



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGÓN"

INGENIERÍA CIVIL

**MARCO TEÓRICO PARA EL ANÁLISIS DE UNA
TENSO-ESTRUCTURA BAJO LA ACCIÓN DEL VIENTO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

HERNÁN SILES NAVARRETE

DIRECCIÓN DE TESIS:

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

Y

DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

Febrero del 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Ing. Gustavo Adolfo Jiménez Villegas

Secretario: Ing. Ricardo Heras Cruz

Vocal: Dr. Roberto Gómez Martínez

1^{er}. Suplente: Ing. Arturo Macías Ferreira

2^{do}. Suplente: M. en I. Mario Sosa Rodríguez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTORES DE TESIS:

DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA Y DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis está dedicada a mis Padres María del Carmen Navarrete Urbina y Jorge Siles Martínez, a quienes agradezco de todo corazón por su amor, cariño y comprensión.

Agradezco al Dr. Roberto Gómez Martínez por el apoyo dado durante el tiempo que estuve haciendo la tesis.

Agradezco al Dr. Adrian Pozos Estrada por la ayuda, el tiempo y consejos durante el trabajo de tesis.

Agradezco a mi novia María Loreley por su amor y tiempo que ha compartido a mi lado durante todo este tiempo.

Agradezco a la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO por la formación académica que recibí en los años que estude mi carrera.

Agradezco al INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM por el apoyo durante mi estancia en esta.

También dedico este trabajo a un amigo Miguel† que fue inspiración para llevar a cabo esta tesis.

INDICE

Introducción	1
1. Aspectos básicos de las tenso-estructuras	6
1.1 Membranas	6
1.1.1 Membrana sin pretensado	6
1.1.2 Membranas pretensadas planas	7
1.1.3 Membrana pretensada, con curvatura	8
1.2 Redes de cables	8
1.2.1 Redes planas de cables	8
1.2.2 Redes de cables, no pretensadas	9
1.2.3 Redes de cables, pretensadas	10
1.2.4 Redes de cables, cerradas	11
1.2.5 Redes de cables, abiertas	11
a) Redes de cables entre superficies de reacción	12
b) Red de cables, tubular	12
c) Red abierta entre puntos firmes	13
d) Red de cables entre cuatro puntos firmes	14
e) Red de cables entre varios puntos firmes	14
1.3 Otros sistemas	15
1.3.1 Redes onduladas	16
1.3.2 Redes de cables sostenidas y compuestas	17
1.4 Clasificación general de acuerdo a la geometría	18
1.5 Tipos de anclajes	21
1.6 Materiales para cables, cubiertas	24
2. Efectos del viento sobre las tenso-estructuras	25
2.1 Capa límite terrestre normalizada	25
2.2 Normativa mexicana para el estudio del viento sobre estructuras	27
2.2.1 Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Viento	27
2.2.2 Manual de Obras Civiles para el Diseño por Viento	30
2.3 Turbulencia	37
2.4 Normativa para la acción del viento sobre las tenso-estructuras	39
3. Marco teórico para el análisis de una tenso-estructura	43
3.1 Consideraciones de análisis	43
3.1.1 Cargas en tenso-estructuras	43
3.1.2 Combinaciones de carga	44
3.1.3 Carga de viento en tenso-estructuras	45
3.2 Cargas dinámicas en tenso-estructuras	50
3.2.1 Análisis de vibraciones libres	50
3.2.2 Factor de ráfaga	52
3.2.2.1 Factor de ráfaga propuesto en códigos o normas de diseño	55

3.2.2.2 Factor de ráfaga mediante pruebas en túnel de viento	58
4. Ejemplo de aplicación	61
4.1 Descripción del modelo	61
4.2 Geometría de los cables y materiales	61
4.3 Localización de la velaría	63
4.4 Revisión de la estructura ante cargas de viento con el MOC (2008)	63
4.4.1 Cálculo de la presión del viento medio	63
4.5 Análisis de resultados	68
5. Conclusiones	72
Bibliografía	73

Introducción

Las membranas tensadas son tan antiguas como el hombre nómada primitivo (30,000 años A.C.). Es entonces donde comienza la historia de las cubiertas de membranas tensadas y su evolución, desde las tiendas antiguas hasta las tensoestructuras empleadas en la actualidad. Las tiendas antiguas fueron empleadas por diversas culturas primitivas, encontrándose así una gran variedad de representaciones de su apariencia. Por ejemplo, durante la época glacial (20,000 A.C.), en las tundras de Irkutsk (Siberia) se encontraron vestigios de que los cazadores del Paleolítico empleaban tiendas cónicas parecidas a las empleadas en tiempos recientes por los indios norteamericanos, denominadas “tipis”, las cuales son cónicas, con mástiles dispuestos circularmente, enterrados en el suelo y unidos por la punta con una cuerda con nudos especiales, como se muestra en la Figura 1(Sánchez, 2005).

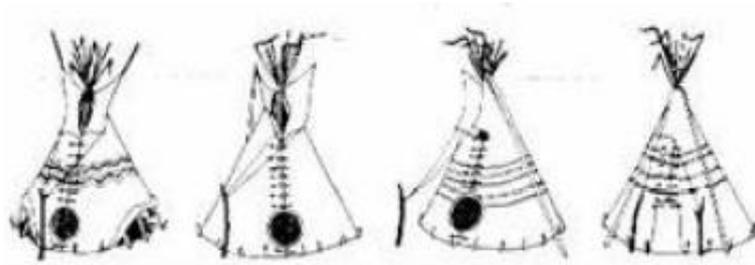


Figura 1. Tiendas empleadas por los indios norteamericanos

También, en Mesopotamia existieron tiendas con dos formas definidas:

- Tienda redonda con un solo mástil central
- Tienda alargada con dos mástiles

Otros ejemplos de tiendas son las empleadas en las campañas guerreras de Senaquerib (705-681 A.C.), las cuales constaban de apoyos de barras de madera y piel tensada sobre éstos. En Egipto (275 A.C.) se empleaban tiendas con mástiles de cedro y capiteles de palmera, sosteniendo tejidos en telares (tal vez fibra de

lino). Las tiendas militares romanas (siglo II) y campamentos de tiendas de legionarios romanos (siglo I) eran de lonas tensadas sostenidas por barras de madera, en algunos casos, las lonas eran de piel. Los esquimales (siglo XVIII) en verano usaban tiendas cónicas de piel de foca, sostenidas por un armazón de barras y el borde sujeto por piedras. En los casos anteriores, las pieles eran las membranas que cubrían los espacios entre apoyos. Posteriormente, las pieles fueron remplazadas por telas, las que llegaron a cubrir grandes superficies. Entre la más antigua y de la cual se tiene registro está la descrita en la Biblia “Éxodo 26”, cuya forma rectangular era de 16 por 15 m (Sánchez, 2005).

Las tiendas de los pueblos nómadas de todos los continentes (mongoles, árabes, indios americanos, etc.) permanecen en nuestros días. Formalmente las tiendas que tienen la apariencia más moderna son las de los pueblos árabes llamadas “jaimas”, como se aprecia en la Figura 2 (Sánchez, 2005).

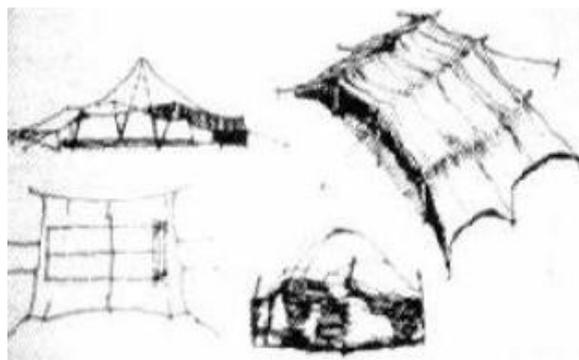


Figura 2. Tiendas empleadas por los pueblos árabes (jaimas)

La tienda beduina¹, la cual se adapta perfectamente a las condiciones del desierto, tiene el techo bajo y forma aerodinámica, de manera que evita los embates del viento. En este tipo de tienda, la madera casi no se emplea, los tensores son indispensables y

¹ El nombre **beduiko** proviene del idioma árabe (بدوي) *bedawi* o *badawi*, que significa *morador del desierto* de (بدو) *bedu* o *badw* en lengua vulgar: allí donde no existe población fija, es decir, el desierto. Se da el nombre de beduinos a los árabes nómadas que viven en los desiertos de Arabia Saudita, Siria, Jordania, Irak e Israel. Son originarios de la península Arábiga. En el siglo VII, con las conquistas árabes, se expandieron por el norte de África (Egipto, Argelia, Libia, Malí, Túnez). Los beduinos actuales están organizados en tribus que hablan el badawi, y se consideran descendientes del pueblo árabe.

de gran longitud. La cubierta está sostenida por pocos elementos, algunos comprimidos y otros tensionados. La tienda beduina tiene telas que sólo cierran el espacio, los tensores y puntales son indispensables para dar la forma. Existe una gran afinidad entre esta cubierta y la moderna (membrana pretensada), ya que ambas resuelven los mismos problemas:

- Resistir el viento.
- Asumir una configuración estática óptima con la menor cantidad de material.
- Emplear telas resistentes.
- Ser de fácil montaje.

Es posible esquematizar como una malla de hilos el material de la membrana y analizar su comportamiento con base en sus características físicas. Como se muestra en la Figura 3.a, el sistema se constituye de dos hilos, un hilo atravesando sobre el que se pretende estabilizar, con curvatura inversa y anclándolo, teniendo en cuenta que los dos están en planos verticales y perpendiculares entre sí. La solución anterior permite estabilizar el punto de intersección de los hilos. Si a partir de estos hilos se requiriera una estructura de cubierta de cables, deberán agregarse dos cables estabilizadores más (Figura 3.b), todos formando un ángulos de 90° con respecto al primero, paralelos al segundo y contenidos todos en planos verticales.

En la Figura 3.c se agregan hilos en la primera dirección anclados en los que se tendieron en segundo término de la Figura 3.a. Unificando el anclaje de los segundos obtendremos una superficie, en la que en cada punto se cruzan dos cables de curvatura opuesta, una hacia arriba y otra hacia abajo. Los cables ejercen tensión entre sí (Sánchez , 2005).

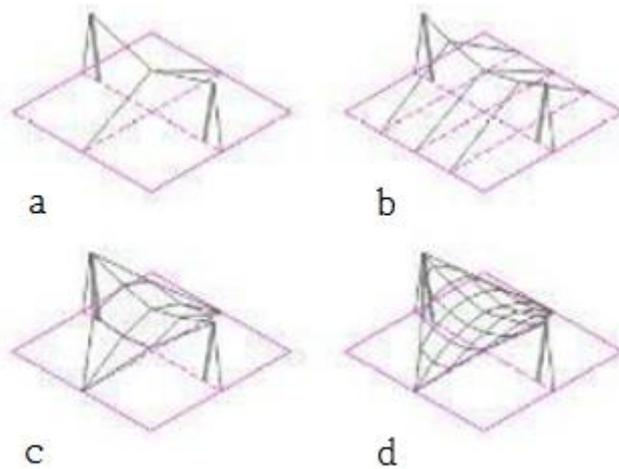


Figura 3. Esquema del material de membrana como una malla de hilos

Si deseáramos una superficie continua, agregaríamos cables, hasta generar un “tejido” como se ve en la Figura 3.d. Cuando se tensa cada uno de los cables de la red, se incrementa la presión en cada nudo, la que si fuera de una magnitud adecuada ayudaría a estabilizar la red de cables bajo la acción de cargas. Como consecuencia del proceso elegido para su pretensado, que tiene la doble curvatura, esta estructuración es rígida, y poco deformable ante la acción de cargas de alta intensidad (Sánchez, 2005).

Existen actualmente estructuras deformables a base de membranas y cables a tensión, que por sus características dinámicas y geometrías son conocidas como lonarias, tenso-estructuras o velarias, susceptibles a los efectos dinámicos del viento. Son populares, ya que pueden cubrir grandes claros y al mismo tiempo satisfacen la estética de un gran número de proyectos (Sánchez, 2005).

Este tipo de estructuras pueden adoptar un gran número de formas geométricas. Año con año se presentan fallas en estas estructuras debido a la mala disposición de la membrana y a los efectos del viento. Para el diseño de este tipo de estructuras es necesario considerar lo dispuesto en el proceso constructivo, así como los efectos

fuerzas accidentales, tales como el viento. Aunado a los requisitos normativos resulta de interés llevar a cabo un estudio analítico de los efectos del tensado de las velarias. Lo anterior representa el principal objetivo de esta tesis (Sánchez, 2005).

En el capítulo 1 se muestran los aspectos básicos de las tenso-estructuras. También se muestra la clasificación de éstas debido a su forma geométrica.

Los aspectos estructurales de las tenso-estructuras se describen en el capítulo 2.

En el capítulo 3 se describe la estructuración de un módulo de una tenso-estructura de gran claro localizada en la República Mexicana. Este módulo es empleado en el capítulo 4 para elaborar un modelo matemático y verificar los efectos del tensado de los cables de dicho módulo.

Con base en los antecedentes presentados y los análisis realizados, las conclusiones obtenidas se presentan al final de esta tesis.

1. Aspectos básicos de las tenso-estructuras

Las siguientes secciones describen los elementos más importantes de las tenso-estructuras.

