y del número de Reynolds, aunque no sufre variaciones muy grandes. Para rugosidades importantes el valor de S puede aumentar al entrar al régimen supercrítico (ref. 64). Con base en mediciones también se ha visto que la excitación aerodinámica es función de la amplitud del movimiento, encontrándose que es una función hiperbólica (ver figura 44), y cuando la respuesta es máxima ($V_r=5$), vale

$$-k_a \eta_0 = 0.55$$

Substituyendo estos valores en la ecuación 59 se tiene

$$C_L = \frac{4\pi (0.55)}{25} = 0.2765$$

Haciendo algunas transformaciones la ecuación del movimiento queda como

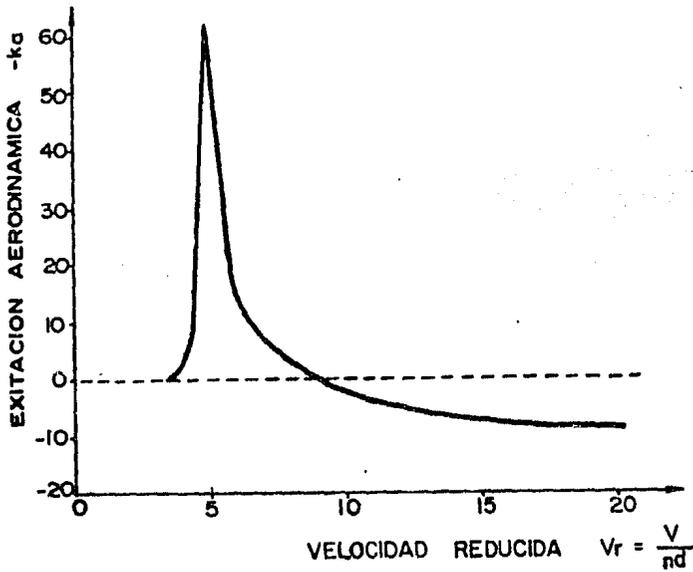


FIG 43. Variación de la excitación aerodinámica de estructuras cilíndricas con la velocidad reducida

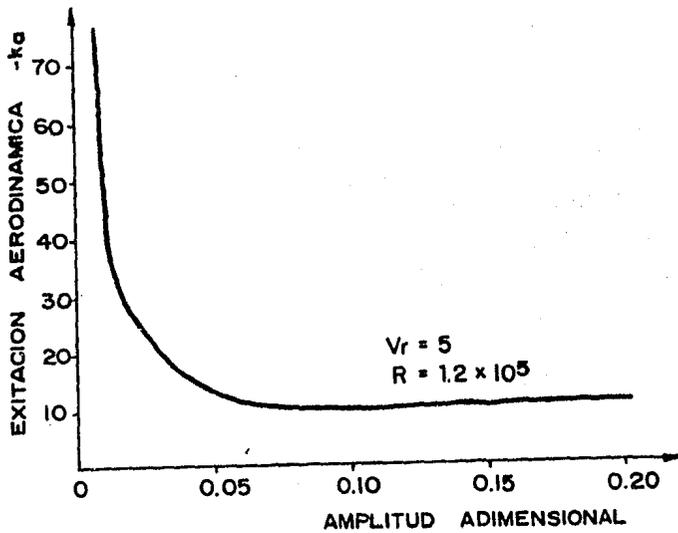


FIG 44. Variación de la excitación aerodinámica de estructuras cilíndricas con la amplitud del movimiento (ref 63)

$$\ddot{x}(t) + 2\beta\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = C_L \frac{1}{2} \rho V^2 d \cos 2\pi n t \quad \dots 60$$

la cual si llamamos $p_0 = C_L \frac{1}{2} \rho V^2 d$ y $\Omega = 2\pi n$, vemos que es igual a la ecuación 41, para la cual se llegó a demostrar que la raíz cuadrada de la admitancia mecánica o la relación entre la respuesta de la estructura a una sollicitación dinámica a la respuesta a una sollicitación estática era (ver figura 45)

$$H(n) = \frac{U}{U_0} = \frac{1}{\left[\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right)^2 + \left(2\beta \frac{\Omega}{\omega}\right)^2 \right]^{1/2}}$$

derivando e igualando a cero, se obtiene el valor de Ω/ω que la hace máxima

$$\frac{\Omega}{\omega} = \sqrt{1 - 2\beta^2} \quad \dots 61$$

pero dado que β es pequeño, se puede considerar máxima la respuesta cuando la frecuencia de la sollicitación armónica coincide con la frecuencia natural de vibración de la estructura (fenómeno de resonancia), para lo cual $\Omega/\omega = 1$. que substituído en la expresión de la admitancia mecánica da lugar a

$$D_s = H(n) = \frac{U}{U_0} = \frac{1}{2\beta}$$

De esta forma puede considerarse una fuerza estática equivalente. esto es. una fuerza estática que produce el

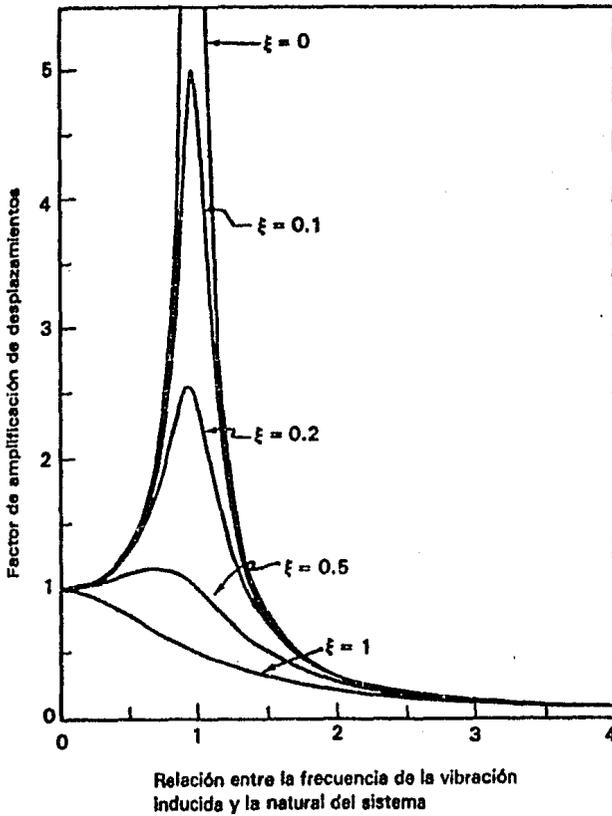


FIG 45. Amplificación dinámica del movimiento de un sistema lineal de un grado de libertad sujeto a vibración armónica (ref 27)

mismo desplazamiento que la fuerza dinámica (ecuación 58), cuya forma sería

$$F_L = \frac{C_L}{2\beta} \cdot \frac{1}{2} \rho V_{cr}^2 d \quad \dots 62$$

donde se recomienda tomar $C_L = 0.28$ y a $V_{cr} = 5nd$

Esta expresión es aproximada, y sólo considera el fenómeno de vórtices periódicos, ya que como se mencionó en el capítulo I, también se pueden presentar vórtices aleatorios, para los cuales su tratamiento es bastante más complejo. Este procedimiento fue adoptado por el reglamento rumano en 1970; por su parte el reglamento canadiense propone una expresión muy similar. Algunas mediciones hechas en chimeneas han comprobado que este tipo de procedimientos conducen a resultados razonables (refs. 65 y 66).

Por último es importante aclarar que las oscilaciones transversales no se presentarán cuando el periodo fundamental de la estructura difiera del posible valor del periodo de los vórtices. Según la ref. 1 esta condición se cumple cuando menos para los siguientes casos:

cuando $h/d \leq 20$ para estructuras de concreto

cuando $h/d \leq 30$ para estructuras de acero

Así mismo si la velocidad crítica a la cual se presenta

la máxima respuesta, es mayor a la máxima velocidad que pueda presentarse a la altura máxima de la estructura; se estará en este caso si

$$V_{cr} \geq \sqrt{\frac{\rho_s K C_z}{0.062}} \quad \dots 63$$

III.3.- VIBRACIONES INDUCIDAS POR VIENTOS TURBULENTOS

En edificios de más de veinte pisos, con relación de esbeltez mayor que cinco, los límites en deformaciones laterales, más que los requisitos de resistencia, son los que rigen en el diseño, al menos en edificios a base de marcos. Las limitaciones de desplazamientos laterales máximos permisibles fueron introducidas en algunos reglamentos desde 1930. Estas limitaciones ya sea en la deformación total del edificio, o en la deformación de entrepiso, tienden a aumentar la rigidez de la estructura para evitar daños en muros interiores, o no estructurales y evitar rotura de vidrios o separaciones en el recubrimiento; estos límites también tienden a controlar los efectos de segundo orden. Si seguimos la evolución de las tendencias estructurales y arquitectónicas posteriores a la Segunda Guerra Mundial vemos que ha seguido una tendencia continua a disminuir la rigidez y el peso de la estructura. Por ejemplo la densidad promedio (peso promedio por unidad de volumen) en edificios de esa época era de 288 kg/m mientras que en algunos edificios construidos en la última década tienen densidades promedio entre 144 y 192 kg/m <ref. 67>. Esta disminución en rigidez y masa hace que estos nuevos edificios sean susceptibles a problemas de deformaciones

laterales.

Edificios modernos que cumplen con limitaciones de deformaciones laterales, aun pueden vibrar excesivamente durante vientos fuertes. El movimiento que se produce puede no ser suficiente para causar daños en elementos no estructurales, sin embargo puede causar sensaciones desagradables a los ocupantes de los últimos niveles. Así pues una estructura que cumpla con los requisitos de resistencia y deformación, puede sobrepasar un límite de servicio impuesto por vibraciones excesivas. En realidad hasta el momento son muy pocos los reglamentos que proponen un límite de servicio a este respecto, principalmente por cierta subjetividad que existe en él, ya que el nivel de movimiento de la estructura al que se vuelve perceptible o intolerable para los ocupantes depende de la frecuencia y duración del movimiento, además de la actividad que esté desarrollando el ocupante, o la posición en la que se encuentre durante el movimiento. Numerosos estudios sobre la respuesta del ser humano ante movimientos estructurales han llegado a la conclusión de que la aceleración del edificio es el mejor indicador de la percepción del movimiento por sus ocupantes. Estudios en edificios altos han revelado que el movimiento se vuelve perceptible con una aceleración de 0.003g aproximadamente, y se vuelve molesto para 0.015g. A este respecto el NECC sugiere tentativamente un límite de 1 a 3% de la aceleración de la gravedad. Para el cálculo de

la aceleración aproximada a la que estará sujeta la estructura, propone la siguiente expresión

$$a = n^2 g \sqrt{AB} \left(\frac{a_r}{3.81 \rho \sqrt{\beta}} \right) \quad \dots 64$$

donde $a_r = 78.5 \times 10^{-3} \left(22.2 \sqrt{KCz} / (n \sqrt{AB}) \right)^{3.3}$

$$g = \sqrt{2 \ln 3600n} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln 3600n}}$$

a es la aceleración transversal

n es la frecuencia del modo fundamental

A, B son las dimensiones en planta del edificio

ρ es la densidad media del edificio en kg/m^3

β es la fracción del amortiguamiento crítico

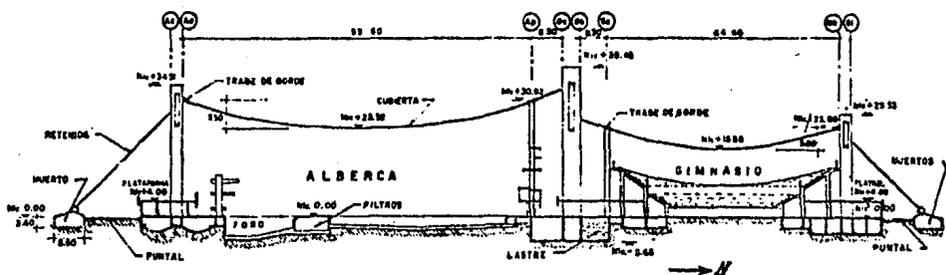
Un método alternativo del cálculo de aceleraciones junto con comparaciones de mediciones hechas en edificios de mediana altura puede verse en la ref. 68.

III.4.- INESTABILIDAD AERDELASTICA.-

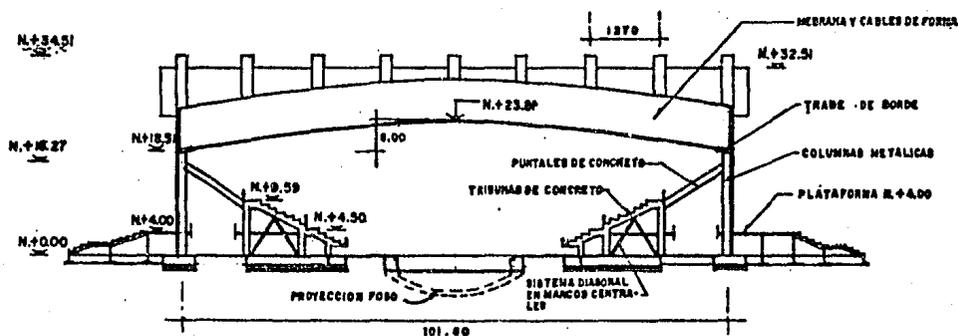
Hasta el momento se han dado recomendaciones para evaluar, aunque sea en forma aproximada, los empujes dinámicos tanto paralelos como perpendiculares a la dirección del viento, así como la aceleración de vibraciones inducidas por el viento. Sin embargo existen otras estructuras que debido a su peculiar geometría o a sus características dinámicas pueden presentar problemas dinámicos especiales, que en general son producto de una amplificación de la respuesta, que puede llegar a provocar el colapso de la estructura. Algunas de las estructuras susceptibles a estos fenómenos, agrupados bajo el nombre de inestabilidad aeroelástica, se vieron en el capítulo I. Dada la complicación del problema, así como el nivel actual del conocimiento, es difícil proponer recomendaciones generales para el diseño de este tipo de estructuras, es por lo que aun en los reglamentos mas avanzados, se recomienda para su diseño el estudio de modelos a escala en túneles de viento.