1.1 Membranas

La membrana es un elemento estructural comúnmente empleada como cubierta colgante. Una característica importante de este elemento estructural es que sólo admite esfuerzos de tensión. Las cubiertas colgantes pueden clasificarse de acuerdo con su geometría y el grado de tensado de éstas. A continuación se describen los tres grandes grupos en los que pueden clasificarse (Frei, 1958).

1.1.1 Membrana sin pretensado

Este tipo de membrana es la forma más simple que se puede concebir. Con base en dos líneas de apoyo, la membrana se deforma adoptando la forma de una silla de descanso, como se muestra en la Figura 1.1. Algunas de las características de este tipo de membrana son su ligereza y su gran flexibilidad, y en consecuencia son sumamente sensibles a cargas con cambios súbitos de magnitud, como son las cargas del viento (succión o compresión) (Frei, 1958).

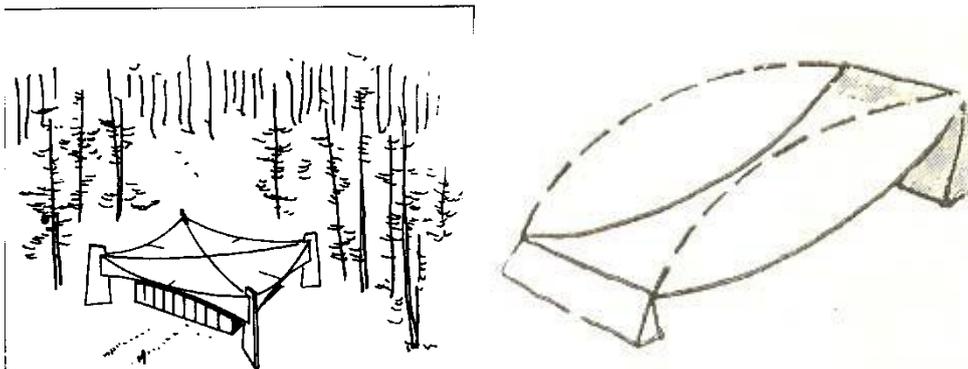


Figura 1.1. Membrana sin pretensado

Algunos ejemplos de este tipo de membranas incluyen:

- Membranas ligeras (“planchas” y telas)
- Membranas cónicas (suspendidas de un anillo para dar la forma cónica)
- Membranas esféricas de cúpula invertida (en forma de paraguas)

1.1.2 Membranas pretensadas planas

Este tipo de configuración se obtiene al tensar la membrana hasta formar una superficie plana. En este tipo de membrana la deformación debida al peso propio es recuperada por la tensión. Al igual que la membrana sin pretensado, este tipo de membrana es susceptible a los efectos del viento. Algunos efectos ocasionados por el viento se enumeran a continuación (Frei, 1958):

1. Oscilación suave y rápida que es ocasionada por remolinos de viento que recorren la superficie de la membrana.
2. Ráfagas que inciden en los bordes de las membranas y que alteran el estado de presiones y succiones.

La Figura 1.2 muestra una ilustración de una membrana pretensada plana.

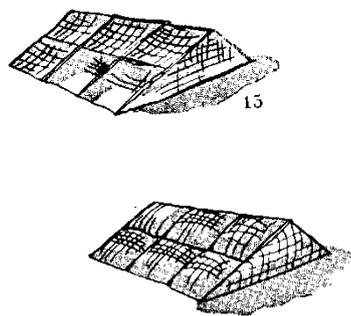


Figura 1.2. Membrana pretensada plana

1.1.3 Membrana pretensada, con curvatura

Este tipo de membrana es tensada en varias direcciones, con curvatura positiva o negativa, dependiendo de su dirección. Ofrece mayor rigidez y resistencia, ya que su curvatura se mantiene al estar sometida a las cargas ocasionadas por el viento (Frei, 1958).

La siguiente figura muestra una membrana pretensada con curvatura. Se observa la curvatura que adopta la membrana con ayuda de elementos de anclaje y postes.



Figura 1.3. Membrana pretensada con curvatura

1.2 Redes de cables

Otro tipo de cubierta que se puede mencionar es la construida a base de redes de cuerdas. Esta cubierta trabaja a tensión en todas sus direcciones. Las siguientes secciones resumen los tipos de redes de cuerdas más comunes (Frei, 1958).

1.2.1 Redes planas de cables

Este tipo de red requiere una tensión muy grande para ser rigidizada. Rara vez es empleada como elemento estructural y por ende solo se han empleado como

dispositivos de protección y de seguridad. La Figura 1.4, muestra un ejemplo de una red plana de cables (Frei, 1958).



Figura 1.4. Red de cables plana

1.2.2 Redes de cables, no pretensadas

Este tipo de red está libremente colgada de sus apoyos. Los cables se curvan (en forma catenaria) en cualquiera de sus direcciones. Las redes deben ser pesadas o tener mallas de un material suficientemente rígido. La deformada de la red de cables depende del peso propio de sus elementos (Frei, 1958). Ejemplos del empleo de las redes de cables no pretensadas se muestran en la siguiente figura:

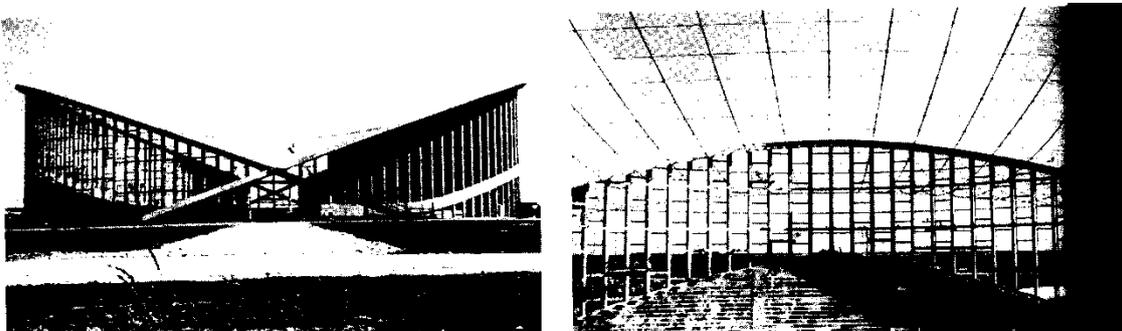


Figura 1.5. Ejemplos de redes de cables no pretensadas

1.2.3 Redes de cables, pretensadas

Este tipo de red se genera cuando los cables de la red son tensados. La tensión permite obtener configuraciones geométricas de la red de cables diferentes a las ocasionadas por el peso propio de los cables. Gracias a la tensión que se genera entre los cables, este tipo de red es rígida y poco deformable bajo la acción de fuerzas perturbadoras (Frei, 1958). Estas redes de cables pretensadas se emplean como armazón en la superficie de cubiertas colgantes, como se muestra en la Figura 1.6.

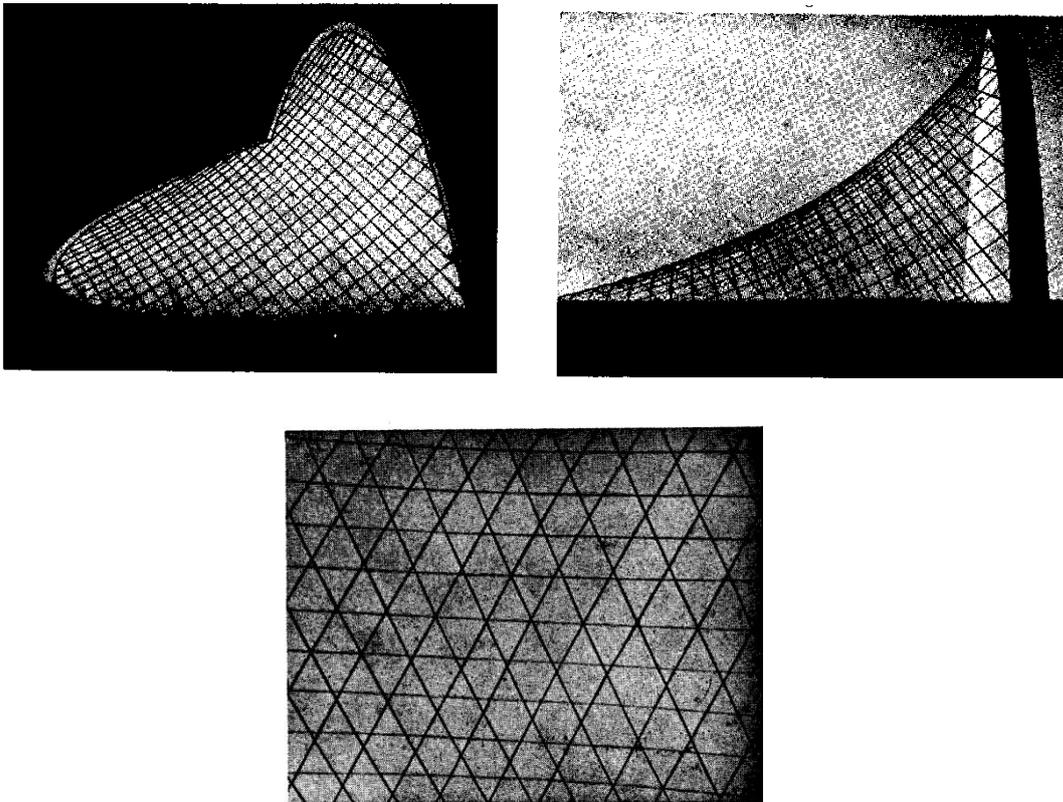


Figura 1.6. Red de cables pretensada

1.2.4 Redes de cables, cerradas

Es una red que se teje sobre un contorno lineal cerrado ya sea de madera, acero o de concreto. Un ejemplo es la Arena de Raleigh "Otto, 1958" que consta de una red de cuerdas que cuelga de dos arcos parabólicos de concreto armado. Los arcos reciben las cargas de las cuerdas y las concentran en los puntos donde se éstos se cruzan.

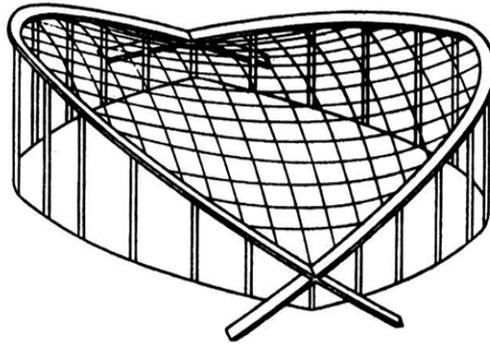


Figura 1.7. Sistema fundamental de la Arena de Raleigh

1.2.5 Redes de cables, abiertas

Es aquella que se encuentra entre superficies de apoyo o reacción, la red recibe el nombre de abierta. Los cables abiertos tienen cables de relinga o relingas (cables de las orillas) a las cuales se amarran otros cables que reciben los cables soportantes (Frei, 1958).

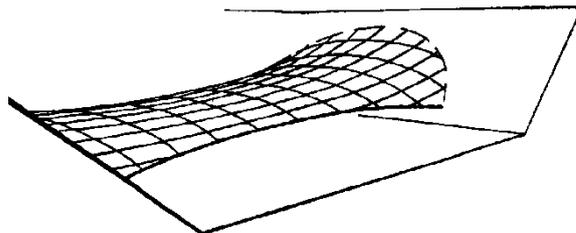


Figura 1.8. Red de cuerdas entre las laderas de un valle (los esfuerzos de las cuerdas tensoras son recogidos por las cuerdas de relinga (cable de la orilla))

a) Redes de cables entre superficies de reacción

Para este caso las relingas recogen casi todos los cables tensores; la red puede dejarse abierta o cerrarse. Se recomienda colocar pequeños bloques de concreto empotrados en el suelo o puntos de las paredes de edificio en los puntos de reacción (Frei, 1958). Este tipo de red de cables se puede tender entre grandes macizos de reacción como son bloques de concreto en el suelo o en paredes, como se muestra en la figura la Figura 1.9., donde una gran nave industrial con los lados abiertos, sin paredes. La construcción toca el piso en unos cuantos puntos.

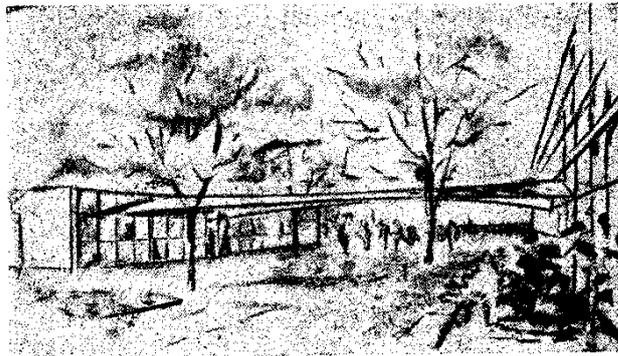


Figura 1.9. Cubierta para un patio escolar abierto.

b) Red de cables, tubular

La red de los cables tensores se une a anillos para sostener o hacer pasar y proteger cables móviles, los que deben salvar grandes distancias sin apoyos intermedios (Frei, 1958). La Figura 1.10 muestra un ejemplo de una red de cables tubular.

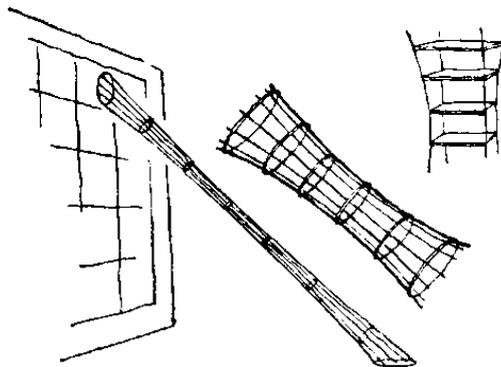


Figura 1.10. Red de cables tubular

c) Red abierta entre puntos firmes

Su forma se asemeja a un paraboloides hiperbólico y se apoya en puntos firmes, como se muestra en las siguientes figuras (Frei, 1958):

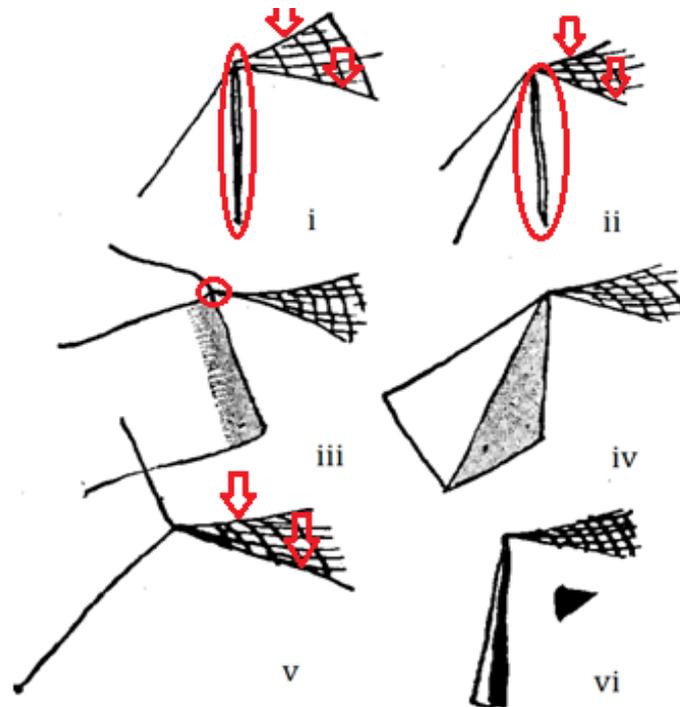


Figura 1.11. Diversos modos de realizar puntos firmes

- i. Una barra de compresión y cables de tensión, de los cuales dos pueden ser de relinga de la red.
- ii. Una barra de compresión con cables de tensión. En este caso, dos de los cables pueden ser de relinga de la red.
- iii. Fijación a la ladera de un monte para aprovechar los accidentes del terreno.
- iv. Empleo de una pirámide de contrapeso.
- v. En un nudo libre al cual concurren cuatro cables de tensión, no situados en el mismo plano. Dos de ellos pueden ser relingas de la red.
- vi. Apoyos empotrados en cimientos.

d) Red de cables entre cuatro puntos firmes

Es la más simple de todas las redes, con forma de silla de montar o paraboloides hiperbólicos. Esta red se extiende entre cuatro puntos (entre tres puntos no es posible, ya que tres puntos siempre están en un plano).

Los cuatro puntos se unen con relingas. Consideraciones geométricas obligan a que se genere un curso continuo de tensiones en los cables, por lo que no se pueden conformar arbitrariamente (Frei, 1958).

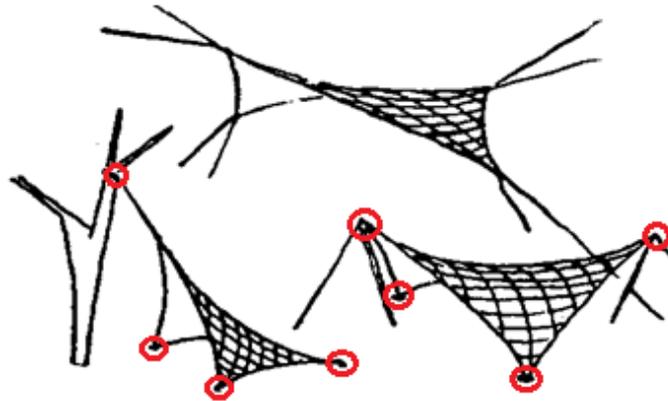


Figura 1.12. Redes de cuerdas entre cuatro puntos. A la izquierda, tres puntos bajos y uno alto; a la derecha, dos puntos bajos y otros dos altos; arriba, en el centro, red libremente tendida en el espacio.

e) Red de cables entre varios puntos firmes

La forma de la red cambia al aumentar el número de puntos. Entre dos puntos bajos y un mayor número de puntos firmes altos, se enlazan entre sí con cuerdas de relinga (Frei, 1958). En la siguiente figura se aprecia cómo pueden intercalarse más puntos para tener una forma muy parecida a la cubierta de Arena de Raleigh.

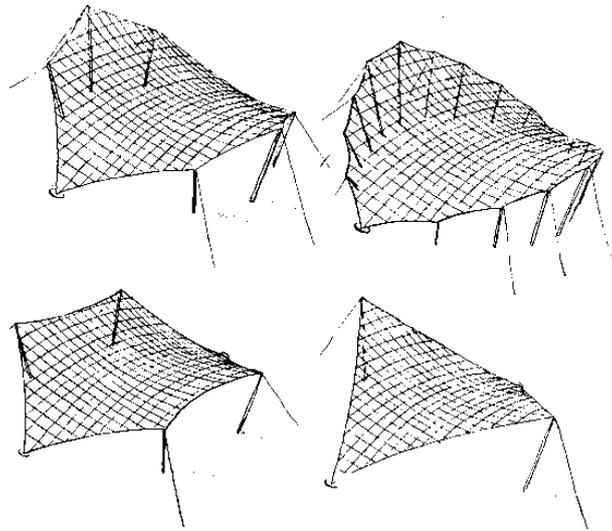


Figura 1.13. Redes de cuerdas entre dos puntos bajos y varios puntos elevados. Abajo, a la derecha, la red de cuerdas más simple entre cuatro puntos. Abajo, a la izquierda, dos puntos bajos y cuatro altos. Arriba, a la izquierda, dos puntos bajos y seis altos. Arriba, a la derecha, dos puntos bajos y múltiples puntos altos.

Se observa de la figura lo variada que puede ser este tipo de red de cables entre puntos firmes. Es difícil determinar la posición de los puntos firmes en la red de cuerdas. No es fácil evitar puntos críticos en los que la red de cuerdas tenga poca curvatura. El punto crítico se da junto al borde de la red de cables que une los puntos a una misma altura, pero se puede evitar esta situación con la ayuda de modelos físicos.

1.3 Otros sistemas

Hay otros sistemas en los que cada cable portante y cada cable tensor cuelgan de dos puntos de apoyo. Al fijar a un punto de apoyo los extremos de los cables, se obtiene una red idónea para utilizar como superficie de cubierta. Este sistema de cable se logra con un gran número de postes, considerando que el extremo de cada cable se fija al punto de apoyo. Los extremos de los postes se unirán unos con otros, y no importará el lugar donde éstos sean colocados. Es mejor ubicar los postes en puntos de unión de los cables portantes o carga y cables tensores. La siguiente figura muestra un esquema de este tipo de sistema:

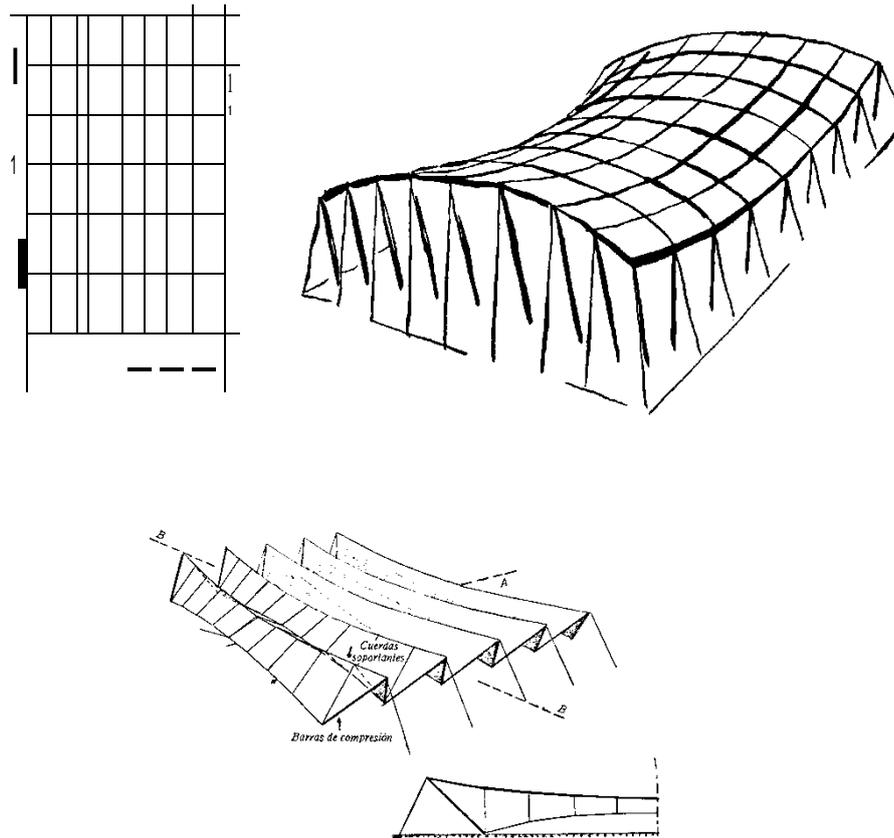


Figura 1.14. Sistemas alternativos

1.3.1 Redes onduladas

Pueden cubrir grandes extensiones de terreno donde se requieren formas alargadas y de gran altura. El cable tensor, no tiene una posición transversal con respecto a la de las líneas de carga, que es paralelo a éstas. Un cable tensor se alterna con otro de carga (Frei, 1958). La curvatura hacia arriba es característica del cable portante, mientras que la cuerda tensora tiene su curvatura hacia abajo. Los cables tensores transversales son elementos adicionales, cuya función es unir entre sí a los cables portantes y tensores que transmitirán los esfuerzos de pretensado y formar la superficie de la cubierta, como se muestra en la siguiente figura:

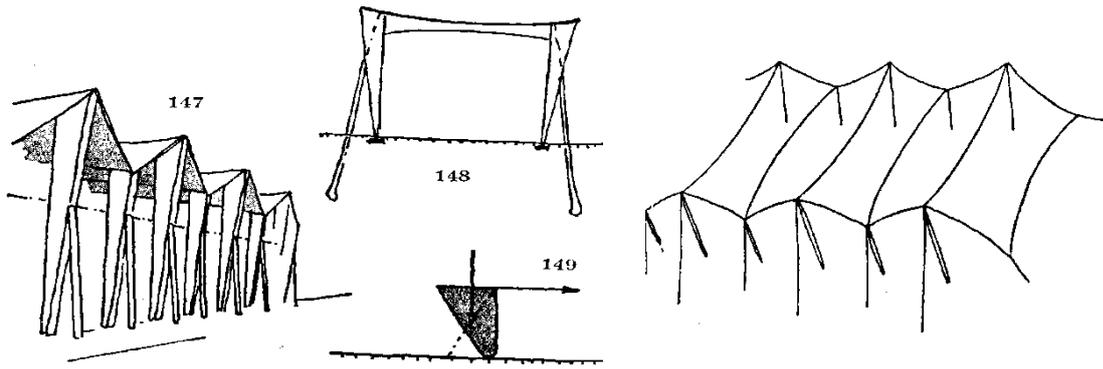


Figura 1.15. Redes onduladas

1.3.2 Redes de cables, sostenidas y compuestas

Esta red requiere de apoyos internos para sostener la superficie de la cubierta. Esta es la principal diferencia con respecto a las anteriores; la forma más simple de este tipo de sistema de cubierta, es la tienda circular, compuesta por un mástil en el centro, del cual los cables portantes cuelgan radialmente hasta el suelo y los cables tensores se cierran y se da la forma circular (Frei, 1958).

Existen algunas opciones en las que se puede construir este tipo de cubiertas, uniendo dos redes de cables entre cuatro puntos y no se necesita utilizar cables de relinga.



a) Forma simple tienda circular.



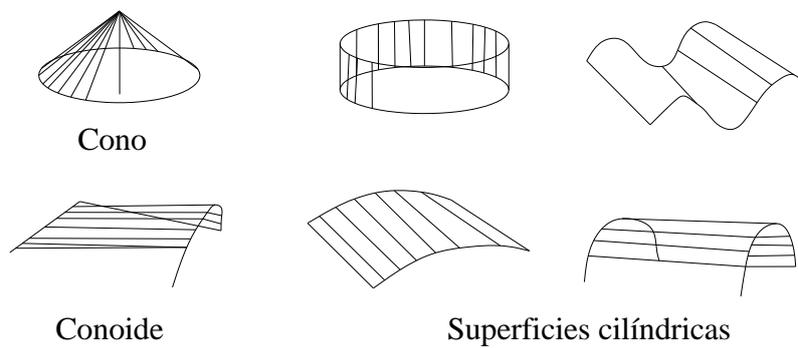
b) Redes de cables entre cuatro puntos.