Los estudios en túneles de viento, requieren de técnicas especiales, ya que deben reproducir, por medio de leyes de similitud, las condiciones de velocidad, turbulencia y densidad del viento, así como las características de la estructura tales como rugosidad, rigidez, y otras propiedades dinámicas, dependiendo del tipo de estudio

que se desee hacer. El reproducir todas estas características es a menudo muy difícil de lograr, y el diseñador deberá de estar consciente de las limitaciones del estudio y deberá ser cuidadoso en la aplicación de sus resultados. La descripción de este tipo de pruebas y sus limitaciones está fuera del alcance de este trabajo, sin embargo la literatura a este respecto es abundante. Algunas de las estructuras que en la Ciudad de México han sido diseñadas con la ayuda de este tipo de estudios son la Alberca Olímpica y el Palacio de los Deportes, aunque en este caso solo fueron ensayos "estáticos" (ver figuras 46 y 47). Ambos estudios fueron realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

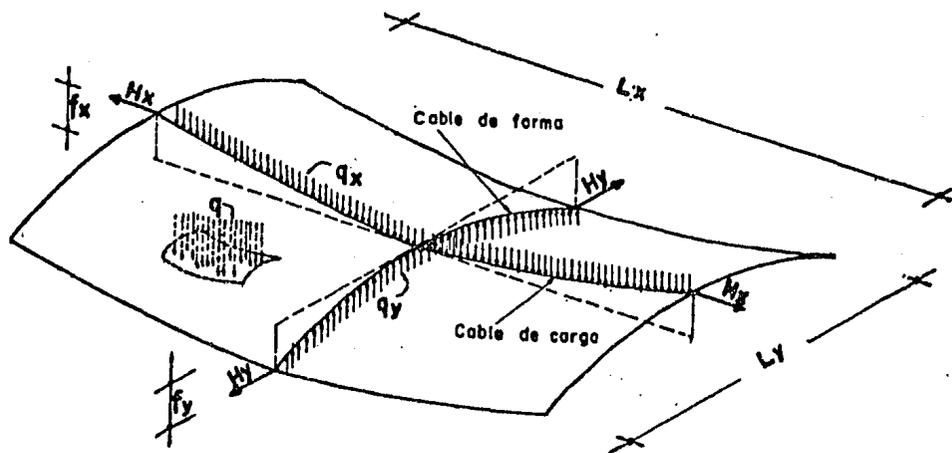


Corte longitudinal norte-sur



Corte oriente poniente en alberca

FIG 46. Croquis de la alberca y gimnasio olímpicos (ref 69)



NOTAS: Los números 1 a 5 indican la posición de los LVDT,
 y los números entre paréntesis, la deformación
 estática, en cm

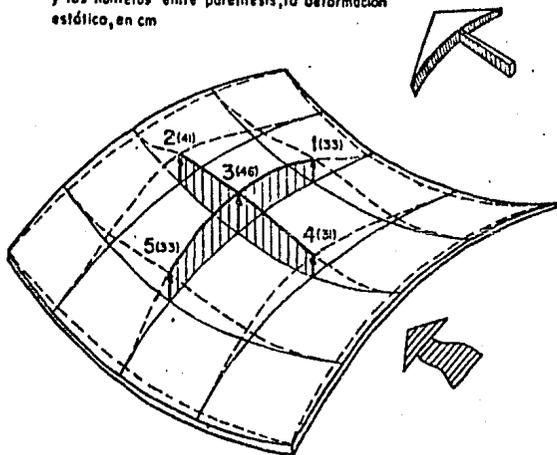


FIG 47. Configuración deformada de la cubierta colgante de la alberca olímpica (ref 69)

AYUDAS DE DISEÑO

En este capítulo se incluyen varias ayudas de diseño, cuyo propósito es el de facilitar el trabajo numérico involucrado en el proceso de diseño con los procedimientos recomendados en este trabajo. A continuación se encuentra una breve descripción de estas ayudas de diseño.

Ayuda de Diseño 1.- Obtiene la presión en un punto sin considerar el coeficiente de empuje. Se entra con la altura a a la que se quiere conocer la presión provocada por el viento y con la curva del grupo y exposición correcta se tiene la presión en kg/m^2 , que multiplicada por el coeficiente de empuje, es la presión buscada. La expresión empleada es

$$F/C_p = K p_0 C_z$$

Ayuda de Diseño 2.- Obtiene la fuerza total por unidad de longitud en barlovento. Se resuelve la siguiente integral:

$$\frac{F}{b C_p} = p_0 \int_0^{10} k C_z dz + \int_{10}^H p_0 K C_z dz$$

Entrando con la altura de la estructura, el grupo a que pertenece la misma y el tipo de exposición, nos da un valor en kg/m^2 que multiplicado por el ancho de la estructura y el coeficiente de presión en barlovento se obtiene la fuerza total producida por el viento en barlovento.

Ayuda de Diseño 3.- Obtiene la altura del punto de aplicación de la fuerza en barlovento. Se resuelve la siguiente integral

$$\bar{z} = \frac{1}{F} \left(\int_0^H p_o K z C_z dz + \int_0^H p_o K z C_z dz \right)$$

Aunque únicamente se encuentra el caso de estructuras del grupo B para el tipo de exposición B (que es el caso más común), el error que se comete al usar esta curva para los otros casos, es despreciable. Entrando en el eje de las ordenadas con la altura de la estructura, se obtiene en las abscisas la altura del punto de aplicación de la fuerza producida por el viento en barlovento.

Ayuda de Diseño 4.- Obtiene la fuerza total suma del empuje en barlovento y succión en sotavento por unidad de longitud (de ancho de edificio). Se resuelve la siguiente

expresión

$$\frac{F}{b} = \rho_0 K C_z \int_0^{10} dz + \rho_0 K \int_0^H C_z dz + H \rho_0 K C_z (h/2)$$

Ayuda de Diseño 5.- Obtiene la altura del punto de aplicación de la fuerza total (suma de barlovento y sotavento). Se obtiene como

$$z = \frac{F_{\text{barl.}} \bar{z}_{\text{barl.}} + F_{\text{sot.}} \bar{z}_{\text{sot.}}}{F_{\text{barl.}} + F_{\text{sot.}}}$$

Ayuda de Diseño 6.- Obtiene el factor de tamaño S. en función de la relación de esbeltez y de la frecuencia reducida $n_0 H/V$.

$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8n_0 H}{3V_u}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10n_0 b}{V_u}} \right]$$

Ayuda de Diseño 7.- Obtiene el factor de turbulencia de fondo, usado en el cálculo del factor de ráfaga. Se resuelve la siguiente integral:

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{3/4k} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right] dx$$

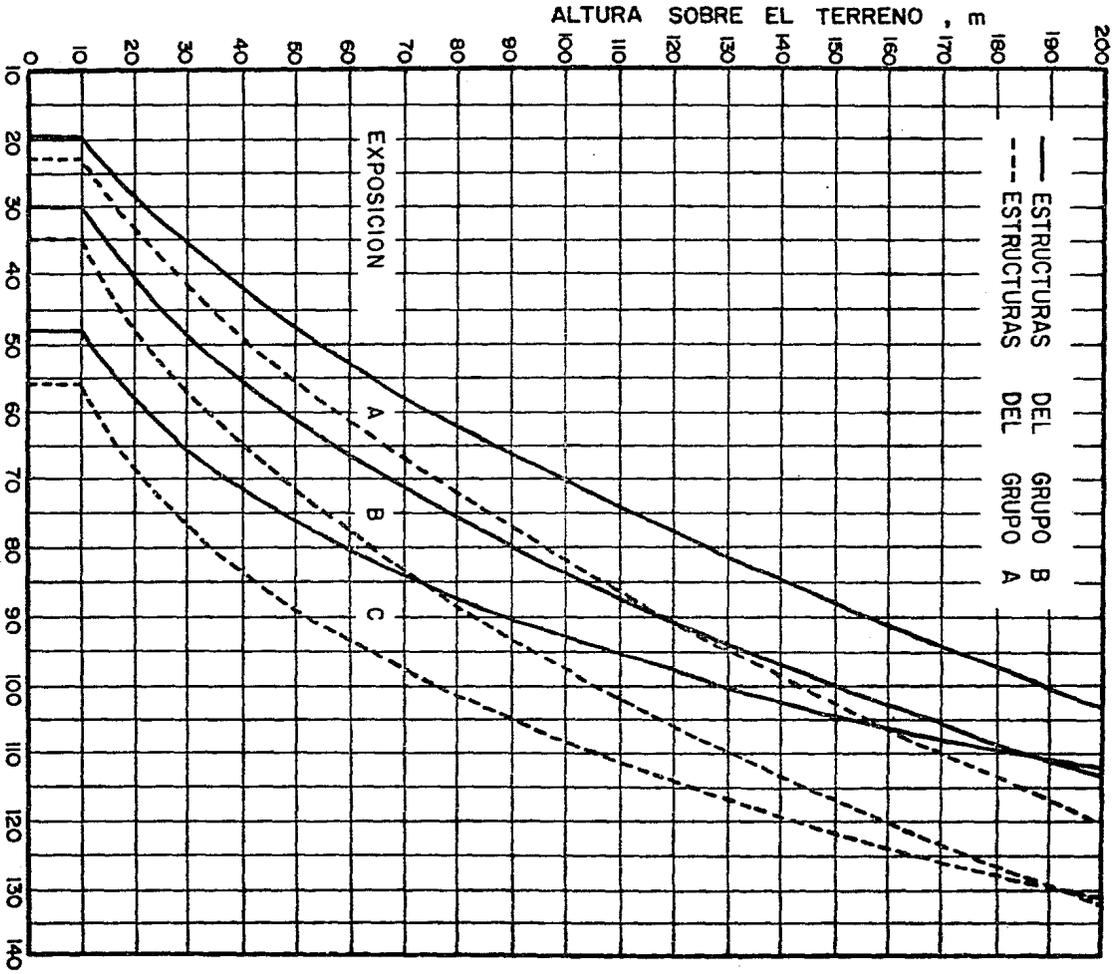
Entrando con la altura de la estructura y el recíproco de la relación de esbeltez se obtiene el factor B.

Ayuda de Diseño 8.- Obtiene la relación de la energía de turbulencia F , en función de la frecuencia natural de vibración y la velocidad del viento a la altura máxima de la estructura.

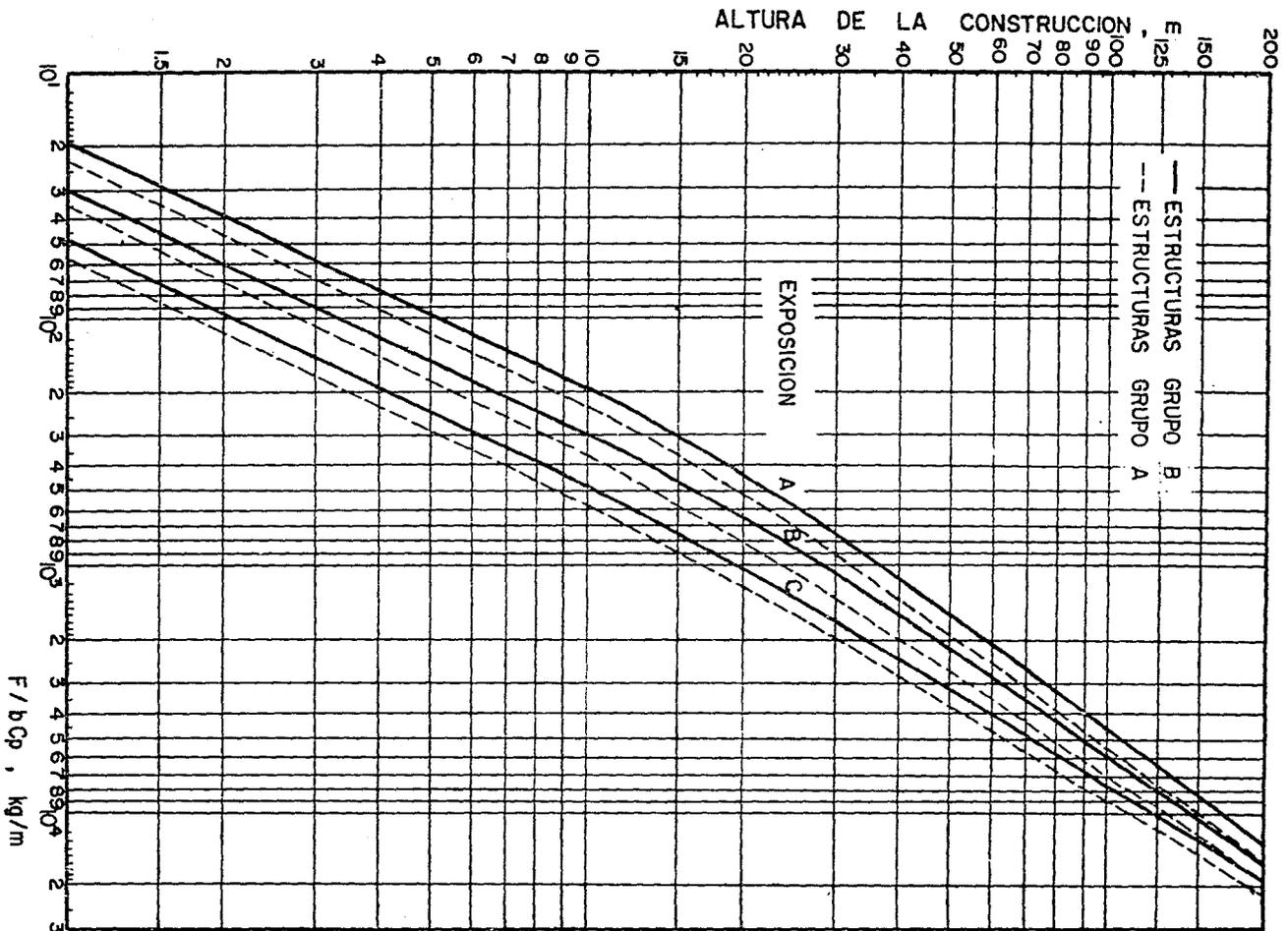
$$F = \frac{x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}} \quad x_0 = (1,220 n_0 / V_H)$$