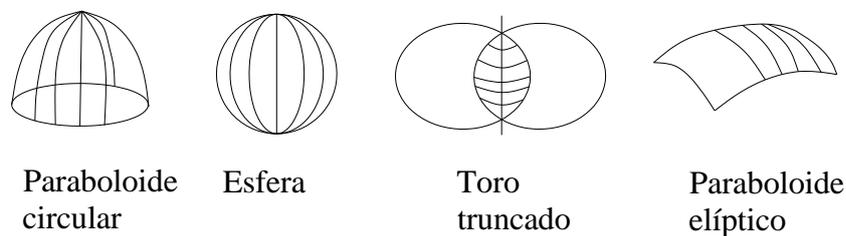
Figura 1.16. Red de cables sostenidas y compuestas. a) Forma simple tienda circular. b) Redes de cables entre cuatro puntos.

1.4 Clasificación general de acuerdo con la geometría

Las formas aptas para pretensión, capaces de sostener membranas, son las de doble curvatura total negativa o anticlásticas², como las mostradas en la Figura 1.17. Cada elemento modular tridimensional de la superficie de la cubierta debe contener o estar definido por un sector de superficie de curvatura anticlástica, anclado en elementos capaces de alojar mecanismos de pretensión (Sánchez, 2005).



(a) Superficies de curvatura simple

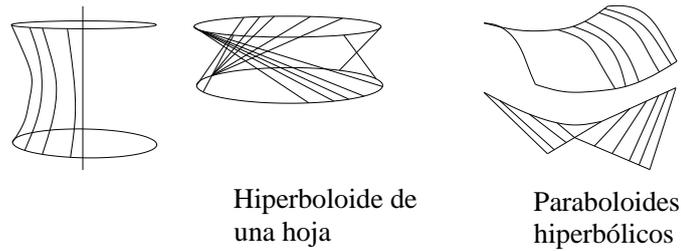


(b) Superficies de doble curvatura positiva



(c) Superficies combinadas

² Las dos curvaturas principales tienen su concavidad en direcciones opuestas, en oposición a las superficies inclásticas, en las curvaturas principales van en la misma dirección.



(d) Superficies de doble curvatura negativa

Figura 1.17. Clasificación general de membranas de acuerdo a su geometría

Es el diseño se debe considerar que la superficie total de la cubierta y cada uno de los sectores de superficie que la integran puedan ser pretensados, y que los elementos de anclaje están incorporados al diseño geométrico (Sánchez, 2005).

Las unidades formadas, por si solas o combinadas definen una cubierta de membranas pretensadas, la que corresponde a superficies infinitas, de doble curvatura total negativa. Las intersecciones determinan los bordes de las superficies, las cuales pueden ser rígidas o flexibles, con bordes rígidos curvos o rectos (ver Figura 1.18).

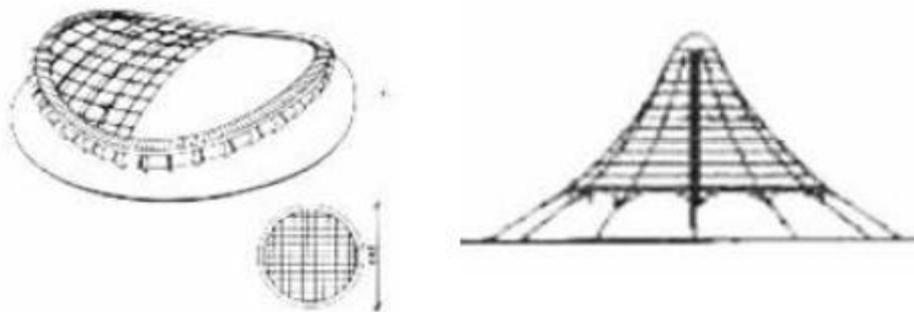


Figura 1.18. Superficies con diferentes tipos de borde

Hay una preferencia por los bordes rectos, ya que éstos trabajan a flexión, y se presentan deformaciones adicionales a la membrana, perdiendo así anticlasticidad (Sánchez, 2005). Las cubiertas son estructuras resueltas con elementos trabajando a tensión y compresión. La cubierta puede estar

conformada por dos o más sectores de geometría bien definida, los que admiten dos tipos de articulación:

- a) De superficie intermedia, es decir un sector de paraboloides hiperbólicos (HYPAR, por sus siglas en inglés) forma la superficie que articula dos sectores de superficies de revolución, de eje inclinado, como se muestra en la Figura 1.19.



Figura 1.19. Cubierta de superficie intermedia

- b) Otra es la articulación que puede materializarse como un borde flexible, como se muestra en la Figura 1.20.

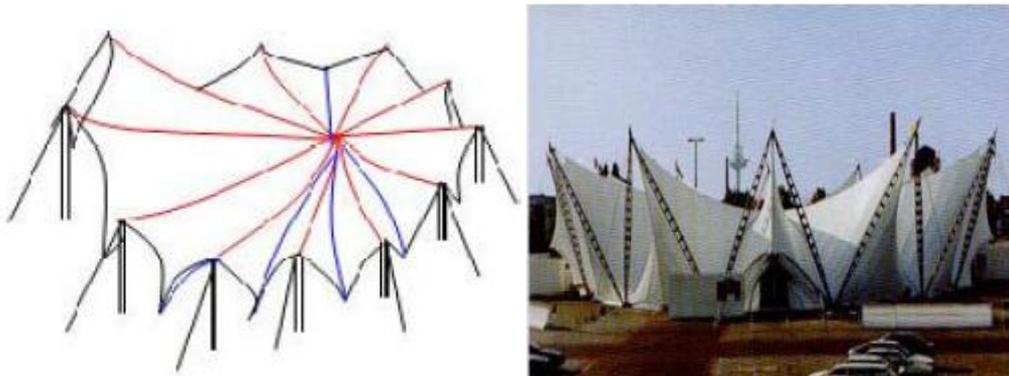


Figura 1.20. Cubierta con borde flexible

Un alto porcentaje de los agrupamientos de sectores de superficies anticlásticas se resuelven a base de ordenamientos geométricos simétricos, como se muestra en la siguiente figura (Sánchez, 2005):

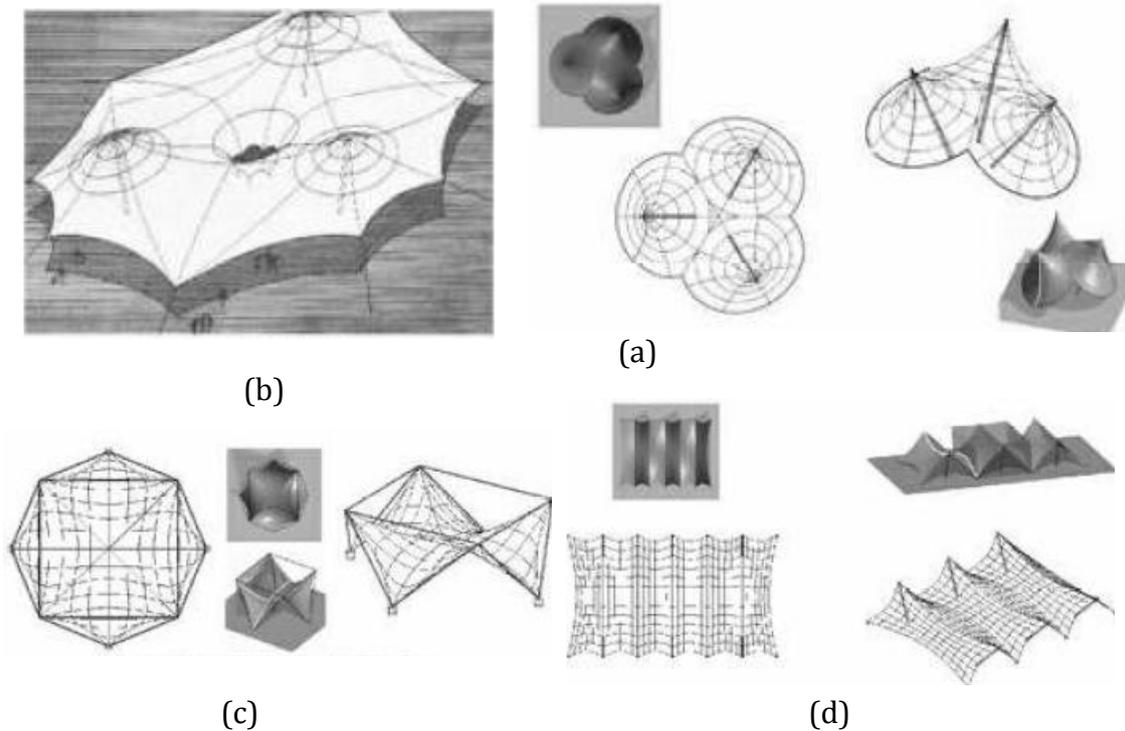


Figura 1.21. Superficies anticlásticas: (a) Con bordes flexibles; (b) Con bordes rígidos; (c) Ordenamiento radial con borde flexible; (d) Ordenamiento lineal con borde flexible

1.5 Tipos de anclajes

Los anclajes son los elementos encargados de fijar al terreno las cuerdas o tensores de las velarias, entre éstos encontramos:

- Anclaje por fuerza de gravedad. En este las cuerdas o tensores se introducen en un bloque de concreto que se entierra en el terreno y que por su peso y resistencia a la fricción, transmite al terreno las tensiones de las cuerdas. Un ejemplo de este tipo de anclaje lo encontramos en los muertos de los puentes colgantes (Frei, 1958).

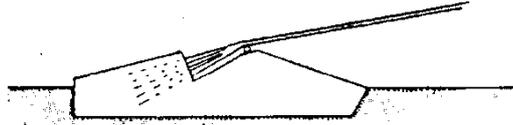


Figura 1.22. Anclaje por fuerza de gravedad

- Anclaje de cuerdas en barrenos abiertos en rocas. Con este tipo de anclaje, un extremo del tensor se deshace en sus alambres hasta una distancia aproximada de 5 diámetros, y se inserta en el barreno. Se rellena el hueco con lechada de cemento o mortero a gran presión. La siguiente figura muestra un anclaje de este tipo (Frei, 1958).

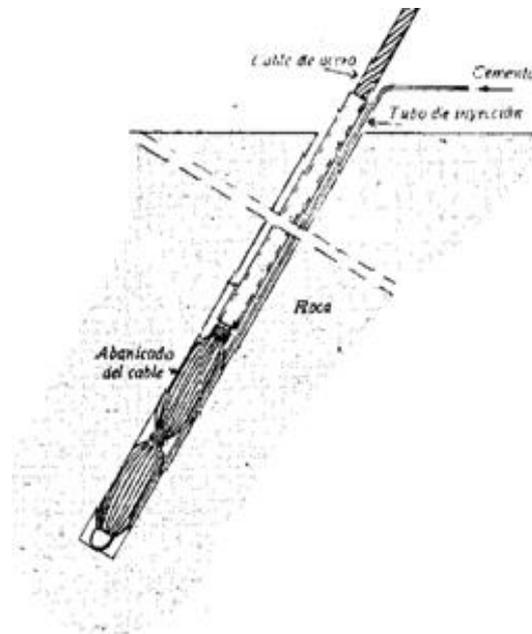


Figura 1.23. Anclaje de cuerdas en barrenos abiertos en rocas

- Anclaje mediante pilotes. En este anclaje, las carga de los tensores son transmitidas al suelo a base de la fricción de la superficie lateral y del empuje pasivo del terreno sobre la longitud de pilote. La siguiente figura ejemplifica el empleo de pilotes como anclajes (Frei, 1958).

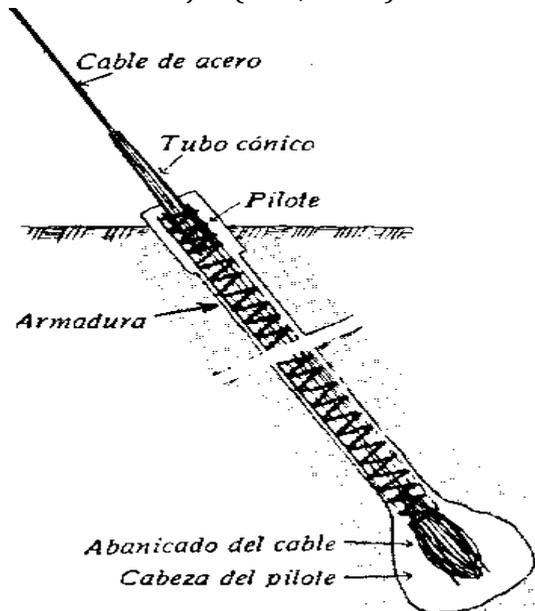


Figura 1.24. Anclaje mediante pilotes

- Anclaje con aspas para perforar el terreno. Este tipo de anclaje se utiliza para terrenos de cimentación sueltos o en cuerdas que trabajan muy verticalmente. Las aspas para taladrar se hacen entrar al terreno girándolas a mano o con máquinas. Al final de la perforación se sacan las aspas, girándolas al revés; o las aspas se pueden dejar enterradas permanentemente siempre y cuando el hierro este protegido contra la corrosión. La Figura 1.25., muestra un anclaje de este tipo (Frei, 1958).



Figura 1.25. Anclaje con aspas para taladrar la tierra

- Anclaje de arpón. Este anclaje consiste en un tubo de acero, con dos palas anchas plegadas junto a él, El anclaje se hinca en el suelo y después se estira, con lo que las palas se abren y forman en el terreno un hueco, que se rellena con concreto a través del tubo. A continuación se muestra un ejemplo de dicho anclaje (Frei, 1958).