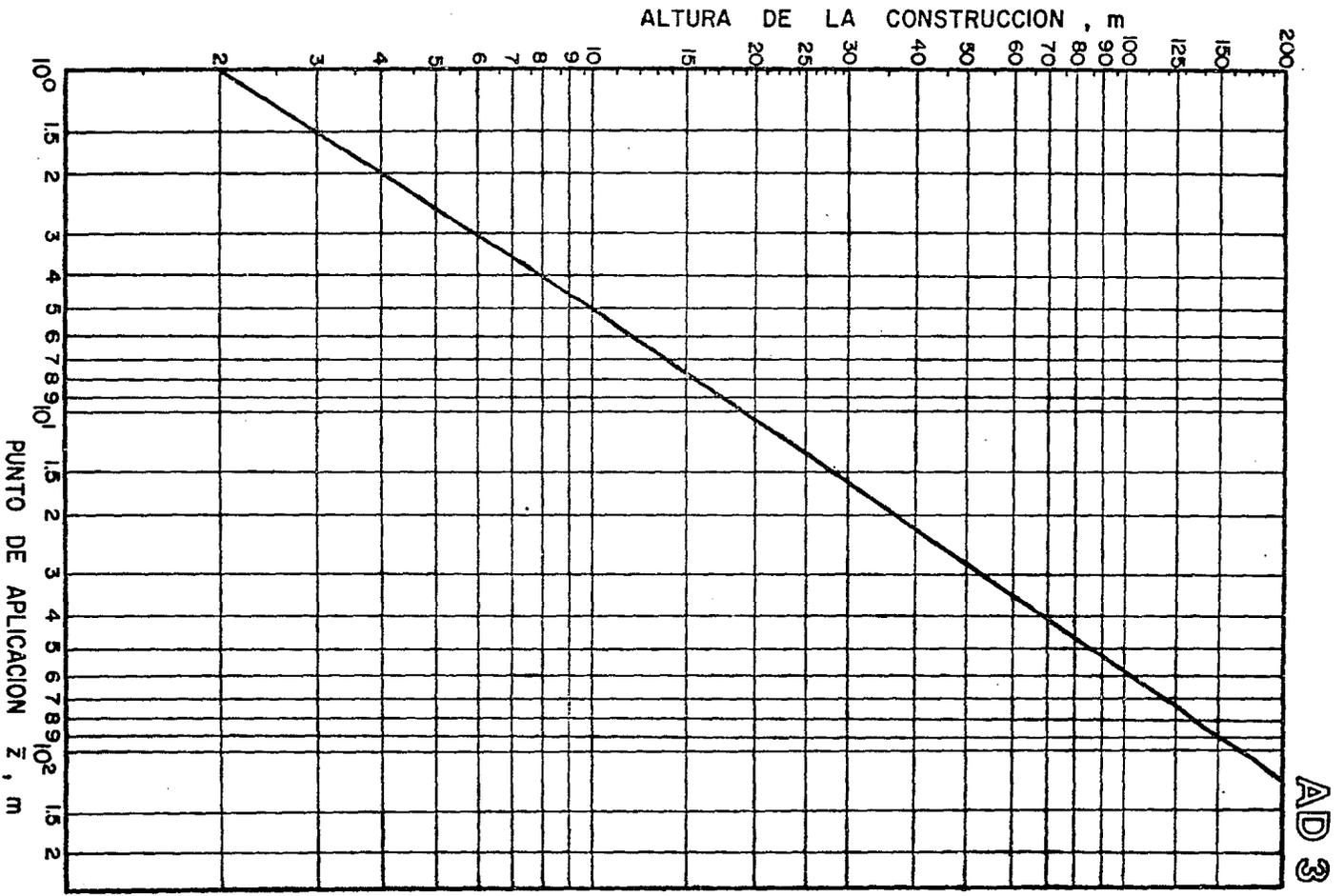
Ayuda de Diseño 9.- Obtiene el factor de pico g , en función de la frecuencia natural de vibración de la estructura

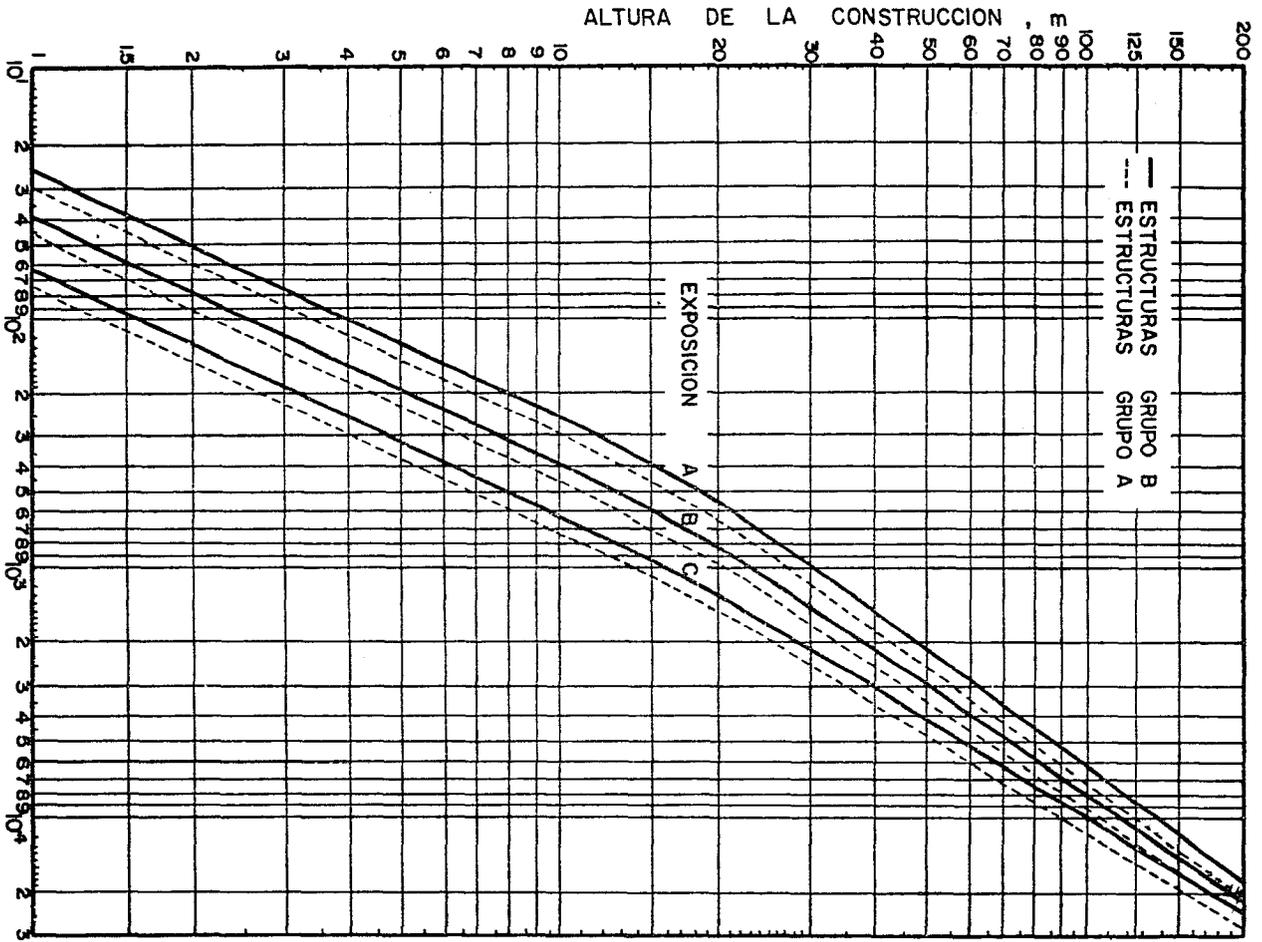
$$g = \left(\sqrt{2 \ln(n_0 T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(n_0 T)}} \right) 1/2.3$$