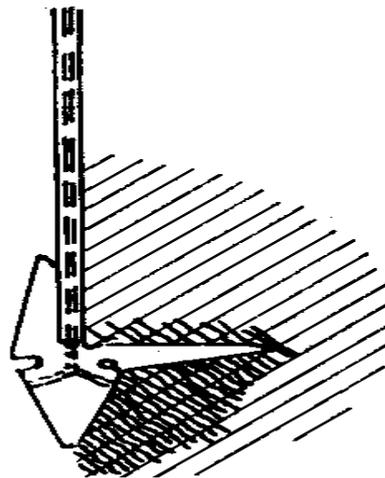


Figura 1.26. Anclaje de arpón

1.6 Materiales para cables, cubiertas

Comunmente, en los cables se emplean materiales de la alta resistencia a la tensión, y pueden ser del tipo metálico o no metálico. En cuanto a los metálicos, los materiales empleados son: acero (alambre), haces de alambres paralelos, cuerdas retorcidas, barras de acero, redondos de acero, perfiles de acero con momento resistente pequeño, barras de placa y cadenas. Para el caso de los no metálicos, se usan cuerdas de fibra orgánica, cuerdas de materiales sintéticos o madera (Frei, 1958).

2. Efectos del viento sobre las tenso-estructuras

El presente capítulo presenta una descripción básica del viento atmosférico y de los efectos que éste induce en las tenso-estructuras.

2.1 Capa límite terrestre normalizada

La capa límite tiene un espesor de 1,000 m, medido desde la superficie de la tierra; es aquí donde se encuentra la zona de el viento geostrófico³. La velocidad media del viento aumenta de forma constante con la altura y para determinar esta variación se han sugerido diversas leyes, como la ley de variación potencial y la ley logarítmica, las cuales son las que han recibido mayor aceptación (Meseguer, 2001). La siguiente tabla muestra algunas particularidades de la velocidad de referencia empleada en diversos códigos de diseño.

Tabla 2.1. Particularidades de las velocidades de referencia del viento utilizadas en distintas normativas para el cálculo de las cargas del viento

Código	Periodo de promedio	Tiempo de Retorno (años)	Ley de variación con la altura	Referencia
AS 1170.2 (Australia)	3 segundos	20-100	Logarítmica	Popov (2000)
ASCE 7-98 (EE.UU.)	3 segundos	50	Potencial	ASCE 7-98 (2000)
CIRSOC 102 (Argentina)	3 segundos	10-50	Logarítmica	CIRSOC (1994)
BSC (Japón)	10 minutos	100	Potencial	Tamura et al. (1999)
NBCC (Canadá)	10 minutos	50	Logarítmica	Eurocódigo 1 (1998)
México	60 minutos	10-30	Potencial	Popov (2000)
	3 segundos	10,50,200	Potencial	Liu (1991)
				NCCC (2005)
				MOC(2008)

El modelo de variación potencial del perfil de velocidad media del viento se expresa como:

$$U(z) = U_G \left(\frac{z}{z_G}\right)^\alpha, \quad 0 < z < z_G, \quad (2.1)$$

³ Viento geostrófico sucede cuando la fuerza de Coriolis sea igual o contraria a la fuerza originada por el gradiente de presión.

donde U_G es la velocidad del viento geostrófico, Z_G es la altura gradiente, y α es un coeficiente adimensional cuyo valor depende de la rugosidad del terreno (Meseguer, 2001).

La ley de variación de la velocidad con la altura en la que la velocidad depende de una cierta potencia de la altura sobre el terreno está basada en apreciaciones empíricas. Por otro lado, la ley logarítmica se deduce de las ecuaciones de la mecánica de fluidos, suponiendo que cerca del suelo el gradiente vertical de velocidad depende únicamente de la densidad del fluido, ρ , de la altura sobre el terreno, z , y del esfuerzo cortante en la superficie, τ_0 (Meseguer, 2001). El esfuerzo cortante y la densidad definen la velocidad de fricción, $u^* = (\tau_0 / \rho)^{1/2}$, y a partir de esta velocidad la expresión resultante para el terreno llano o abierto extenso es:

$$U(z) = \frac{u^*}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (2.2)$$

donde k es la constante de Von Kármán, de valor 0.41, z_0 es la longitud de rugosidad (Meseguer, 2001), que puede ser interpretada como el tamaño característico del torbellino que se forma como resultado de la fricción del aire con la superficie del suelo, como se muestra en la siguiente figura:

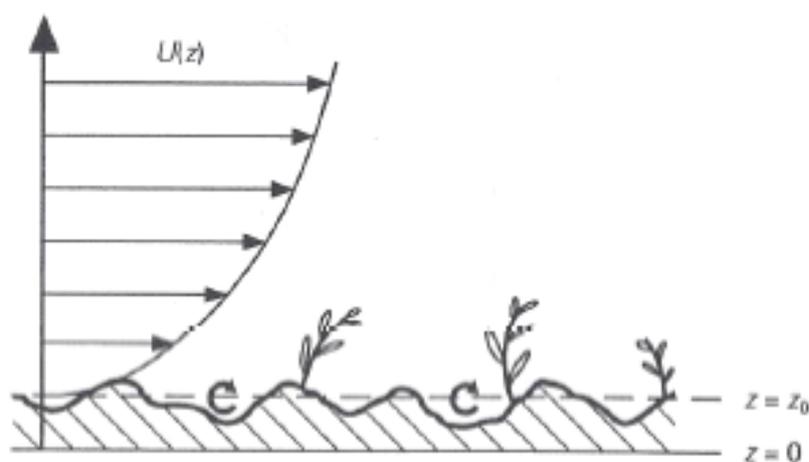


Figura 2.1. Significado de z_0

La Figura 2.2., muestra la variación de los valores z_G y α con respecto a z_0 .

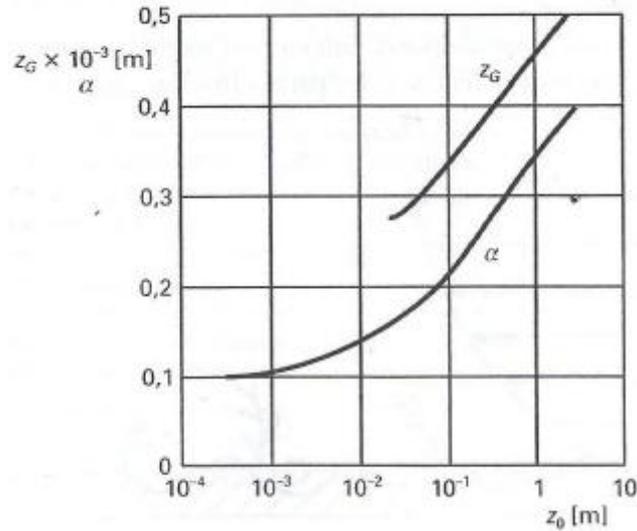


Figura 2.2. Variación de z_G y α con respecto a z_0

2.2 Normativa mexicana para el estudio del viento sobre estructuras

2.2.1 Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Viento

En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Viento del código mexicano (NTC, 2004), la velocidad de diseño, V_D , se utiliza para determinar los efectos estáticos del viento en una estructura o componentes de la misma. Dicha velocidad se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R, \quad (2.3)$$

donde F_{TR} es un factor que toma en cuenta las condiciones locales de topografía y la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante, F_{α} es un factor que considera la variación de la velocidad con la altura, y V_R es la velocidad regional según la zona donde se construirá la estructura. La velocidad regional se define como la velocidad máxima del viento presente a 10m de altura sobre el lugar de desplante de la estructura, en condiciones de terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones (NTC, 2004). La Tabla 2.2 resume algunos valores de la velocidad regional para diferentes zonas del Distrito Federal.

Tabla 2.2. Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s (Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por viento).

Temporal	Importancia de la construcción	
	A	B
Periodo de retorno (años)	200	10
Zona I: Delegaciones de Alvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc, G.A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza	39	31
Zona II: Delegaciones de Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Milpa Alta, Tlalpan y Xochimilco	35	28

Para estructuras temporales, cuya permanencia sea por más de una estación del año, la velocidad regional se considerará igual a la que corresponde a un periodo de retorno de 10 años (NTC, 2004).

Para definir la variación de la velocidad del viento con la altura z , es posible emplear las siguientes expresiones:

$$F_\alpha = 1.0; \quad \text{si } z \leq 10\text{m} \quad (2.4a)$$

$$F_\alpha = (z/10)^\alpha; \quad \text{si } 10\text{m} < z < \delta \quad (2.4b)$$

$$F_\alpha = (\delta/10)^\alpha; \quad \text{si } z \geq \delta \quad (2.4c)$$

donde δ es la altura gradiente, medida desde el nivel del terreno de desplante. Por encima de la variación de la velocidad del viento, la influencia de δ y α no es importante y se puede suponer constante; α es un exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura (NTC, 2004). Los parámetros anteriores son función de la rugosidad del terreno. La siguiente tabla resume valores de α y δ para terrenos con diferente tipo de rugosidad.

Tabla 2.3. Parámetros α y δ para terrenos con diferentes rugosidades

Tipos de terreno	α	δ (m)
R1 Obstrucciones escasas o nulas al flujo del viento, ejemplo en campo abierto	0.099	245
R2 Pocas obstrucciones en terreno plano u ondulado	0.128	315
R3 Zona urbana y suburbana. Sitio rodeado por construcciones de mediana y baja altura o por áreas con árboles.	0.156	390
R4 Zona con un gran número de edificios altos. La mitad de las edificaciones se encuentran en un radio de 500m alrededor de la estructura en estudio y tiene una altura mayor a 20 m.	0.170	455

La siguiente figura muestra un esquema donde se ejemplifica los cuatro tipos de terrenos considerados en la NTC:

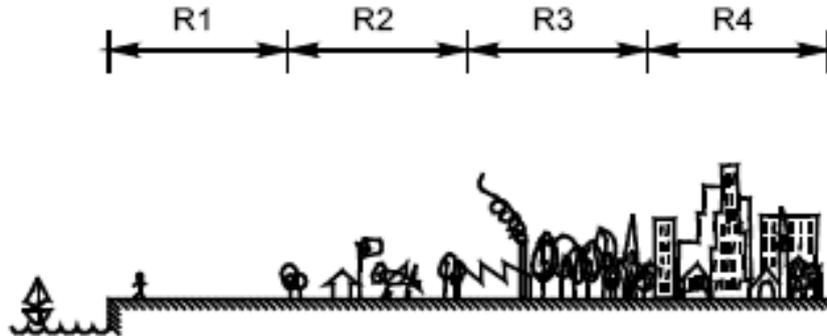


Figura 2.3. Tipos de terreno

Otro factor importante en la determinación de la velocidad de diseño es el factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR} (NTC, 2004). La Tabla 2.4 resume los valores del factor F_{TR} y la Figura 2.4 muestra un esquema con formas topográficas locales.

Tabla 2.4. Factor de topografía y rugosidad del terreno (Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por viento).

Tipos de topografía	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2 Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5% (normal)	1.00	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%	0.80	0.70	0.66
T5 Climas de promontorios, colinas o montañas terrenos con pendientes mayores de 10%, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

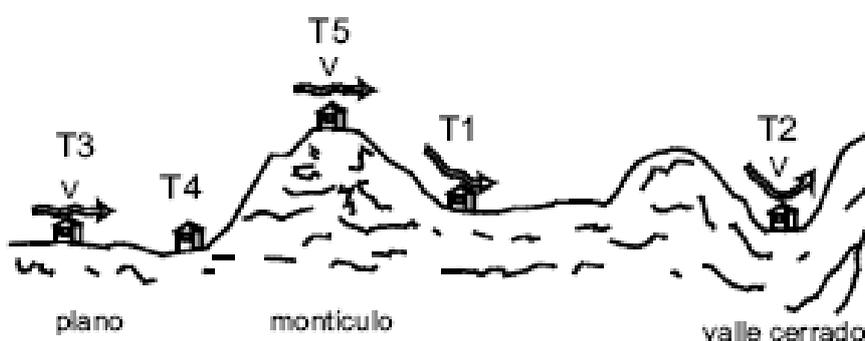


Figura 2.4. Formas topográficas locales

En el caso en que en la dirección del análisis los efectos del viento sean impactados por diferentes rugosidades con longitud menor a 500m, se considerará la que tenga los efectos más desfavorables (NTC, 2004).

2.2.2 Manual de Obras Civiles para el Diseño por Viento

Otra alternativa para estimar la velocidad de diseño es la propuesta en el Manual de Obras Civiles para diseño por viento (MOC, 2008) de la CFE. Así, la velocidad básica del diseño, V_D , es la velocidad con la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o en un componente de la misma, y está dada por:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R, \quad (2.5)$$

donde:

F_T es el factor que depende de la topografía local; F_{rz} es el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, y V_R es la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h (MOC, 2008).

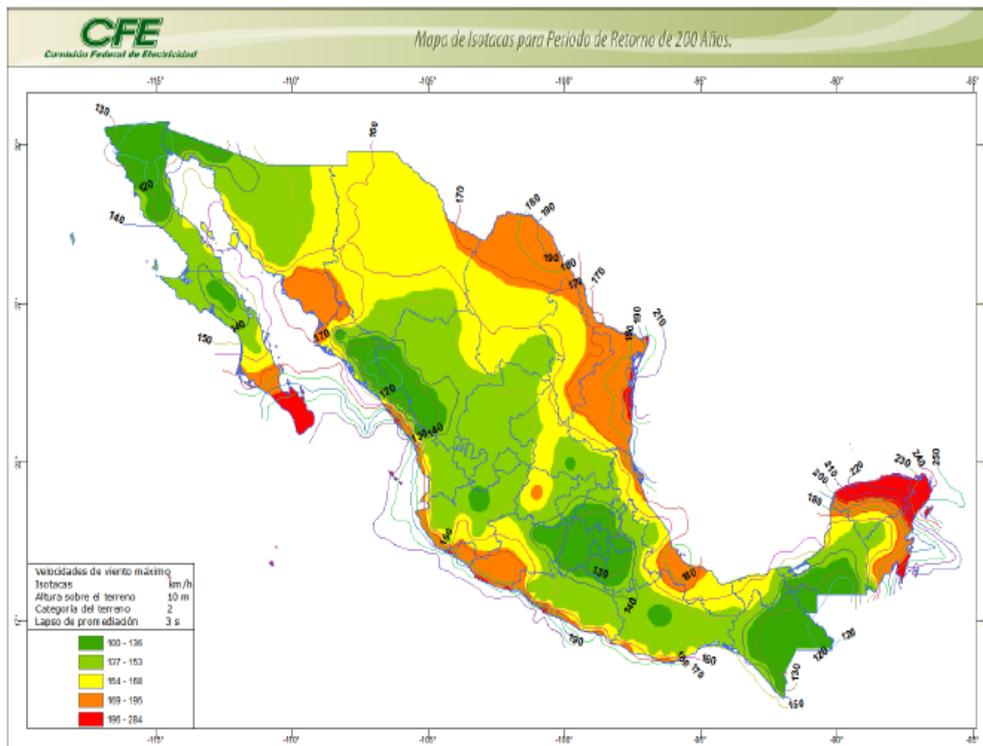
Al igual que las NTC para el diseño por viento, la normatividad establecida en MOC (2008) considera diferentes categorías del terreno según su rugosidad. La siguiente tabla muestra las categorías del terreno consideradas en MOC (2008).

Tabla 2.5. Categoría del terreno según MOC (2008)

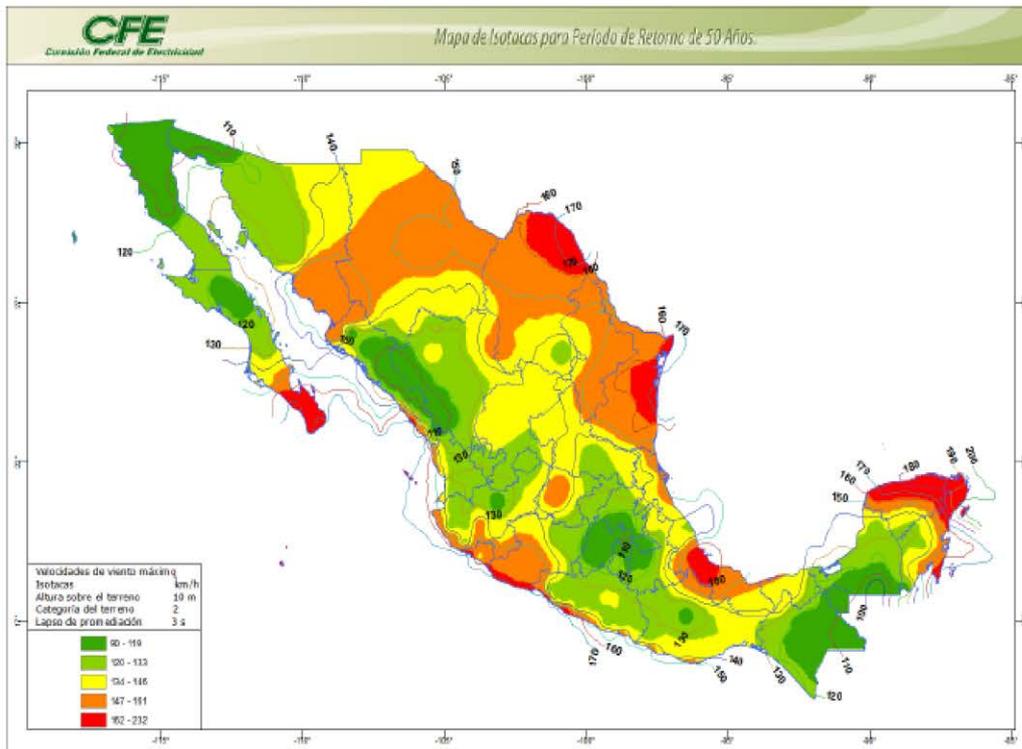
Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua.	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, arboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones corresponde al de las casa y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. La obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces al altura de la nueva construcción.

El MOC (2008) permite determinar de dos maneras la velocidad regional, V_R . La primera de éstas con base en la importancia de la estructura y en un periodo de retorno fijo; la otra se determina, con base en el costo relativo de las consecuencias en caso de producirse una falla estructural.

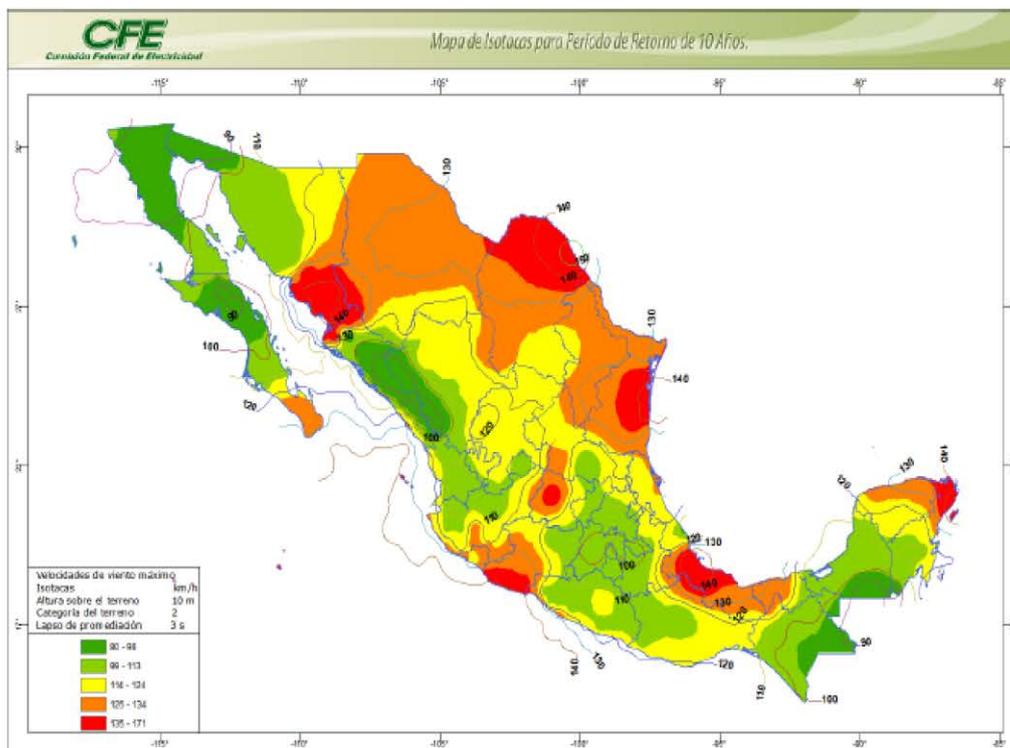
La velocidad regional de ráfaga del viento, $V_{R'}$, es la velocidad máxima y puede ser excedida en un cierto periodo de retorno, T, en años, de una zona o región del país (MOC, 2008). La velocidad regional de ráfaga, $V_{R'}$, en km/hr., se determina considerando la estructura y su localización geográfica de su sitio. La siguiente figura muestra mapas de isotacas regionales para periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, para el diseño por viento de estructuras de los grupos A, B y C.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.5. Mapas de isotacas para velocidades regionales con periodos de retorno de: (a) 200 años; (b) 50 años, y (c) 10 años.

Es importante mencionar que V_R , mostrada en los mapas, está asociada a una categoría del terreno 2 con velocidades asociadas con ráfagas de 3 segundos y evaluadas a 10 m de altura en terreno plano.

La siguiente tabla resume los valores de la velocidad del viento para algunas ciudades de la República mexicana.

Tabla 2.6. Velocidad del viento para algunas ciudades de la República mexicana

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	Tr10	Tr50	Tr200
Cancún, Q. Roo		-86.78	21.10	141	196	243
Acapulco, Gro.	12002	-99.91	16.84	120	150	173
Durango, Dgo.	10017	-104.67	24.03	110	124	140
Oaxaca, Oax.	20078	-96.72	17.07	100	110	120
Mazatlán, Sin.	25062	-106.42	23.21	130	179	220

Para tomar en cuenta el factor de exposición y corregir la velocidad del viento con la altura, el MOC (2008) propone el empleo de los siguientes factores de exposición:

$$F_{rz} = C \quad \text{si } z \leq 10 \quad (2.6a)$$

$$F_{rz} = C \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad \text{si } 10 < z < \delta \quad (2.6b)$$

$$F_{rz} = C \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha \quad \text{si } z \geq \delta \quad (2.6c)$$

donde z es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño; α es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura; δ representa la altura medida a partir del nivel de terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante (a esta altura se le conoce como altura gradiente); y c es el coeficiente de escala de rugosidad. En la siguiente

tabla se presentan los valores de los parámetros α , δ y c los que están en función de la rugosidad del terreno.

Tabla 2.7. Valores de los parámetros α , δ y c

Categoría del terreno	α	Δ	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

Para tomar en cuenta el efecto topográfico local del sitio donde se desplantará la estructura, el MOC (2008) sugiere el empleo de factores de topografía como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 2.8. Factor de topografía

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados.	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
Expuestos	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	Véanse las siguientes ecuaciones
	Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	

--	--	--

Para los efectos topográficos locales de promontorios y terraplenes, el factor de topografía se calcula de acuerdo con las siguientes condiciones:

Si $\frac{H_t}{2L_u} < 0.05$, dentro de la zona achurada de afectación local.

$$F_T = 1.00$$

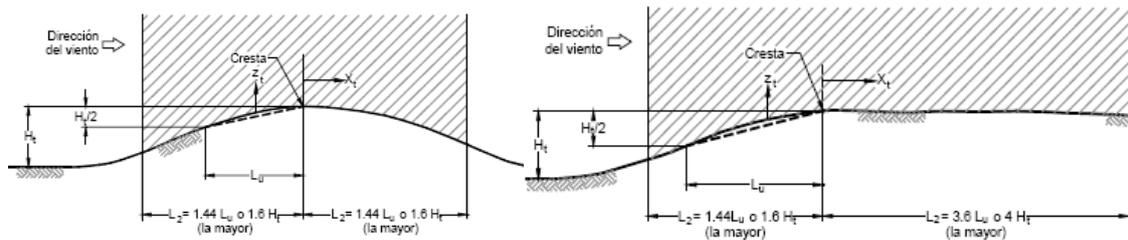


Figura 2.6. Zona de afectación local: (a) Promontorios; (b) Terraplenes

En la zona de sotavento de los terraplenes, a lo largo de la distancia L_2 , la pendiente no deberá exceder de 0.05.

- a) Si $0.05 \leq \frac{H_t}{2L_u} \leq 0.45$, dentro de la zona sombreada de afectación local, el factor de topografía está dado por:

$$F_T = 1 + \left(\frac{H_t}{3.5(z_t + L_2)} \right) \left(1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right) \quad (2.7)$$

En la zona de sotavento de los terraplenes, a lo largo de la distancia L_2 , la pendiente no deberá exceder de 0.05.

- b) Si $\frac{H_t}{2L_u} > 0.45$, dentro de la zona de separación del flujo, Si $L_s = \frac{H_t}{4}$, el factor de topografía es:

$$F_T = 1 + 0.71 \left(1 - \frac{|x_t|}{L_2} \right) \quad (2.8)$$

Dentro de la zona sombreada de afectación local se aplicará la ecuación:

$$F_T = 1 + \left(\frac{H_t}{3.5(x_t + L_2)} \right) \left(1 - \frac{|x_t|}{L_2} \right) \quad (2.9)$$

La siguiente figura muestra un esquema de los parámetros que intervienen en la estimación del factor de topografía cuando se presenta separación del flujo y para pendientes mayores a 0.45.

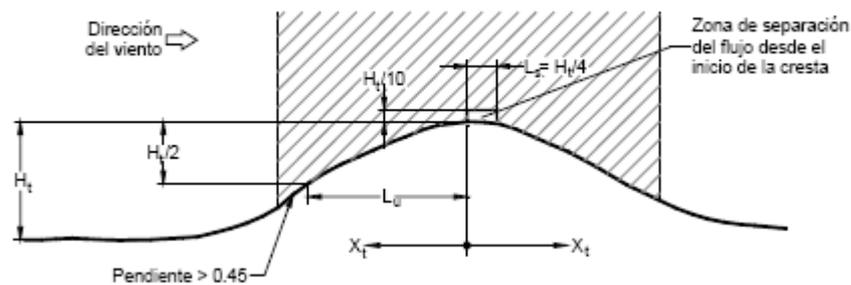


Figura 2.7. Zona de afectación local (separación del flujo para pendientes mayores que 0.45)

Para los casos de sitios expuestos que no se apeguen a las condiciones anteriores, el factor se podrá obtener utilizando:

- Experimentos a escala en túneles de viento.
- Mediciones realizadas directamente en el sitio.