$P/C_p = K \rho C_z$

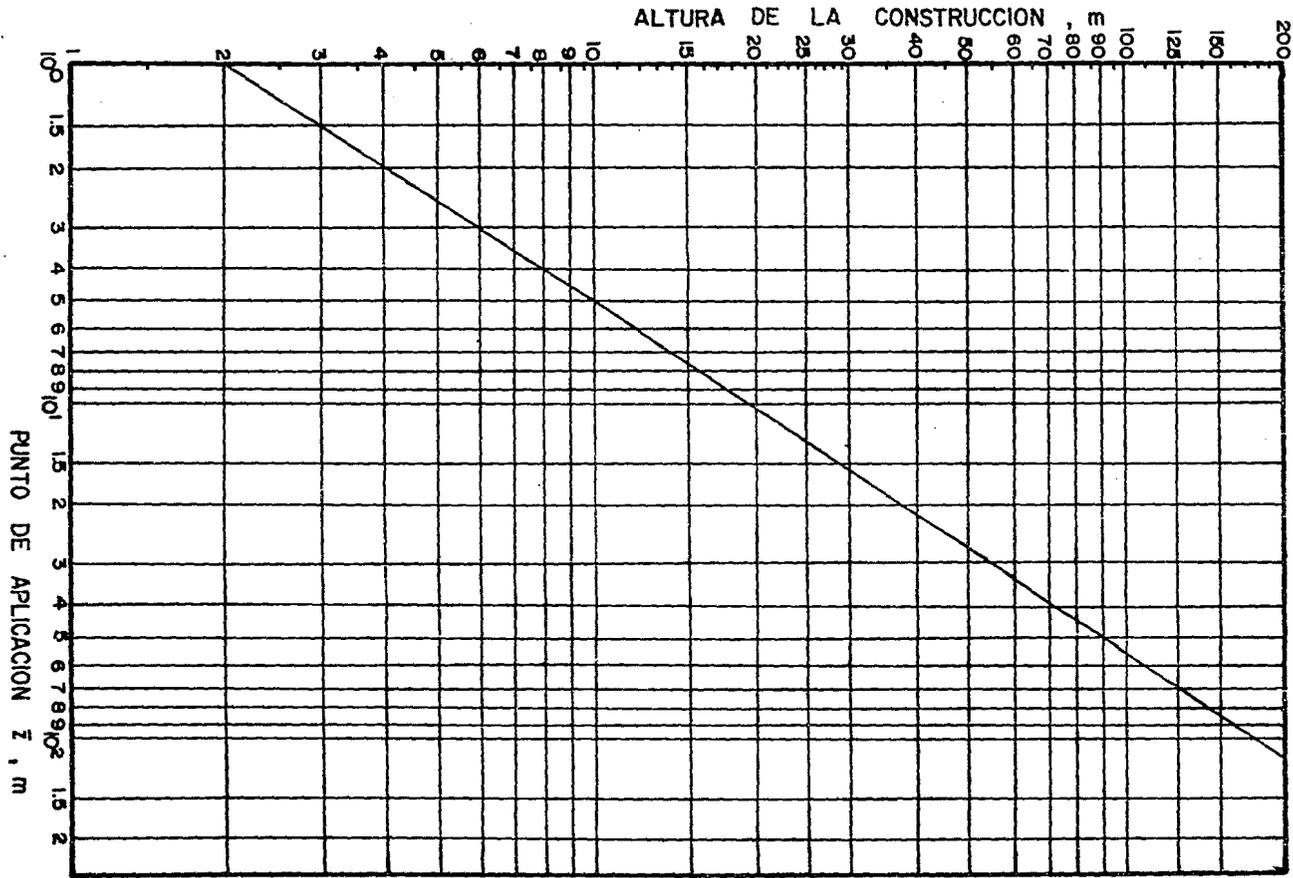


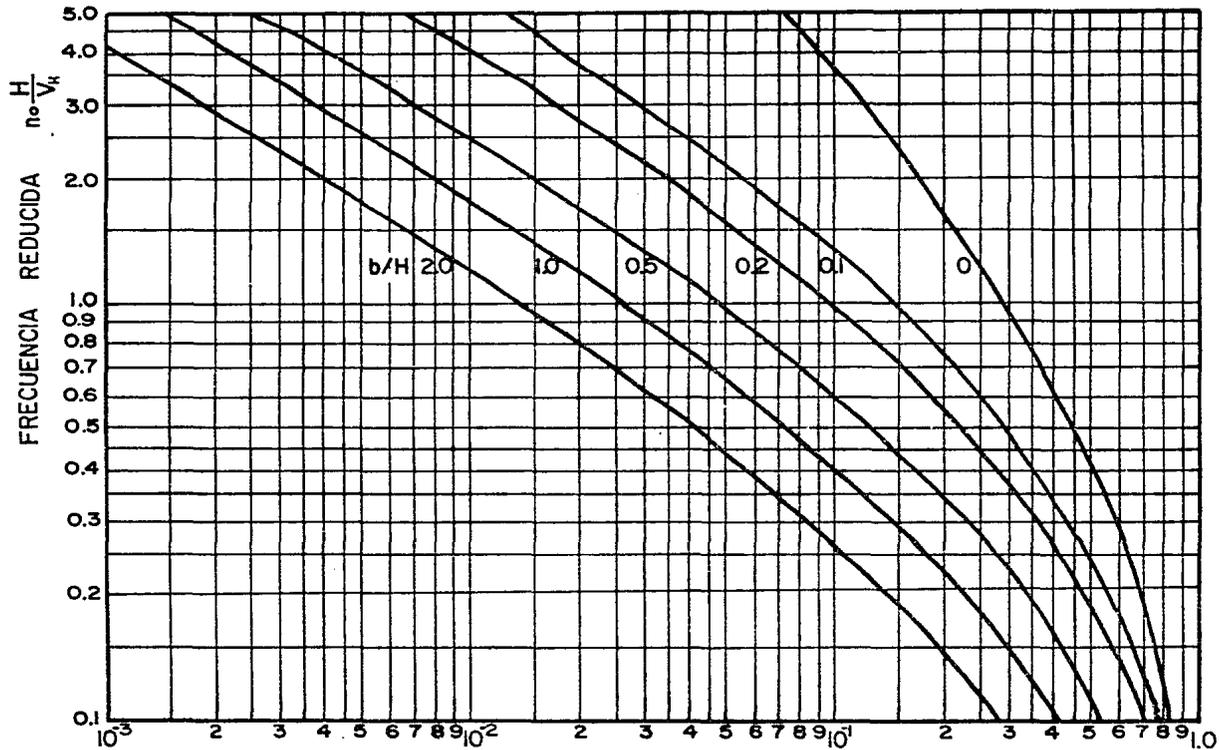




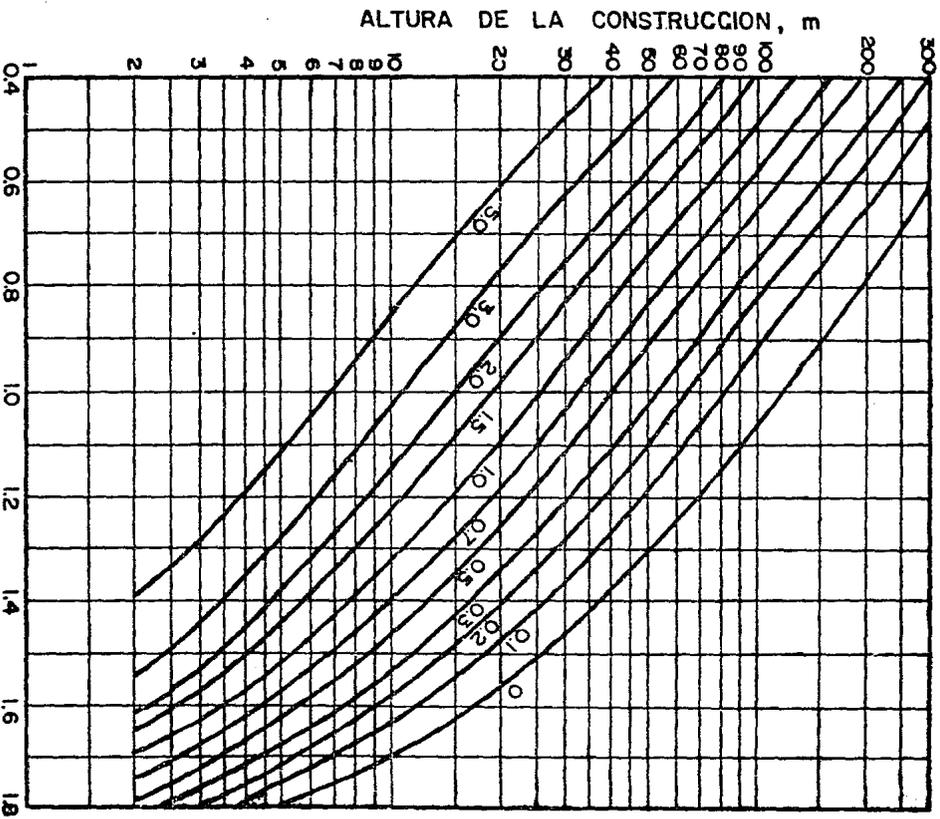
F/b , kg/m
1935

AD 5

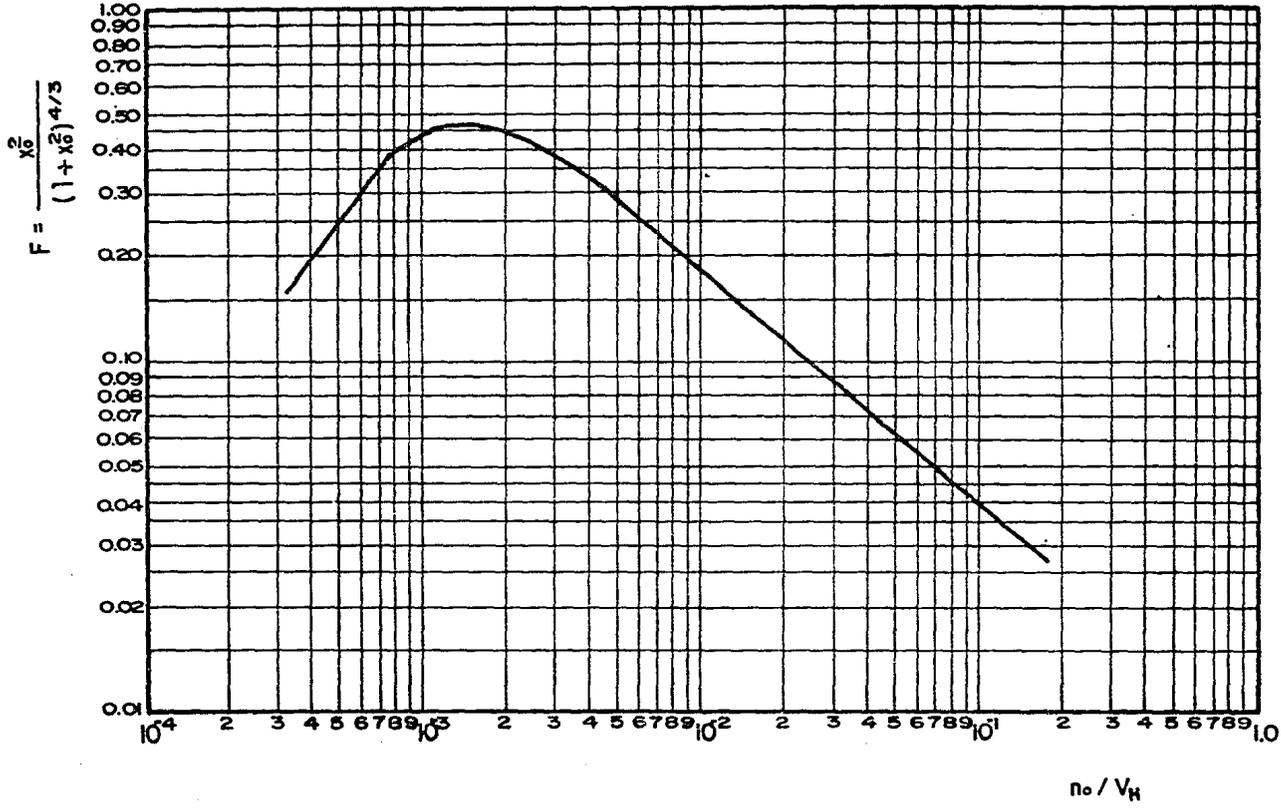


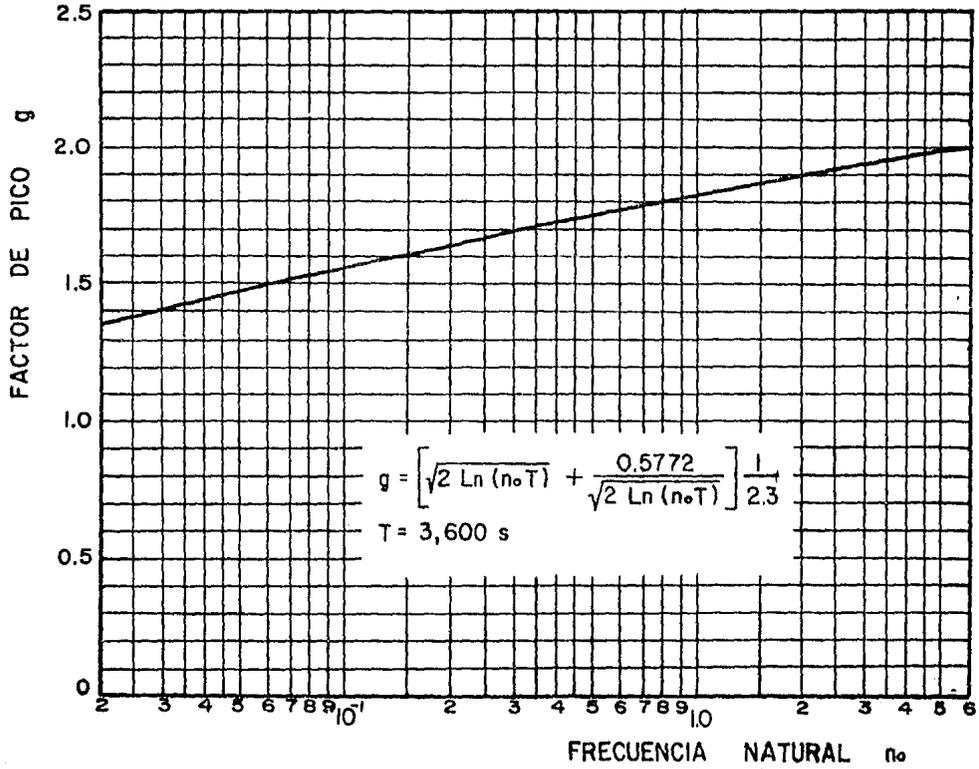


$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8nbH}{3V_H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10nb}{V_H}} \right]$$



$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{X^2}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{X^2}{122}} \right] \left[\frac{X}{(1+X^2)^{3/5}} \right] dx$$

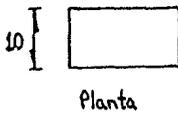
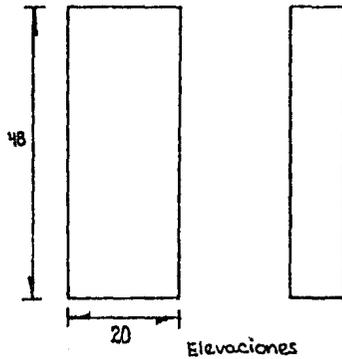




EJEMPLOS

En este capítulo se han elaborado seis ejemplos de aplicación, que tienen como finalidad el de mostrar la facilidad de uso que ofrecen los procedimientos que ahora se recomiendan. En general abarcan algunos de los casos más frecuentes que se presentan en la realidad. Cada ejemplo en el margen izquierdo tiene una serie de números, que se refieren a comentarios que se hacen al final del ejemplo. En el formato general de los ejemplos se ha tratado de seguir el que se tiene en el actual Manual de Diseño por Viento. Los ejemplos también han sido resueltos por el actual Reglamento, y ocasionalmente por los procedimientos sugeridos en algún Reglamento extranjero. Aunque no se muestra al desarrollo numérico de estos últimos casos, en todos los ejemplos se encuentra una tabla comparativa de resultados.

Datos : El edificio se localiza en un tipo de exposición urbano , rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura. Su geometría y dimensiones son las indicadas en la figura.



Dimensiones en metros

La estructura se clasifica dentro del Grupo B , y en una exposición tipo B para la cual se tienen los siguientes valores en los parámetros de diseño

$$p_0 = 30 \text{ kg/m}^2$$

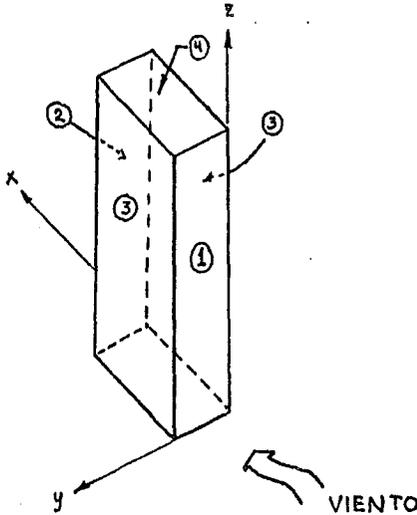
$$a = 4.5$$

$$K = 1$$

A) CALCULO DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

VIENTO ACTUANDO EN LA DIRECCION X

1



Coefficientes de empuje en las diferentes caras

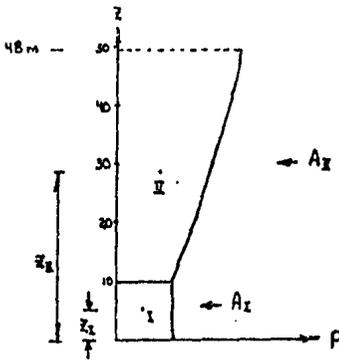
$$\begin{aligned} C_1 &= 0.8 \\ C_2 &= -0.5 \\ C_3 &= -0.7 \\ C_4 &= -0.7 \end{aligned}$$

Para la obtención de las fuerzas que actúan en una cara del edificio, es necesario la obtención de la suma (la integral) de las presiones que actúan en esa cara calculadas con la siguiente expresión

$$p = p_0 K C_z C_p$$

Presiones

2



Cálculo de las fuerzas

Dado que en los primeros 10 metros la presión se considera como constante, la integral puede dividirse en dos:

$$\frac{F}{b} = \int_0^H p dz = p \int_0^{10} dz + \int_{10}^H p dz$$

donde F/b representa la fuerza en barlovento por unidad de longitud (de ancho).

Sustituyendo el valor de la presión se tiene

$$\frac{F}{bC_p} = p_0 K \int_0^{10} dz + p_0 K \int_{10}^H \left(\frac{z}{10}\right)^{3/4} dz$$

$$\frac{F}{bC_p} = 10 p_0 K + \frac{p_0 K}{10^{3/4}} \frac{a}{2+a} \left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right)$$

Sustituyendo los datos se tiene

$$\frac{F}{bC_p} = 10(30)1 + \frac{30(1)}{10^{3/4}} \frac{4.5}{2+4.5} \left(48^{\frac{2+4.5}{4.5}} - 10^{\frac{2+4.5}{4.5}} \right) = 2,094 \text{ kg/m}$$

Alternativamente puede usarse la ayuda de diseño 2 (AD2), con la que se obtiene

$$\frac{F}{bC_p} = 2,100 \text{ kg/m}$$

Multiplicando por el ancho del edificio y el coeficiente de empuje (en este caso $C_p = 0.8$), se obtiene la fuerza total que actúa en barlovento

$$F = (2,094)(0.8)(10) = 16,753 \text{ kg}$$

3 Para el cálculo de la fuerza total en la cara de sotavento, se debe multiplicar la presión evaluada a la altura media del edificio por el área correspondiente

$$F = p_o K C_z (\frac{1}{2}) C_p b H = 30 (1) (24/10)^{2/4.5} (-0.5) 10 (48) = -10,625 \text{ kg}$$

La fuerza total, suma de las fuerzas de barlovento y sotavento es:

$$4 F = 16,753 + 10,625 = 27,378 \text{ kg}$$

Cálculo del punto de aplicación de la fuerza de barlovento, es cual es la sumatoria de las presiones por sus alturas respectivas, entre la fuerza total

$$\bar{z} = \frac{b C_p}{F} \int_0^H z p dz = \frac{1}{A_I + A_{II}} \left[p \int_0^{10} z dz + \int_{10}^H z p dz \right]$$

El centroide del área II será

$$z_{II} = \frac{p_o K}{A_{II} 10^{3/2}} \int_{10}^H z^{2/3} dz = \frac{p_o K}{A_{II} 10^{3/2}} \frac{a}{2+2a} \left(H^{2+2a/a} - 10^{2+2a/a} \right)$$

Simplificando, se tiene

$$z_{II} = \frac{2+a}{2+2a} \frac{\left(H^{2+2a/a} - 10^{2+2a/a} \right)}{\left(H^{2+2a/a} - 10^{2+2a/a} \right)}$$

Para el área I, su centroide será constante $z_I = 5 \text{ m}$

El centroide para ambas áreas estará dado por

$$\bar{z} = \frac{A_I z_I + A_{II} z_{II}}{A_I + A_{II}}$$

Sustituyendo datos

$$\bar{z}_H = \frac{2 + 4.5}{2 + 2(4.5)} \left(48^{\frac{2+9}{4.5}} - 10^{\frac{2+9}{4.5}} \right) = 30.96 \text{ m}$$

$$\bar{z} = \frac{300(5) + 1,794(30.96)}{2,094} = 27.2 \text{ m}$$

Usando la ayuda de diseño 3, se obtiene $\bar{z} = 27 \text{ m}$

El punto de aplicación de la fuerza total (barlovento más sotavento) será el cociente de la suma de los productos de fuerza y centroide de cada cara entre la fuerza total

$$\boxed{5} \quad \bar{z} = \frac{27.2(16,753) + 24(10,625)}{27,378} = 25.98 \text{ m}$$