2.3 Turbulencia

La turbulencia es una característica del viento que incide en un proyecto estructural. En la capa límite atmosférica el viento es turbulento, el flujo es caótico y es necesario emplear métodos estadísticos para caracterizarlo. La velocidad del viento se describe descomponiéndola en una velocidad media U a la que se agregan las componentes de agitación turbulenta en cada dirección del sistema de coordenadas: u , v , y w (Meseguer, 2001). Un esquema de la superposición de la velocidad media y turbulenta del viento se muestra en la Figura 2.8.

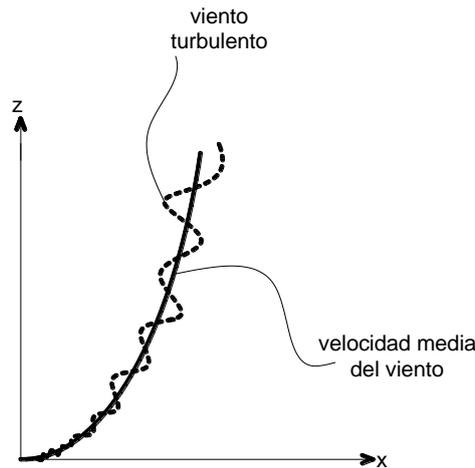


Figura 2.8. Esquema de la velocidad media del viento y turbulenta en dirección longitudinal.

Cada componente de la velocidad turbulenta del viento se caracteriza por una desviación típica, escalas de tiempo y de longitud integral, funciones de densidad espectral y el coespectro normalizado.

Si se considera al viento sobre un terreno homogéneo, el flujo de aire será horizontalmente homogéneo, es decir sus características estadísticas no cambiarán en el plano horizontal. Las desviaciones estándar de las componentes turbulentas de la velocidad, σ_u , σ_v y σ_w dependen de la altura z y son nulas a la altura del viento geostrófico. Los resultados experimentales muestran que las desviaciones típicas decrecen lentamente con una altura cercana hasta la altura típica de estructuras ordinarias. Se puede afirmar que hasta alturas de entre cien y doscientos metros sobre terreno homogéneo la desviación típica de la componente transversal horizontal de la turbulencia es de 75% de la desviación estándar de la componente longitudinal, y de 50% de la longitudinal en el caso de la componente transversal vertical (Meseguer, 2001).

Un factor importante para caracterizar a la turbulencia atmosférica es la intensidad de turbulencia, $I_u(z)$, la cual se define como la relación entre la desviación estándar típica de la componente longitudinal de la velocidad turbulenta y el valor medio de la velocidad del viento:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u(z)}{U(z)} \quad (2.10)$$

La intensidad de turbulencia, a una altura de diez metros sobre el terreno puede variar entre valores del orden de 0.15 a 0.36. La rugosidad del terreno hace que la velocidad media disminuya pero aumenta la intensidad de la turbulencia, dicho más claro, la componente no estacionaria de la velocidad del viento es tanto mayor cuanto mayor es la rugosidad del terreno. En la ecuación (2.10) la intensidad de la turbulencia disminuye con la altura, debido al aumento de la velocidad media con la altura. La siguiente figura muestra la variación de la velocidad media del viento y de la intensidad de turbulencia con la altura (Meseguer, 2001).

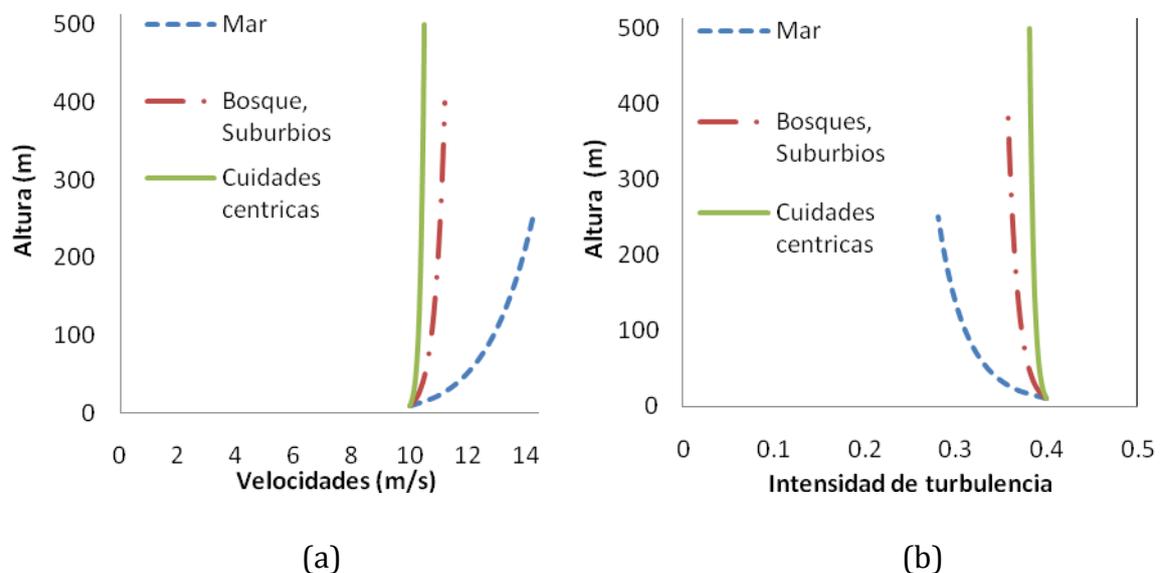


Figura 2.9. Esquema de la variación con la altura de: (a) velocidad media del viento; (b) Intensidad de turbulencia del viento.

2.4 Normativa para la acción del viento sobre las tenso-estructuras

Las NTC para el diseño por viento no contemplan el diseño de tenso-estructuras, pero se mencionan en su apartado de estudio de túnel de viento: “En

construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características semejantes. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma. Los procedimientos de ensayos e interpretación de los estudios de túnel de viento seguirán técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por la Administración”.

Por otra parte, el MOC para el diseño por viento (CFE, 2008) presenta un apartado para determinar la respuesta dinámica de cubiertas deformables de forma cónica, como la mostrada en la siguiente figura:

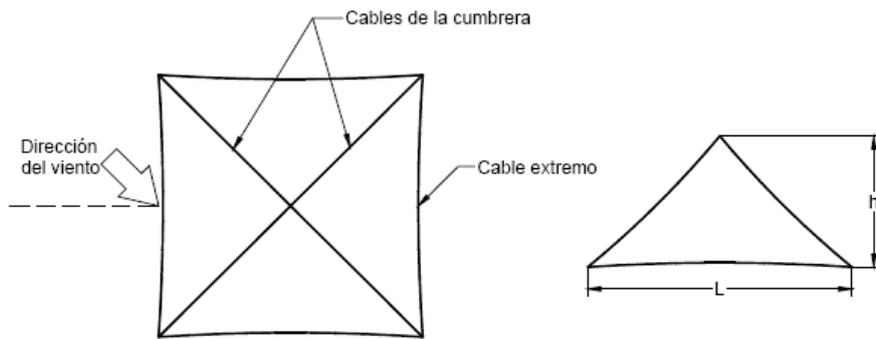


Figura 2.10. Geometría de la cubierta cónica.

En dicho apartado se menciona que los efectos dinámicos pueden cuantificarse por medio de coeficientes que uniformizan la respuesta dinámica para todos los nodos del modelo analítico que representa la cubierta (MOC, 2008). Para propósitos de diseño se considera una respuesta dinámica que se obtiene de aplicar a dichos nodos la presión dinámica equivalente, la que se define para dos casos:

Para calcular desplazamientos en los nodos de la cubierta.

$$p_{eq} = p_m \beta_a^* \eta_a^* \quad (2.11)$$

Para los esfuerzos en los cables y sus accesorios.

$$p_{eq} = p_m \beta_s^* \eta_s^* \quad (2.12)$$

donde p_{eq} es la presión dinámica equivalente, en Pa; p_m es la presión del viento medio, en Pa; β_d^* y β_s^* son coeficientes dinámicos en los nodos de la cubierta para los desplazamientos y esfuerzos, adimensionales. η_d^* y η_s^* son factores de respuesta no lineal en los nodos de la cubierta, que toman en cuenta la relación entre la respuesta no lineal máxima dinámica y máxima estática, para los desplazamientos y los esfuerzos, adimensionales (MOC, 2008).

Los factores que toman en cuenta el comportamiento lineal con respecto a la relación entre la respuesta máxima dinámica y la máxima estática son:

$$\eta_d^* = 1.15 \quad \text{para los desplazamientos}$$

$$\eta_s^* = 1.15 \quad \text{para los esfuerzos}$$

Los coeficientes dinámicos en los nodos de la cubierta son:

$$\beta_d^* = 1.654 + 0.071T_0 - 0.0047L \quad \text{para los desplazamientos}$$

$$\beta_s^* = 1.542 + 0.079T_0 - 0.0094L \quad \text{para los esfuerzos}$$

donde T_0 es la tensión inicial en los cables de la cubierta, kN/m; L es la longitud, perpendicular a la dirección del viento, del claro que cubre la membrana, m.

La presión del viento medio, p_m , que actúa sobre el área expuesta en cada nudo se calcula con:

$$p_m = 0.047GV_D'^2 C_p \quad (2.13)$$

En la expresión anterior V_D' es la velocidad media del viento medida para cada altura z del nodo correspondiente, en m/s, y se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_D' = \frac{F_T F_{rz} V_R}{3.6} \quad (2.14)$$

donde V_R es la velocidad regional ráfaga en, km/h; F_T es el factor de topografía; F_{rz} es el factor de exposición para la velocidad; y C_p es un coeficiente de presión (MOC, 2008). En el caso de techos o tapas de silos y tanques cilíndricos, el coeficiente de presión exterior, C_{pe} , se obtiene de la siguiente figura.

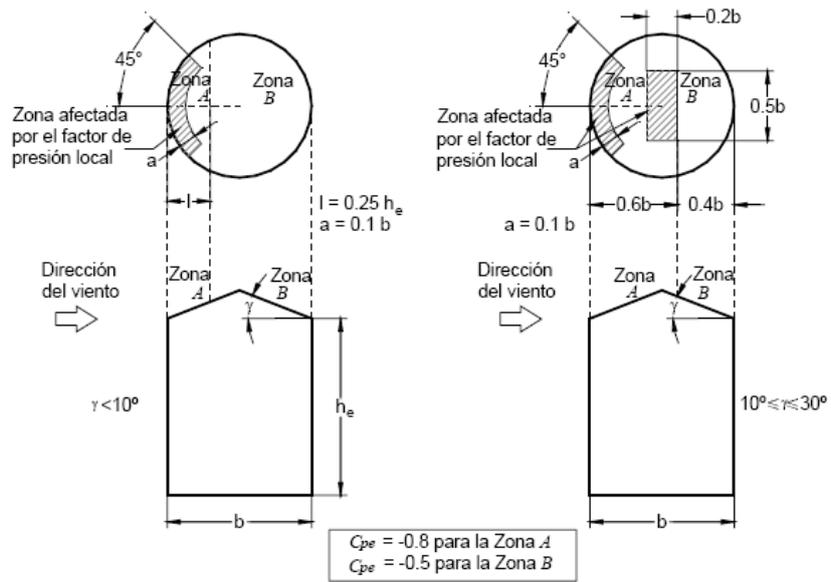


Figura 2.10. Determinación de C_{pe} para una cubierta cónica.

Se observa de la figura que el coeficiente se aplica cuando la inclinación del techo, γ , se encuentra entre 0° y 30° .

3. Marco teórico para el análisis de una tenso-estructura

3.1 Consideraciones de análisis

3.1.1 Cargas en tenso-estructuras

Para el análisis las cargas se determinan de acuerdo con el código o norma de diseño adoptado. En el caso del código ASCE 17-96, específico para el estudio de estructuras flexibles, se indica que se deben considerar las siguientes cargas:

Carga muerta, la cual se debe a:

- a) El peso de la membrana.
- b) El peso de la armadura y sistemas de unión.
- c) El peso del equipo de servicio fijo, tal como luces, altavoces, conductos, revestimientos, aislantes, etc., si es soportado por la membrana o el refuerzo.

Presión interna (sólo para cubiertas inflables):

- a) Se tomará como parte del sistema de carga-resistencia de la estructura.
- b) La magnitud de las presiones de trabajo se establecerá y se tomará en cuenta en el diseño para asegurar la estabilidad en cada condición de carga.
- c) Se definirá la magnitud máxima de la presión interna, la que limitará la capacidad del sistema inflado para proteger la membrana.