La excentricidad accidental horizontal será

$$e_a = \pm \left[(0.3 L^2 / 8H) + 0.05 L \right] \quad \text{para } L/H < 2$$

$$e_a = \pm \left[(0.3 \times 10^2 / 8 \times 48) + 0.05(10) \right] = \pm 0.58 \text{ m}$$

Por su parte la excentricidad accidental vertical será

$$e_a = \pm 0.05 H = \pm 0.05(48) = \pm 2.4 \text{ m}$$

El momento de volteo en esta dirección será

$$M = F(\bar{z} + e_a) = 27,378(25.98 + 2.4) = 777 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

En las caras paralelas al flujo del viento, la fuerza se calcula en base a una presión uniforme igual a la que actúa en la altura máxima de la estructura por su coeficiente de presión correspondiente

$$F = p_o K C_z C_p H b = 30(1)(48/10)^{2/4.5} (-0.7) 48(20) = -40,482 \text{ kg}$$

La presión a la altura máxima del edificio es

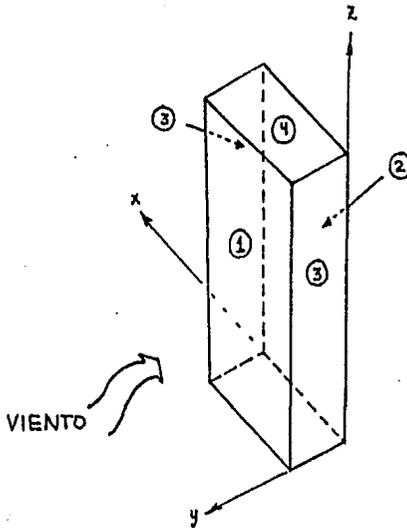
$$P/C_p = p_o K C_z = 30(1)(48/10)^{2/4.5} = 60.24 \text{ kg/m}^2$$

Alternativamente puede usarse la ayuda de diseño 1 (AD1) con la que se obtiene $p/C_p = 60 \text{ kg/m}^2$

La fuerza total (de succión) actuando en el techo, será este valor multiplicado por el área y coeficiente de presión respectivo

$$F = p \cdot A = 60.24 (-0.7)(20) 10 = -8.434 \text{ kg}$$

VIENTO ACTUANDO EN LA DIRECCION Y



Coeficientes de empuje en las diferentes caras

$$C_1 = 0.8$$

$$C_2 = -0.5$$

$$C_3 = -0.7$$

$$C_4 = -0.7$$

La fuerza total en barlovento puede obtenerse fácilmente una vez que se obtuvo la fuerza por unidad de longitud, para lo cual únicamente deberá multiplicarse por el ancho en esta dirección

$$\boxed{6} \quad F = (2.034)(0.8)20 = 33,507 \text{ kg}$$

La fuerza total en sotavento será

$$\boxed{7} \quad F = p_b H = 30(1)(24/10)^{3/4.5}(-0.5)20(48) = -21,249 \text{ kg}$$

La fuerza total, suma de las fuerzas de barlovento y sotavento es:

$$F = 33,507 + 21,249 = 54,756 \text{ kg}$$

El punto de aplicación de esta fuerza se encontrará a la misma altura que en la otra dirección (ya calculado), con lo que el momento de volteo será

$$M = F(z + e_2) = 54,756(25.98 + 2.4) = 1,554 \text{ ton.m}$$

En las caras paralelas al flujo del viento, la fuerza será

$$F = p_o K C_{z+H} C_p b H = 30(1)(48/10)^{3/4.5} 48(10)(-0.7) = -20,241 \text{ kg}$$

COMPARACION DE RESULTADOS USANDO OTROS REGLAMENTOS

VIENTO ACTUANDO EN LA DIRECCION X

	RDF - 76	NBCC - 80	PROPUESTA RDF-86
Fuerza en barlovento [ton]	22.61	14.95	16.75
Fuerza en sotavento [ton]	-20.50	-9.28	-10.62
Momento de volteo [ton·m]	1,344	630	777
Fuerza en paredes lat. [ton]	-105.5	-36.75	-40.48
Fuerza en el techo [ton]	-34.9	-7.65	-8.43

VIENTO ACTUANDO EN LA DIRECCION Y

	RDF - 76	NBCC - 80	PROPUESTA RDF-86
Fuerza en barlovento [ton]	45.21	29.9	33.50
Fuerza en sotavento [ton]	-41.0	-18.6	-21.24
Momento de volteo [ton·m]	2,688	1,260	1,554
Fuerza en paredes lat. [ton]	-52.75	-18.4	-20.24
Fuerza en el techo [ton]	-34.91	-7.65	-8.43

B) DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

- 8) Cálculense las fuerzas que deberán resistir los paneles de vidrio del piso 14 (a 40 m de altura), cuyas dimensiones son : 1.8×3 m. Considérese un porcentaje de aberturas del 40% en la cara mas desfavorable para elemento a diseñar.

Presión máxima

- 9) $C_{p1} = 0.8 < 1.2 - A/130$ cuando está cercano a las aristas
 $C_{p2} = 0.8 < 1.1 - A/130$ cuando está alejado de las aristas
 $C_{pi} = -0.6$

$$C_{p1} = 1.2 - (1.8 \times 3)/130 = 1.16$$

$$C_{p2} = 1.1 - (1.8 \times 3)/130 = 1.06$$

$$p/C_p = p_0 K_z = 30(1)(40/10)^{3/45} = 55.55 \text{ kg/m}^2$$

- 10) $p/C_{pi} = 30(1)(24/10)^{3/45} = 44.27 \text{ kg/m}^2$

Presión máxima a soportar de elementos que estén cercanos a las aristas (a 2m en el lado largo y a 1 m en el lado corto)

$$P = 55.55(1.16) + 44.27(0.6) = 91 \text{ kg/m}^2$$

Por su parte la fuerza será

$$F = P \cdot A = 91(1.8 \times 3) = 491 \text{ kg}$$

Presión máxima a soportar de elementos que no estén cercanos a las aristas

$$P = 55.55(1.06) + 44.27(0.6) = 85.4 \text{ kg/m}^2$$

$$F = P \cdot A = 85.4(1.8 \times 3) = 461 \text{ kg}$$

Succión máxima

$$\boxed{11} \quad \begin{aligned} C_{p1} &= -2 < -2.2 + A/150 < -1.3 \\ C_{p2} &= -1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75 \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{cuando está cercano a las aristas} \\ \text{cuando está alejado de las aristas} \end{array}$$

$$C_{pi} = 0.75$$

$$\begin{aligned} C_{p1} &= -2.2 + (3 \times 1.8)/150 = -2.16 \Rightarrow -2.0 \\ C_{p2} &= -1.2 + (3 \times 1.8)/100 = -1.15 \Rightarrow -1.1 \end{aligned}$$

$$\boxed{12} \quad p/C_p = 30(1)(24/10)^{3/4} = 44.27 \text{ kg/m}^2$$

Succión máxima a soportar por elementos de recubrimiento que estén cercanos a las aristas (a 2 m en el lado largo y a 1 m en el lado corto)

$$P = 44.27 (-2.0 - 0.75) = -121.7 \text{ kg/m}^2$$

La fuerza de succión será

$$F = P.A = (-121.7)(3 \times 1.8) = -657.4 \text{ kg}$$

Succión máxima a soportar por elementos que no estén cercanos a las aristas

$$P = 44.27 (-1.1 - 0.75) = -81.9 \text{ kg/m}^2$$

$$F = P.A = -81.9(3 \times 1.8) = -442.3 \text{ kg}$$

COMENTARIOS

1.- Debido a que la relación de esbeltez (relación de altura a lado menor) es menor que 5, puede emplearse el método estático, en base a la ecuación 30.

2.- Dado que la dimensión horizontal de las superficies exteriores es constante con la altura z , la fuerza total debida al viento puede obtenerse multiplicando dicha dimensión por el área de la figura. En estos casos, además, el punto de aplicación de la fuerza resultante, coincide con el centroide del área mencionada.

3.- La presión se calcula para un nivel z igual a la altura media del edificio.

4.- También se puede usar la ayuda de diseño para obtener este resultado (únicamente se tiene que multiplicar por el ancho del edificio en la dirección de análisis).

5.- Para obtener este punto de aplicación también puede usarse la ayuda de diseño 5 (AD 5), con la que se obtiene inmediatamente.

6.- Usando los resultados obtenidos en el análisis de la dirección x .

7.- En la aplicación del NBCC se uso una velocidad de campo abierto de periodo de promediación horaria, que conduce a que la velocidad en terreno suburbano sea la misma que considerada en el RDF-86, para un mismo periodo de promediación.

8.- Se considera sólo una parte de la estructura, que sirve de ejemplo para el diseño de cualquier otro elemento de recubrimiento.

9.- Esta situación se presentará cuando el elemento este en el lado de barlovento, y las aberturas existan principalmente en la cara de sotavento, con lo que se tiene una suma de efectos en el elemento de recubrimiento: presión por su cara exterior y succión en su cara interior.

10.- Para las presiones interiores se considera la presión a la altura media de la estructura.

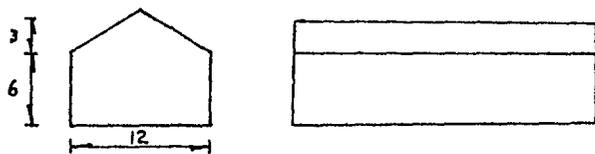
11.- Esta situación se presentará cuando el elemento esté en el lado de sotavento, y las aberturas existentes esten principalmente en barlovento, con lo que se suma la succión en su cara exterior con la presión en la interior.

12.- En este caso dado que se trata de la pared de sotavento para ambos casos se evalúa la presión a la altura media de la estructura.

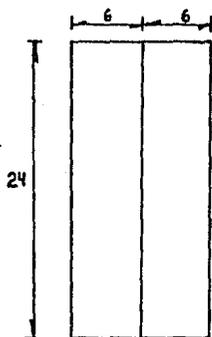
CALCULO DE LAS PRESIONES PRODUCIDAS
POR VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL
CON TECHO DE DOS AGUAS

EJEMPLO 2

Datos : La nave industrial se localiza en una exposición abierta . Su geometría y dimensiones son las indicadas en la figura .



Elevaciones



Planta

Dimensiones en metros

La estructura se clasifica dentro del grupo B , y en una exposición tipo C , para la cual se tienen los siguientes valores en los parámetros de diseño

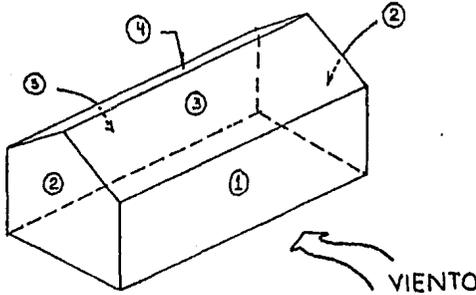
$$p_0 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$a = 7$$

$$K = 1.6$$

A) CALCULO DE LAS PRESIONES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES



Coefficientes de empuje en las diferentes caras

$$C_1 = 0.8$$

$$C_2 = -0.7$$

$$C_4 = -0.7$$

$$C_3 = -0.5$$

Cálculo del coeficiente de presión C_3

$$\theta = \text{ang tan } \frac{3}{6} = 26.6^\circ$$

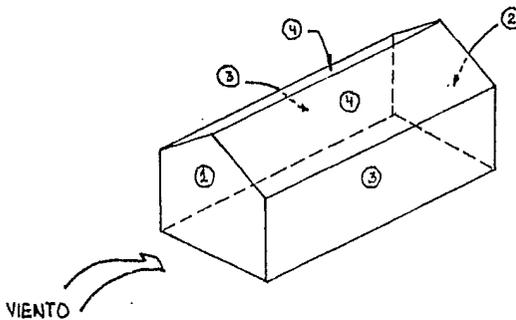
$$C_3 = 0.04 \theta - 1.6 = 0.04(26.6) - 1.6 = -0.54$$

Cálculo de la presión

$$\boxed{1} \quad p/C_p = p_0 K C_z = 30(1.6) 1 = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 48 (0.8) = 38.4 \text{ kg/m}^2 \\
 P_2 &= 48 (-0.7) = -33.6 \text{ kg/m}^2 \\
 P_3 &= 48 (-0.54) = -25.9 \text{ kg/m}^2 \\
 P_4 &= 48 (-0.7) = -33.6 \text{ kg/m}^2 \\
 P_5 &= 48 (-0.5) = -24.0 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES



Coefficientes de presión en las diferentes caras

$$\begin{aligned}
 C_1 &= 0.8 \\
 C_2 &= -0.5 \\
 C_3 &= -0.7 \\
 C_4 &= -0.7
 \end{aligned}$$

Presiones

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 48 (0.8) = 38.4 \text{ kg/m}^2 \\
 P_2 &= 48 (-0.5) = -24.0 \text{ kg/m}^2 \\
 P_3 &= 48 (-0.7) = -33.6 \text{ kg/m}^2 \\
 P_4 &= 48 (-0.7) = -33.6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

COMPARACION DE RESULTADOS USANDO OTROS REGLAMENTOS

VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

	RDF - 76	ANSI - 81	PROPUESTA RDF-86
3 Presión en pared de barlovento	37.0	33.6	38.4
Presión en pared de sotavento	-34.5	-21.0	-24.0
2 Presión en paredes laterales	-24.6, -45.8, -72.2	-29.4	-33.6
Presión en techo barlovento	-34.5, ± 24.6	-19.3	-25.9
Presión en techo sotavento	-34.5	-29.4	-33.6

VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

	RDF - 76	ANSI - 81	PROPUESTA RDF-86
3 Presión en pared barlovento	37.0	33.6	38.4
Presión en pared sotavento	-34.5	-21.0	-24.0
2 Presión en paredes laterales	-24.6, -45.8, -72.2	-29.4	-33.6
Presión en techo	-24.6, -45.8, -72.2	-29.4	-33.6

NOTA : Todos los valores están en kg/m^2

8) DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Calcúlense las fuerzas que deberán de resistir las láminas del techo, cuyas dimensiones son 1.2×2.5 m. Considérese un porcentaje de aberturas mayor al 30 % en la cara mas desfavorable para el techo.

Succión máxima

$$\boxed{4} \quad C_{p1} = -1.4 + A/50 = -1.4 + (1.2 \times 2.5)/50 = -1.34$$

$$C_{p2} = -3.0 + A/10 = -3.0 + (1.2 \times 2.5)/10 = -2.70$$

$$C_{pe} = 0.75$$

$$P_1 = 48(2.03) = 100.3 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 48(3.45) = 165.6 \text{ kg/m}^2 \text{ (cuando el elemento esté a 1.2 m de una pared)}$$

Fuerzas

$$F_1 = A \cdot P_1 = (1.2 \times 2.5) 100.3 = 301 \text{ kg}$$

$$F_2 = A \cdot P_2 = (1.2 \times 2.5) 165.6 = 497 \text{ kg}$$

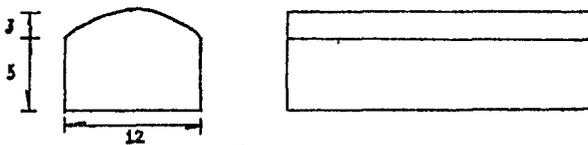
COMENTARIOS

- 1.- Se considerará un coeficiente de corrección $C_z=1$, dado que la altura de la construcción es menor a 10 m.
- 2.- Los resultados del RDF-76 incluyen ya las presiones interiores, y para las paredes laterales y el techo define 3 zonas de acuerdo a su proximidad con barlovento.
- 3.- Para el ANSI se usa una velocidad equivalente a la del Distrito Federal en zona abierta.
- 4.- Esta condición ocurre cuando las aberturas existentes estén principalmente en barlovento, con lo que se suma la succión en su cara exterior con la presión en su interior.

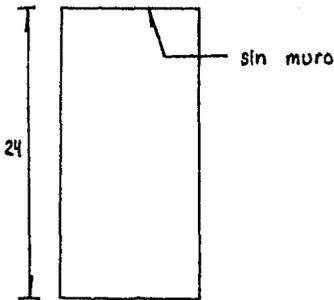
CALCULO DE LAS PRESIONES PRODUCIDAS
 POR VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL
 CON TECHO CILINDRICO

EJEMPLO 3

Datos La nave industrial se localiza en una exposición de tipo suburbano, rodeada predominantemente por construcciones de baja altura y zonas arboladas. Su geometría y dimensiones son las mostradas en la figura



Elevaciones



Planta

Dimensiones en metros

La estructura se clasifica dentro del grupo B, y en una exposición tipo B, en estas condiciones sus parámetros de diseño son

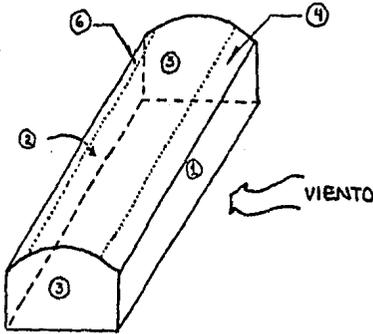
$$p_0 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$a = 4.5$$

$$k = 1.0$$

A) CALCULO DE LAS PRESIONES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES



$$r = \frac{a}{b} = \frac{3}{12} = 0.25$$

Coefficientes de presión

$$C_1 = 0.8$$

$$C_2 = -0.5$$

$$C_3 = -0.7$$

$$C_4 = 5r - 1.8 = 5(0.25) - 1.8 = -0.55$$

$$C_5 = -0.7 - r = -0.7 - 0.25 = -0.95$$

$$C_6 = -0.5$$

Cálculo de las presiones

$$\boxed{1} \quad p/C_p = p_0 K C_z = 30(1) = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 30(0.8) = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 30(-0.5) = -15.0 \text{ "}$$

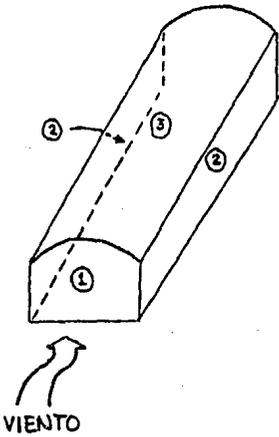
$$P_3 = 30(-0.7) = -21.0 \text{ "}$$

$$P_4 = 30(-0.55) = -16.5 \text{ "}$$

$$P_5 = 30(-0.95) = -28.5 \text{ "}$$

$$P_6 = 30(-0.5) = -15.0 \text{ "}$$

VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES



Coefficientes de presión

$$C_1 = -0.8$$

$$C_2 = -0.7$$

$$C_3 = -0.7$$

Presiones

$$P_1 = 30(0.8) = -24.0 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 30(-0.7) = -21.0 \text{ kg/m}^2$$

$$P_3 = 30(-0.7) = -21.0 \text{ kg/m}^2$$

COMPARACION DE RESULTADOS USANDO OTROS REGLAMENTOS

VIENTO NORMAL A LAS GENERATAICES

2
3

	RDF - 76	ANSI - 81	PROPUESTA RDF-86
Presión en pared de barlovento	47.5	20.8	24.0
Presión en pared de sotavento	-24.0	-13.1	-15.0
Presión en paredes laterales	-14.1, -35.2, -61.2	-18.3	-21.0
Presión en el techo	-22.2 -39.0 -19.4	-15.6 -24.8 -13.1	-16.5 -28.5 -15.0

VIENTO PARALELO A LAS GENERATAICES

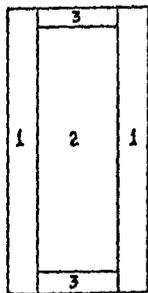
2
3

	RDF - 76	ANSI - 81	PROPUESTA RDF-86
Presión en pared barlovento	-47.5	20.8	24.0
Presión en paredes laterales	-61.6, -35.2, -14.7	-18.3	21.0
Presión en el techo	-61.6, -35.2, -14.7	-18.3	21.0

NOTA : Todos los valores están en kg/m^2

B) DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO DE LA CUBIERTA

Considérese un área tributaria de 3 m².



4) Coeficientes de presión $C_p = \pm 0.75$

$$C_1 = -0.55 (1.4) - 0.75 = -1.52$$

$$C_2 = -0.95 (1.2) - 0.75 = -1.89$$

$$C_3 = -0.95 (1.4) - 0.75 = -2.08$$

Succiones máximas

$$P_1 = 30 (-1.52) = -45.6 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 30 (-1.89) = -56.7 \text{ "}$$

$$P_3 = 30 (-2.08) = -62.4 \text{ "}$$

Fuerzas

$$F_1 = A \cdot P_1 = 3 (-45.6) = -137 \text{ kg}$$

$$F_2 = A \cdot P_2 = 3 (-56.7) = -170 \text{ kg}$$

$$F_3 = A \cdot P_3 = 3 (-62.4) = -187 \text{ kg}$$

COMENTARIOS

1.- Dado que la altura de la construcción es menor que 10 m. la presión se considera uniforme, con un coeficiente de corrección por altura igual a uno.

2.- Los resultados del RDF incluyen ya las presiones interiores y para las paredes laterales y el techo define 3 zonas de acuerdo con su proximidad con barlovento.

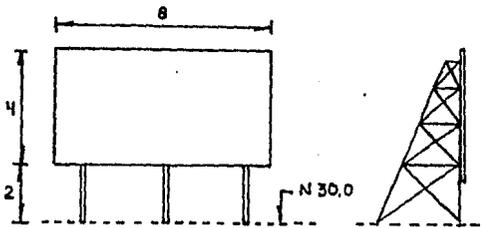
3.- Para el ANSI se usa una velocidad equivalente a la del Distrito Federal en zona suburbana.

4.- Las presiones interiores máximas actúan cuando la abertura esta en barlovento, con lo que se suma la succión en su cara exterior con la presión en su cara interior.

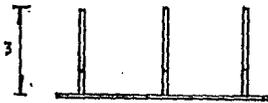
CALCULO DE LAS FUERZAS PRODUCIDAS POR VIENTO EN UN ANUNCIO COLOCADO SOBRE UN EDIFICIO DE 30 m DE ALTURA

EJEMPLO 4

Datos : El anuncio se localiza en una exposicion típica del centro de grandes ciudades , rodeada de construcciones de mediana y gran altura. Su geometría y dimensiones son las indicadas en la figura.



Elevaciones



Planta

Dimensiones en metros

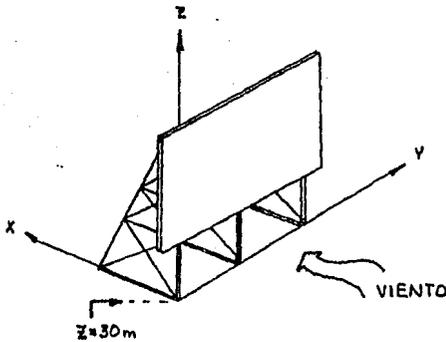
La estructura se clasifica dentro del grupo B , y en una exposicion tipo A , para estas condiciones se tienen los siguientes valores en los parámetros de diseño :

$$p_0 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$a = 3.6$$

$$K = 0.65$$

VIENTO ACTUANDO EN LA DIRECCION X



$$m = \frac{4}{8} = 0.5$$

Coefficiente de presión

$$\boxed{1} \quad C_p = 1.3 + 0.5/50 = 1.31$$

Cálculo de la presión

$$\boxed{2} \quad P = p_0 K C_z C_p = 30 (0.65) \left(\frac{34}{10}\right)^{2/16} 1.31 = 50.4 \text{ kg/m}^2$$

Fuerza sobre el anuncio

$$F = P \cdot A = 50.4 (8 \times 4) = 1,613 \text{ kg}$$

$\boxed{3}$ Fuerza sobre las armaduras

$$F = p_0 K C_z C_p A = 30 (0.65) \left(\frac{31}{10}\right)^{2/16} 1.96 (6 \times 0.05) = 21.5 \text{ kg}$$

Punto de aplicación

$$z = \frac{1,613(4) + 21.5(1)}{1,634.5} = 3.96 \text{ m}$$

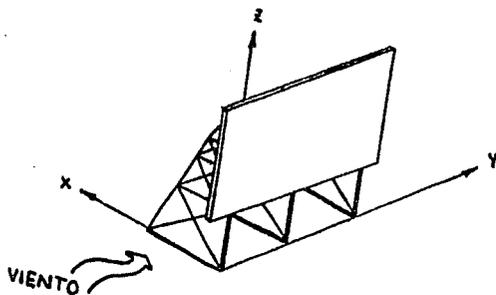
Excentricidad accidental

$$e_a = \pm 0.05 H = \pm 0.05 (4) = 0.2 \text{ m}$$

Momento de volteo

$$M = F(z + e_a) = 1,635 (6 + 0.2) = 10,137 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

VIENTO ACTUANDO EN LA DIRECCION Y



Para las armaduras el coeficiente de presión es

$$C_p = 2.0$$

Cálculo de la relación de solidez

$$\psi = \frac{37(0.05)}{2(6)} = 0.154$$

$$x = \frac{3}{2} = 1.5$$

Cálculo del factor de protección

$$F_p = 1.0 - 1.7[\psi - 0.01x] = 1.0 - 1.7[0.154 - 0.01(1.5)] = 0.7637$$

Fuerza en la primera armadura

$$\boxed{3} \quad F = p_o K C_z C_p A = 30(0.65)(36/10)^{3/2} 2.0(37 \cdot 0.05) = 147 \text{ kg}$$

Fuerza en la segunda armadura

$$F_i = F_1 \cdot F_p = 147(0.764) = 112.3 \text{ kg}$$

Fuerza en la tercera armadura

$$F_j = 112.3(0.764) = 85.8 \text{ kg}$$

Fuerza total

$$F = 147 + 112 + 86 = 345 \text{ kg}$$

Usando el reglamento RDF-76, se obtiene una fuerza actuando sobre el anuncio en la dirección x de

$$F = 6,155 \text{ kg}$$

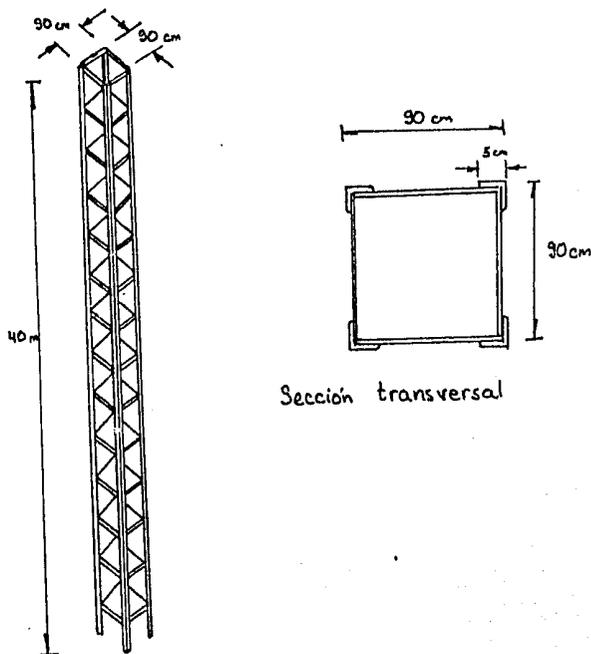
COMENTARIOS

- 1.- El anuncio se considera elevado ya que la separación al edificio sobre el cual se apoya es mayor a la cuarta parte de su dimensión vertical.
- 2.- No se comete un error de importancia si se considera una presión uniforme igual a la presión de la altura media del edificio.
- 3.- Aunque aquí se evalúa la presión sobre la armadura cuando el viento actúa paralelo a su plano, con fines prácticos puede despreciarse.
- 4.- El área proyectada de la armadura es igual a la longitud total del perfil empleado multiplicado por el ancho del mismo. El área inscrita por los elementos periféricos es en este caso un trapecio.
- 5.- La presión en la armadura también se puede considerar como una presión uniforme igual a la presión que actúa a la altura media de la armadura. Se desprecia el viento actuando en el canto del anuncio.

CALCULO DE LAS FUERZAS PRODUCIDAS POR
VIENTO EN UNA ANTENA DE SECCION
TRANSVERSAL CUADRADA

EJEMPLO 5

Datos : La antena se localiza en una exposici3n sub-urbana rodeada de construcciones de mediana y baja altura. Est3 hecha a base de secciones planas. Su geometr3a y dimensiones son las indicadas en la figura.



Secci3n transversal

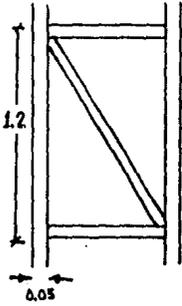
La construcci3n se clasifica dentro del grupo B, y en una exposici3n tipo B, en estas condiciones sus par3metros de dise1o son

$$p_0 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$a = 4.5$$

$$K = 1.0$$

1) Cálculo de la relación de solidez

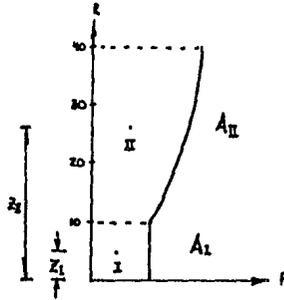


$$\varphi = \frac{2 [1.15(0.05) + 0.9(0.025)] + 1.5(0.05)}{1.15(0.9)} = 0.22$$

Coefficiente de presión

$$C_p = 4 - 5.5 \varphi = 4 - 5.5(0.22) = 2.79$$

Cálculo de las presiones



Cálculo de las áreas I y II

$$\frac{F}{b} = \int_0^N p dz = p \int_0^{10} dz + \int_{10}^N p dz$$

$$\frac{F}{b C_p} = p_0 K \int_0^{10} dz + p_0 K \int_{10}^N \left(\frac{z}{10}\right)^{3/4} dz$$

Integrando

$$\frac{F}{bC_p} = \frac{10 p_0 K}{A_1} + \frac{p_0 K}{10^{3/4}} \frac{a}{2+a} \left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right)_{A_2}$$

Sustituyendo los datos se tiene

$$\frac{F}{bC_p} = 10(30)1 + \frac{30(1)}{10^{3/4}} \frac{4.5}{2+4.5} \left(40^{\frac{2+4.5}{4.5}} - 10^{\frac{2+4.5}{4.5}} \right) = 1,630 \text{ kg/m}$$

Alternativamente puede usarse la ayuda de diseño 2 (AD2), con la que se obtiene

$$\frac{F}{bC_p} = 1,600 \text{ kg/m}$$

Multiplicando por el ancho, la relación de solidez y el coeficiente de empuje se obtiene la fuerza total actuando en la antena

$$F = 1,630 (0.9) (0.22) 2.79 = 901 \text{ kg}$$

Cálculo del punto de aplicación de la fuerza

$$\bar{x} = \frac{bC_p}{F} \int_0^H x p dz = \frac{1}{A_1 + A_2} \left(p \int_0^{10} x dz + \int_{10}^H x p dz \right)$$

$$\bar{x}_2 = \frac{p_0 K}{A_2 10^{3/4}} \int_{10}^H x^{\frac{2+a}{a}} dz = \frac{p_0 K}{A_2 10^{3/4}} \frac{a}{2+a} \left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right)$$

$$\bar{x}_2 = \frac{2+a}{2+2a} \frac{\left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right)}{\left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right)} \quad \text{y} \quad \bar{x}_1 = 5 \text{ m}$$

$$\bar{x} = \frac{A_1 \bar{x}_1 + A_2 \bar{x}_2}{A_1 + A_2}$$

Sustituyendo datos se obtiene $\bar{x} = 22.5 \text{ m}$

Alternativamente, puede usarse la ayuda de diseño 3 (AD3), con la que se obtiene $\bar{x} = 23 \text{ m}$

Excentricidad accidental vertical

$$e_3 = \pm 0.05 H = \pm 0.05(40) = \pm 2.0 \text{ m}$$

Cálculo de momento de volteo

$$M = F(\bar{x} + e_3) = 901(22.5 + 2) = 22.1 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

COMPARACION DE RESULTADOS USANDO OTROS REGLAMENTOS

	RDF - 76	NBCC - 80	PROPUESTA RDF-86
Fuerza total [kg]	1,617	565	901
Momento de volteo [ton·m]	38.2	12.5	22.1

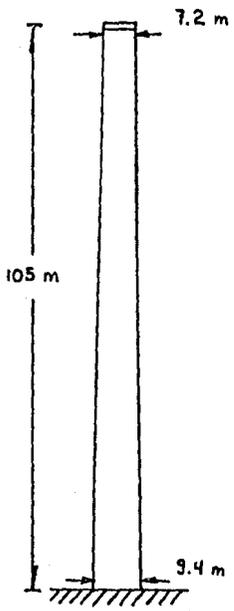
COMENTARIOS

1.- En el cálculo de la relación de solidez, esta puede calcularse sólo para un tramo de la antena, ya que por la geometría de esta, será la misma relación para toda la antena.

2.- La fuerza total puede calcularse como si fuera meciza, multiplicandola por la relación de solidez correspondiente. Esta fuerza no incluye los aspectos dinámicos que se producen en este tipo de estructuras.

Datos : La chimenea se encuentra en una exposici3n de tipo abierto , rodeado de muy pocas construcciones de baja altura . Su geometrfa y dimensiones se especifican a continuaci3n .

- Altura 105 m
- Diámetro exterior inferior 9.4 m
- Diámetro exterior superior 7.2 m
- Periodo de vibraci3n en el modo fundamental 1.85 s
- Amortiguamiento de 2 % del crfico



Dimensiones en metros

Para la chimenea en estas condiciones de exposici3n se tienen los siguientes parámetros de diseño

- $p_s = 30 \text{ kg/m}^2$
- $K = 1.6$
- $a = 7.0$

A) CALCULO DE LOS EFECTOS ESTATICOS

A partir de la integración en toda la altura de la variación de la presión (expresión 30), puede obtenerse la fuerza que actúa sobre la chimenea.

$$\frac{F}{bC_p} = \int_0^H p dz = p_0 K \int_0^{10} dz + p_0 K \int_{10}^H \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a} dz$$

Integrando

$$\frac{F}{bC_p} = 10 p_0 K + \frac{p_0 K}{10^{2/a}} \frac{a}{2+a} \left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right) = A_I + A_{II}$$

Sustituyendo datos

$$\frac{F}{bC_p} = 10 (30) 1.6 + \frac{30(1.6)}{10^{2/7}} \frac{7}{2+7} \left(105^{\frac{2+7}{7}} - 10^{\frac{2+7}{7}} \right) = 7,781 \text{ kg/m}$$

Alternativamente, puede usarse la ayuda de diseño 2 (AD 2), con la que se obtiene

$$\frac{F}{bC_p} = 7,800 \text{ kg/m}$$

Obtención del coeficiente de empuje (en función de la relación de esbeltez)

Diámetro medio

$$\bar{d} = \frac{9.4 + 7.2}{2} = 8.3 \text{ m}$$

Relación de esbeltez

$$\frac{H}{d} = \frac{105}{8.3} = 12.65$$

Interpolando linealmente de la tabla 8, para $H/d = 12.65$, se tiene

$$C_p = 0.63$$

La fuerza total estática actuando en la chimenea es

$$F = 7,781 (8.3)(0.63) = 40,687 \text{ kg}$$

Cálculo del punto de aplicación de la fuerza

$$\bar{z} = \frac{bCp}{F} \int_0^H z p dz = \frac{1}{A_I + A_{II}} \left[p \int_0^{10} z dz + \int_{10}^H z p dz \right]$$

$$z_{II} = \frac{p_0 K}{A_{II} 10^{2/a}} \int_{10}^H z^{\frac{2+a}{a}} dz = \frac{p_0 K}{A_{II} 10^{2/a}} \frac{a}{2+2a} \left(H^{\frac{2+2a}{a}} - 10^{\frac{2+2a}{a}} \right)$$

Sustituyendo A_{II} y simplificando

$$z_{II} = \frac{2+a}{2+2a} \frac{\left(H^{\frac{2+2a}{a}} - 10^{\frac{2+2a}{a}} \right)}{\left(H^{\frac{2+a}{a}} - 10^{\frac{2+a}{a}} \right)} \quad \text{y} \quad z_I = 5 \text{ m}$$

Por otra parte

$$z = \frac{A_I z_I + A_{II} z_{II}}{A_I + A_{II}}$$

Sustituyendo datos

$$z_{II} = \frac{2+7}{2+2(7)} \frac{(105^{\frac{6}{5}} - 10^{\frac{6}{5}})}{(105^{\frac{1}{5}} - 10^{\frac{1}{5}})} = 61.8 \text{ m}$$

$$z = \frac{480(5) + 7,301(61.8)}{7,781} = 58.3 \text{ m}$$

Alternativamente, puede usarse la ayuda de diseño 3 (AD3), con lo que se obtiene $z = 58 \text{ m}$.

Excentricidad accidental vertical

$$e_a = \pm 0.05 H = \pm 0.05 (105) = \pm 5.25$$

Cálculo del momento de volteo estático

$$M = F(z + e_a) = 40,687 (58.3 + 5.25) = 2,586 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

B) CALCULO DE LOS EFECTOS DINAMICOS EN LA DIRECCION DEL VIENTO

Las características geométricas de la chimenea fueron tomadas de la referencia 60. El porcentaje del amortiguamiento crítico, también se basa en mediciones hechas en chimeneas. Por su parte el periodo de vibración en el modo fundamental se ha calculado con la expresión empírica recomendada en la misma referencia, para chimeneas de concreto:

$$T = \frac{1.4 H^2}{[3D(0) - D(H)]\sqrt{E_c}}$$

donde T está en segundos

$D(0)$ es el diámetro exterior inferior en m

$D(H)$ es el diámetro exterior superior en m

E_c es el módulo de elasticidad del concreto

2) Cálculo del factor de ráfaga. De la ecuación 52 se sabe

$$G = 0.46 + 9 \sqrt{\frac{Q}{C_z} \left(8 + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1$$

Cálculo de la velocidad del viento a 105 m de altura

$$V_H = 22.2 \sqrt{K C_z} = 22.2 \sqrt{1.6 (105/10)^{2/7}} = 39.3 \text{ m/s}$$

Cálculo de la frecuencia reducida

$$n_0 \frac{H}{V_H} = \frac{1}{1.85} \frac{105}{39.3} = 1.44$$

De la ayuda de diseño 6 (AD 6), y con $d/H = 8.3/105 = 0.08$ se tiene

$$S = 0.12$$

De la ayuda de diseño 7 (AD 7), se obtiene

$$b = 0.92$$

De la ayuda de diseño 9 (AD 9), se tiene

$$g = 1.75$$

Para la exposición A, se tiene $Q = 0.08$

$$C_z = (H/10)^{1/7} = (105/10)^{1/7} = 1.95$$

Sustituyendo

$$G = 0.46 + 1.75 \sqrt{\frac{0.08}{1.95} \left(0.92 + \frac{0.12(0.28)}{0.02} \right)} = 1.03$$

Por lo tanto la fuerza total considerando los efectos dinámicos para la dirección paralela a la dirección del viento será

$$F = 40,687 (1.03) = 41,908 \text{ kg}$$

El momento de volteo será

$$M = 2,586 (1.03) = 2,664 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

c) CALCULO DE LOS EFECTOS DINAMICOS CAUSADOS POR LA ACCION DE VORTICES ALTERNANTES EN LA DIRECCION NORMAL A LA DIRECCION DEL VIENTO

3) A partir de la ecuación 62 se sabe que

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.0048 V_{CR}^2 d$$

Velocidad crítica

$$V_{cr} = 5 n_o d = 5(0.5405) 7.5 = 20.2 \text{ m/s} = 72.9 \text{ km/hr}$$

Sustituyendo

$$F_L = \frac{0.28}{2(0.02)} 0.0048 (72.9)^2 7.5 = 1,339 \text{ kg/m}$$

$$F = 1,339 (105) = 140,619 \text{ kg}$$

COMPARACION DE RESULTADOS USANDO OTROS REGLAMIENTOS

EMPUJES PARALELOS A LA ACCION DEL VIENTO

	RDF-76	NBCC-80	PROPUESTA RDF-86
Fuerza total kg	105,783	42,555	41,908
Momento de volteo [ton-m]	7,410	2,480	2,664

EMPUJES NORMALES A LA ACCION DEL VIENTO

	NBCC-80	PROPUESTA RDF-86
Fuerza total [ton]	155	141

COMENTARIOS

- 1.- Este coeficiente de empuje considera tanto el empuje en barlovento como la succión en sotavento.
- 2.- Estos efectos dinámicos se toman en cuenta con un metodo estático-equivalente que consiste en multiplicar los efectos estáticos por un factor de ráfaga.
- 3.- Estos efectos dinámicos se consideran por medio de un metodo estático equivalente, en el que se considera una fuerza estática actuando a un tercio de la altura, medido desde su extremo superior.
- 4.- Nótese que en este tipo de estructuras es normalmente más importante el efecto de los empujes transversales que los empujes paralelos en la dirección del viento.
- 5.- En la aplicación del NBCC-80 se uso una velocidad de campo abierto con un tiempo de promediación horario, que conduce a que la velocidad en terreno suburbano sea la misma que la del RDF-86, para el mismo tiempo de promediación.

CONCLUSIONES

Se han descrito los principales efectos que el viento produce en las estructuras, se han dado las bases de los criterios de diseño edílico y se han propuesto procedimientos de diseño tanto para efectos estáticos como dinámicos. A continuación se resumen las principales ventajas que ofrecen estos procedimientos en comparación con los del Reglamento vigente:

Se recomienda el tener tres tipos de exposición, con los que se definen perfiles de la variación de la velocidad del viento con la altura más acordes con la rugosidad del sitio a diseñar, logrando así el alejarse de diseños conservadores. Se ha sugerido el uso de una expresión para calcular la presión del viento en un punto, de fácil aplicación, en la cual se tiene una presión básica, que se ve modificada por el tipo de exposición y por la altura sobre el terreno. Se hace una importante división en el proceso de diseño, teniéndose coeficientes de presión para el diseño de la estructura principal, y otros coeficientes para el diseño de los elementos de recubrimiento de la estructura. Para el primer caso los coeficientes sólo toman la acción del viento medio, mientras que para el segundo caso se toman en cuenta la acción de las rafagas. Se incluyen coeficientes de presión para casos que antes no se incluían como las

bardas y anuncios o como las antenas. Para superficies cilíndricas se dan coeficientes de presión con las que se puede calcular la variación de la presión en la periferia de la sección transversal. Para el diseño de los elementos de recubrimiento, los coeficientes de presión, en base a un criterio probabilístico, ahora están en función del área tributaria del elemento a diseñar. La acción de vientos turbulentos en estructuras esbeltas y de periodos de vibración largos, se toma ahora en cuenta por medio de un método estático equivalente basado en un procedimiento estocástico que toma en cuenta las características dinámicas de la estructura. Por último, se incluyen ayudas de diseño que facilitan la labor numérica del proceso de diseño. Los ejemplos han demostrado que los procedimientos ahora recomendados conducen a resultados más racionales y semejantes a los que proponen reglamentos avanzados en su parte de diseño por viento.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todos aquellos que proporcionaron su ayuda y estímulo en la preparación de este trabajo, sólo puedo ofrecerles aquí un reconocimiento inadecuado de mi aprecio. Asimismo, agradezco los comentarios que los ingenieros Oscar De Buen, Nefalí Rodríguez Cuevas y Jorge Sánchez Sesma hicieron del primer borrador de la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Viento del RDF-86. Aunque la mayoría de sus comentarios ya no pudieron formar parte de este trabajo, serán de gran ayuda en la preparación de la versión final de dicho documento. En particular, estoy profundamente agradecido con el Dr. Roberto Meli, por su dedicación y paciencia durante la dirección de este trabajo. También le agradezco las oportunidades que me ha brindado y la confianza que me ha tenido en el tiempo en que he sido su ayudante en el Instituto de Ingeniería. Por último quisiera agradecer a las autoridades de este Instituto el permitirme formar parte de su programa de becas, así como el poder presentar parte de mi trabajo de investigación como tema de tesis.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

- 1.- Ghiocel D. and Lungu D., WIND SNOW AND TEMPERATURE EFFECTS ON STRUCTURES BASED ON PROBABILITY, Abacus Press , Tunbridge Wells, Kent, 1975.
- 2.- Davenport A. G., GUST LOADING FACTORS, Journal of the Structural Division. ASCE. Vol. 93, No. ST3, June 1967, pp 11-34.
- 3.- Sherlock R.H., VARIATION OF WIND VELOCITY AND GUSTS WITH HEIGHT, Transactions of the ASCE. Vol.78, No.126, 1952, pp 463-448.
- 4.- REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS, Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 400. México D.F.. 1977.
- 5.-MANUAL DE DISEÑO POR VIENTO Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería. UNAM. Publ. 407, México D.F., 1977.
- 6.-De Buen y L. de H. O., EL DISEÑO POR VIENTO DE EDIFICIOS ALTOS Y EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia Mich., Marzo 1982.
- 7.-Rascón O.A. y Brito R., DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA DE LAS VELOCIDADES PARA EL DISEÑO EOLICO DE ESTRUCTURAS EN LA CIUDAD DE MEXICO. Instituto de Ingeniería, UNAM. Publ. 481. México D.F..Sept. 1984.
- 8.-NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA 1980, National Research Council of Canada. Associate Committee on the National Building Code. Ottawa NRCC 17303. 1980.
- 9.-MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES ANSI A58.1. American National Standards Institute, Washington, December 1981.
- 10.-Comisión Federal de Electricidad. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Sección C, Tema 1, Capítulo 4 Diseño por Viento. México D.F., 1981.
- 11.-Rodríguez Cuevas N., MOTIONS GENERATED BY WIND STRUCTURE INTERACTION. Fluid Structure Interaction, Instituto de Ingeniería. UNAM. Julio 1985. pp 53-95.

- 12.-Simiu E. and Scanlan R.H.. WIND EFFECTS ON STRUCTURES, Wiley Interscience, New York. 1978.
- 13.-Rodríguez Cuevas N.. INTERACCION VIENTO ESTRUCTURA, Conferencia dictada en el Instituto de Ingeniería ,agosto 1985.
- 14.-Simiu E.. LOGARITHMIC PROFILES AND DESIGN WIND SPEEDS, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, No. EMS, oct. 1973.
- 15.-Cermak J.E., APPLICATIONS OF FLUIDS MECHANICS TO WIND ENGINEERING - A FREEMAN SCHOLAR LECTURE, Transactions of the ASME, Journal of the Fluid Engineering, ASME, Vol. 97, No. 1, March 1975, pp 9-38.
- 16.-Rodríguez Cuevas N.. PERIODICIDAD EN EL MOVIMIENTO DE EL AIRE, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 327, Enero 1974.
- 17.-Vallozzi J. and Cohen E.. GUST RESPONSE FACTORS, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST6, June 1968, pp 1295-1313.
- 18.-Cook N.J., PERFORMANCE OF BUILDING IN THE UNITED KINGDOM, Engineering Structures. Vol. 6. October 1984, pp 242-255.
- 19.-Metha K.C.. WIND INDUCED DAMAGE OBSERVATIONS AND IMPLICATIONS FOR DESIGN PRACTICE, Engineering Structures, Vol. 6. October 1984, pp 242-247.
- 20.-Minor J.E. and Metha K.C.. WIND OBSERVATIONS AND IMPLICATIONS, Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. ST11, Nov. 1979.
- 21.-Minor J.E., Beason W.L. and Harris P.L., DESIGNING FOR WINDBORNE MISSILES IN URBAN AREAS, Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST11, Nov. 1978.
- 22.-Rodríguez Cuevas N.. TURBULENCIA DEL AIRE Y SUS EFECTOS EN ESTRUCTURAS, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 329, Enero 1974.
- 23.-Rodríguez Cuevas N.. DESPLAZAMIENTO DE ESTRUCTURAS SIMPLES BAJO LA ACCION DE VIENTOS MAXIMOS REGISTRADOS EN LA CIUDAD DE MEXICO, Ingeniería, Vol XLI, Num. 1, Ene-Mar 1971, pp 53-68.
- 24.-Davenport A.G., THE REPRESENTATION OF THE DYNAMIC EFFECTS OF TURBULENT WIND BY EQUIVALENT STATIC LOADS, Proceedings of the 1985 International Engineering Symposium on Structural Steel, Chicago, May 1985.

- 25.-Rodríguez Cuevas N., SIMULACION DE LA ACCION TURBULENTA DEL VIENTO EN LAS VIBRACIONES LONGITUDINALES DE EDIFICIOS ALTOS. Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puebla. Nov. 1983. pp 227-236.
- 26.-Farquharson F.B., STRUCTURES SUBJECT TO OSCILLATION. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 84, No. ST7. July 1958. pp 1712.1-1712.13 .
- 27.-Meli Piralla R., DISEÑO ESTRUCTURAL. Editorial Limusa, Primera edición. México D.F. 1985. pp 201-225.
- 28.-Meli Piralla R., BASES PARA LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 375. Junio 1976.
- 29.-WIND FORCES ON STRUCTURES. Transactions of the ASCE, Paper No. 3269, Vol. 126, part II, 1961, pp 1124-1198.
- 30.-Thom H.C.S., DISTRIBUTIONS OF EXTREME WINDS ON THE UNITED STATES. Transactions of the ASCE, Vol. 126, part II, 1961.
- 31.-Rodríguez Cuevas N., APLICACION DE LA ESTADISTICA DE EXTREMOS A LA DETERMINACION DE LAS VELOCIDADES DEL VIENTO PAR DISEÑOS ESTRUCTURALES. Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 105. Mexico D.F., Octubre 1964.
- 32.-Benjamin J.R. y Cornell C.A., PROBABILIDAD Y ESTADISTICA EN INGENIERIA CIVIL. Editorial McGraw Hill, 1a edición, Colombia 1981. pp 277-280.
- 33.-Aguirre J., Sánchez Sesma J. y Villegas A., LAS VELOCIDADES MAXIMAS DEL VIENTO EN MEXICO. IV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León Gto., marzo 1984.
- 34.-Wen Y.K., WIND DIRECTION AND STRUCTURAL RELIABILITY, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST4, April 1983. pp 1028-1041.
- 35.-Wen Y.K., WIND DIRECTION AND STRUCTURAL RELIABILITY II, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 6, June 1984. pp 1253-1264.
- 36.-Rodríguez Cuevas N., MEDICION DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO SOBRE EL EDIFICIO PRISMA. Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 346. Enero 1975.
- 37.-Council on Tall Buildings, Committe 9, 1980, WIND LOADING AND WIND EFFECTS, Chapter CL-3, Volume Tall Building

Criteria and Loading of Monograph on Planning and Design of Tall Buildings. ASCE. pp 143-248.

- 38.-Mayne J.R., and Walker G.R., THE RESPONSE OF GLAZING TO WIND PRESSURE. Building Research Establishment Current Paper 44/76. June 1976.
- 39.-Woodruff G.B. and Kozak J.J., WIND FORCES ON STRUCTURES: FUNDAMENTAL CONSIDERATIONS. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 84, No. ST4. July 1958, pp 1709.1-1709.11.
- 40.-Newberry C.W., Eaton K.J. and Mayne J.R., WIND LOADING OF A TALL BUILDING IN A URBAN ENVIRONMENT - A COMPARISON OF FULL SCALE AND WIND TUNNEL TESTS. Building Research Establishment Current Paper 59/68, August 1968.
- 41.-MEASUREMENTS OF WIND PRESSURE ON WORLD PRESSURE ON WORLD TRADE CENTER BUILDING IN TOKYO. Proceedings of the II US Conference on Wind Research, Colorado State University, 1975.
- 42.-Newberry C.W., Eaton K.J. and Mayne J.R., WIND LOADING ON TALL BUILDINGS - FURTHER RESULTS FROM ROYEX HOUSE, Building Research Establishment Current Paper 29/73, August 1973.
- 43.-Dalglish W.A., WIND MEASUREMENTS ON A 57 - STOREY OFFICE TOWER. Proceedings of the II US Conference on Wind Research, Colorado State University, 1975, pp 11.17.1-11.17.2.
- 44.-Rodríguez Cuevas N., EMPUJE DE VIENTO SOBRE UNA PLACA, Ingeniería, Vol. XLIV, Num. 2. Abril-Junio 1974, pp 143-149.
- 45.-Marchman J.F. and Werne T.D., MUTUAL INTERFERENCE DRAG ON SIGNS AND LUMINAIRES. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST10, October 1982, pp 2235-2244.
- 46.-Comisión Federal de Electricidad, MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Sección C, Tema 3, Capítulo 4 Torres de Enfriamiento, México, D.F. 1981, pp 2.4.19-2.4.24.
- 47.-Peterka J.A. and Cermak J.E., WIND PRESSURES ON BUILDINGS - PROBABILITY DENSITIES. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST6, June 1975, pp 1255-1267.
- 48.-Greenway H.E., ESTIMATES OF PEAK WIND LOADS ON CLADDING PANELS. Engineering Structures, Vol 2, April 1980, pp 74-80.

- 49.-Reed D.A. and Simiu E., WIND LOADING AND STRENGTH OF CLADDING GLASS. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 110, No. 4, April 1984, pp 715-729.
- 50.-Dalglish A.W., STATISTICAL TREATMENT OF PEAK GUSTS ON CLADDING, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST9, September 1971, pp 2173-2187.
- 51.-Sadeh W.Z. and Cermak J.E., TURBULENCE EFFECT ON WALL PRESSURE FLUCTUATIONS. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 98, No. EM6, December 1972, pp 1365-1379.
- 52.-Metha K.C., WIND LOAD PROVISIONS ANSI # A58.1 - 1982, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 110, No.4, April 1984, pp 769-784.
- 53.-Stathopoulos T., FLUCTUATING WIND PRESSURES ON LOW BUILDINGS ROOFS. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 109, No. 1, January 1983, pp 266-271.
- 54.-Stathopoulos T., WIND LOADS ON EAVES OF LOW BUILDINGS, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST10, October 1981, pp 1921-1933.
- 55.-Stathopoulos T., ADVERSE WIND LOADS ON LOW BUILDINGS DUE TO BUFFETING. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 10, October 1984, pp 2374-2392.
- 56.-UNIFORM BUILDING CODE. International Conference of Building Officials, 5360 South Workman Mill Road, Whittier, California, pp 131-132.
- 57.-Lui H. and Saathoff, INTERNAL PRESSURE AND BUILDING SAFETY. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST10, October 1982, pp 2223-2233.
- 58.-Craig R.R., STRUCTURAL DYNAMICS, John Wiley and Sons, 1st edition, New York, 1981, pp 76-83.
- 59.-Chopra A.K., DYNAMICS OF STRUCTURES - A PRIMER, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley 1981, pp 25-31.
- 60.-Comisión Federal de Electricidad, MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Sección C, Tema 2, Capítulo 7 Chimeneas, pp 2.7.17-2.7.23.
- 61.-Wittman F.H. and Schneider F.X., FULL SCALE MEASUREMENTS TO STUDY WIND INDUCED VIBRATIONS OF DIFFERENT STRUCTURES, Proceedings of the II US Conference on Wind Research, Colorado State University, 1975, pp 11.19.1-11.19.3.

- 62.-Schnabel W., FIELD AND WIND TUNNEL MEASUREMENTS OF WIND PRESSURES ACTING ON A TOWER. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 8, No. 1, July 1981, pp 73-91.
- 63.-Scruton C. and Flint A.R., WIND EXCITED OSCILLATIONS OF STRUCTURES. Proceedings of The Institution of Civil Engineers, London, April 1964, pp 673-702.
- 64.-Buresti G., THE EFFECT OF SURFACE ROUGHNESS ON THE FLOW REGIME AROUND CIRCULAR CYLINDERS, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 8, No. 1, July 1981, pp 105-114.
- 65.-Irish K. and Cochrane R.G., WIND-INDUCED OSCILLATION OF CIRCULAR CHIMNEYS AND STACKS, The Structural Engineer, Vol. 49, No. 6, June 1971, pp 255-259.
- 66.-Hansen S.O., CROSS-WIND VIBRATIONS OF A 130 M TAPERED CONCRETE CHIMNEY. Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 8, No. 1, July 1981, pp 145-155.
- 67.-Tallin A. and Ellingwood B., SERVICEABILITY LIMIT STATES: WIND INDUCED VIBRATIONS. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 10, October 1984, pp 2424-2437.
- 68.-Wyatt T.A. and Best G., CASE OF STUDY OF THE DYNAMIC RESPONSE OF A MEDIUM-HEIGHT BUILDING TO WIND-GUST LOADING. Engineering Structures, Vol. 6, October 1984, pp 256-261.
- 69.-Meli R. y Olivares A., ALBERCA Y GIMNASIO OLIMPICOS: EFECTOS DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA-MODELOS FLEXIBLES, Ingeniería, Vol XXXVIII, Num. 4, Octubre 1968, pp 575-593.
- 70.-Wyatt T.A., A REVIEW OF WIND LOADING SPECIFICATIONS, The Structural Engineer, Vol. 49, No. 5, May 1971, pp 227-234.
- 71.-Bayar D.C., DRAG COEFFICIENTS ON LATTICED TOWERS, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 112, No. 2, February 1986.
- 72.-NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO POR VIENTO SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. Primer borrador de la nueva versión, Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero 1986.