Carga de nieve. Para cubiertas inflables esta carga deberá ser considerada mediante una de los siguientes métodos:

- a) Método de la presión. La carga de nieve debe ser considerada con el método de presión interna; la presión será igual o mayor que el efecto de la combinación de carga.
- b) Método de fusión de nieve. Este método se utilizará para diseñar para la tasa máxima de acumulación de nieve y relaciones derivadas.
- c) Método para remover la nieve. Los métodos de para remover la nieve incluyen pero no están limitados a: rociar agua, sacudir, y raspar la estructura. No es necesario que una persona este sobre la membrana como primera opción para remover la nieve.

d) Método combinado. Cuando una parte de la nieve es removida o derretida el resto de la nieve deberá ser considerado por el método de la presión. Para ello, la carga de nieve removida debe ser reemplazada en la carga especificada en la combinación de carga.

3.1.2 Combinaciones de carga

El código ASCE 17-96 establece las siguientes combinaciones de cargas para el análisis de tenso-estructuras:

Tabla 3.1. Combinaciones de cargas

No. de combinación	Combinación
1	1.4 D – 1.0 Po
2	0.9 D – 1.6 Po
3	1.2 D + (0.2 Lr o 1.6 S o 1.6 R) – 1.0 Po
4	1.2 D + 1.3 W + (0.1 Lr o 0.5 S o 0.5 R) – 1.0 Po
5	0.9 D + 1.3 W + (0.1 Lr o 0.5 S o 0.5 R) – 1.6 Po
6	0.9 D – 1.3 W – 1.1 Po
7	1.2 D + 1.0 E – 1.0 Po
8	0.9 D – 1.0 E – 1.6 Po

La notación empleada en la tabla anterior se presenta a continuación:

D = Carga muerta

E = Carga sísmica

L_r = Carga viva de la cubierta

P_o = Presión para una condición de carga específica

R = Carga de lluvia

S = Carga de nieve

W = Carga por viento

Dada la gran flexibilidad de las tenso-estructuras, la carga que recibe una particular importancia en el análisis y diseño es el viento. En la siguiente sección se discute la carga de viento en tenso-estructuras.

3.1.3 Carga de viento en tenso-estructuras

Cargas estáticas equivalentes

Debido a la extensa gama de formas de las tenso-estructuras y a que las cargas de viento dependen de dicha forma, entre otros parámetros, es común considerar cargas estáticas equivalentes. Para determinarlas es necesario conocer los coeficientes de presión neta, los que se pueden determinar por medio de:

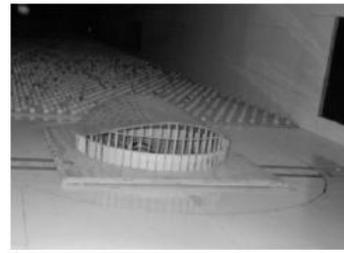
- a) Pruebas experimentales en un túnel de viento con modelos aeroelásticos.
- b) Utilización de software especializado.

Determinación de coeficientes en túnel de viento

Cuando los coeficientes de presión se calculan de manera experimental en un túnel de viento, de forma simplificada, los modelos pueden hacerse del tipo rígido, como los mostrados en la Figura 3.1., ya que se puede considerar que las deformaciones reales de la membrana en condiciones de trabajo, no son muy grandes, tales que puedan influir en el flujo transversal y modificar los coeficientes de presión. Por otro lado, también pueden emplearse modelos flexibles (ver Figura 3.1.), los cuales pueden construirse con material textil de propiedades similares a los utilizados en los prototipos (Hernández Barrios Hugo, 2010).



(a) Modelo rígido de una cubierta deformable (Puerto, 2008).



(b) Modelo rígido de una cubierta de material textil de un estadio (Canavesco).



(c) Modelo flexible de una cubierta para determinación de coeficientes (Barnes M.).

Figura 3.1. Modelo de cubiertas para obtener los coeficientes de presión experimental

Desafortunadamente, en México no se cuenta con un túnel de viento confiable para reproducir los efectos aeroelásticos en este tipo de estructuras. La bibliografía internacional, que es escasa, reporta coeficientes de presión para este tipo de estructuras. A continuación se resumen algunos coeficientes de presión propuestos en la literatura técnica.

En 1999 (Buchholdt, 1999) se reprodujeron diagramas de coeficientes de presión en cubiertas tensadas, como la mostrada en la siguiente figura:

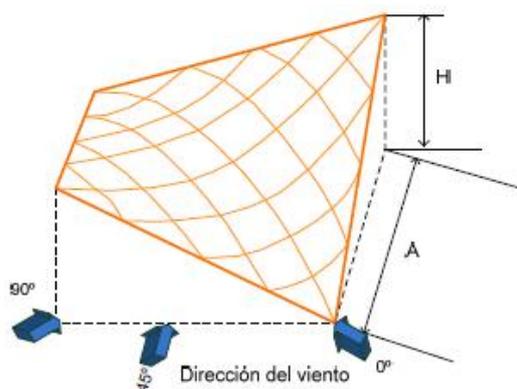


Figura 3.2. Modelo de la cubierta para determinar la distribución de presiones debidas al viento, techo con fronteras rectas

En el estudio se determinó en los claros una flecha en los cables de aproximadamente 17.7%, esto es, de 2.5 al 3 veces la flecha necesaria para asegurar la rigidez del sistema de cables. Esto, debido a que las lonarias o velarias están descubiertas en su parte inferior, es decir, no están rodeadas por muros o elementos de protección en su parte inferior, hecho que permite la existencia de presiones en la parte superior y succiones de la parte inferior de la cubierta (Hernández Barrios Hugo, 2010).

Otro aspecto importante se tiene cuando los bordes de la cubierta son flexibles, es decir, no se apoyan en estructuras o vigas, sino sólo en cables de borde que forman parte de la malla de la cubierta (ver Figura 3.3.). Para este caso los coeficientes de presión que pueden utilizarse se muestran en la Figura 3.4., donde LP indica punto bajo y HP punto alto (Hernández Barrios Hugo, 2010).

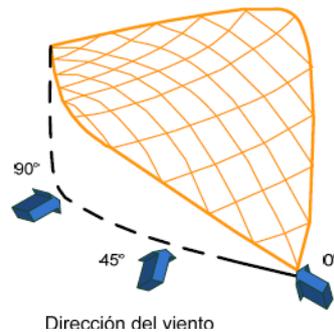


Figura 3.3. Modelo de la cubierta para determinar la distribución de presiones debidas al viento, techo con fronteras curvas no rígidas.

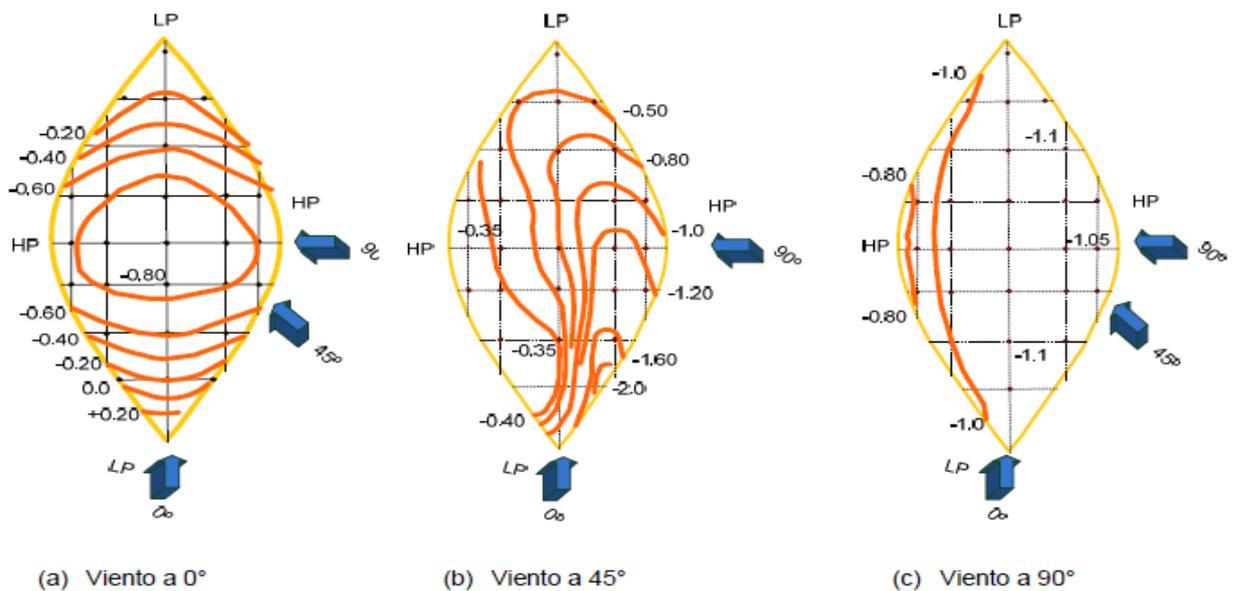


Figura 3.4. Distribución de presiones en la parte superior de una cubierta flexible, sin vigas en los ejes y sin paredes, curvatura correspondiente a $H/A=0.50$
 En la Figura 3.5., se complementa la información de los coeficientes de presión que se puedan utilizar en estructuras con cables y techos flexibles (Buchholdt, 1999) para diferentes relaciones de H/A y diferentes direcciones del viento.

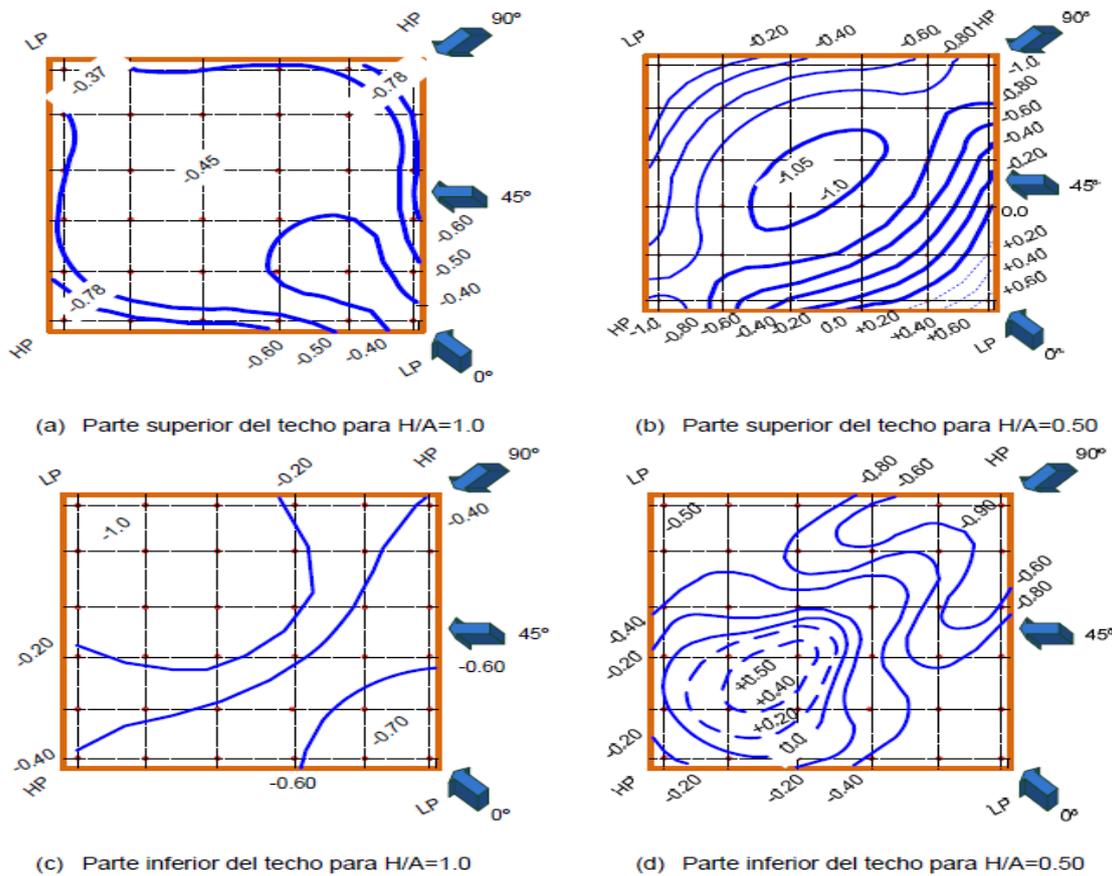


Figura 3.5. Distribución de presiones en techos flexibles, sin vigas en los ejes y sin paredes; H/A es una relación de la altura H y A que es la base como se muestra en la figura 3.2

Como podemos observar en la Figura 3.5., la dirección del viento es un factor importante, ya que ésta ocasiona cambios considerables en la presión en la parte superior e inferior del techo (Hernández Barrios Hugo, 2010).

Como se mencionó anteriormente, la fuerza del viento depende de la geometría de la estructura. A continuación se presentan los coeficientes de presión neta para cubiertas con forma de paraboloides hiperbólicas, libres en su parte inferior.

Tabla 3.2. Coeficientes de presión neta ($C_{p,n}$) para techos con forma de Hypar

Condición	θ (Grados)	$C_{p,w}$	$C_{p,l}$
Libre en su parte inferior. $0.25 < h/d < 0.5$,	0	+0.45	+0.25
		-0.45	-0.25
$0.10 < c/d < 0.30$ y $0.75 < b/d < 1.25$	90	+0.45	+0.25
		-0.45	-0.25

Los ($C_{p,n}$) están definidos como positivos hacia abajo y únicamente se considera la combinación de los valores del mismo signo. La identificación de la dirección del viento y las condiciones geométricas para su aplicación se muestran en la Figura 3.6 (Hernández Barrios Hugo, 2010).

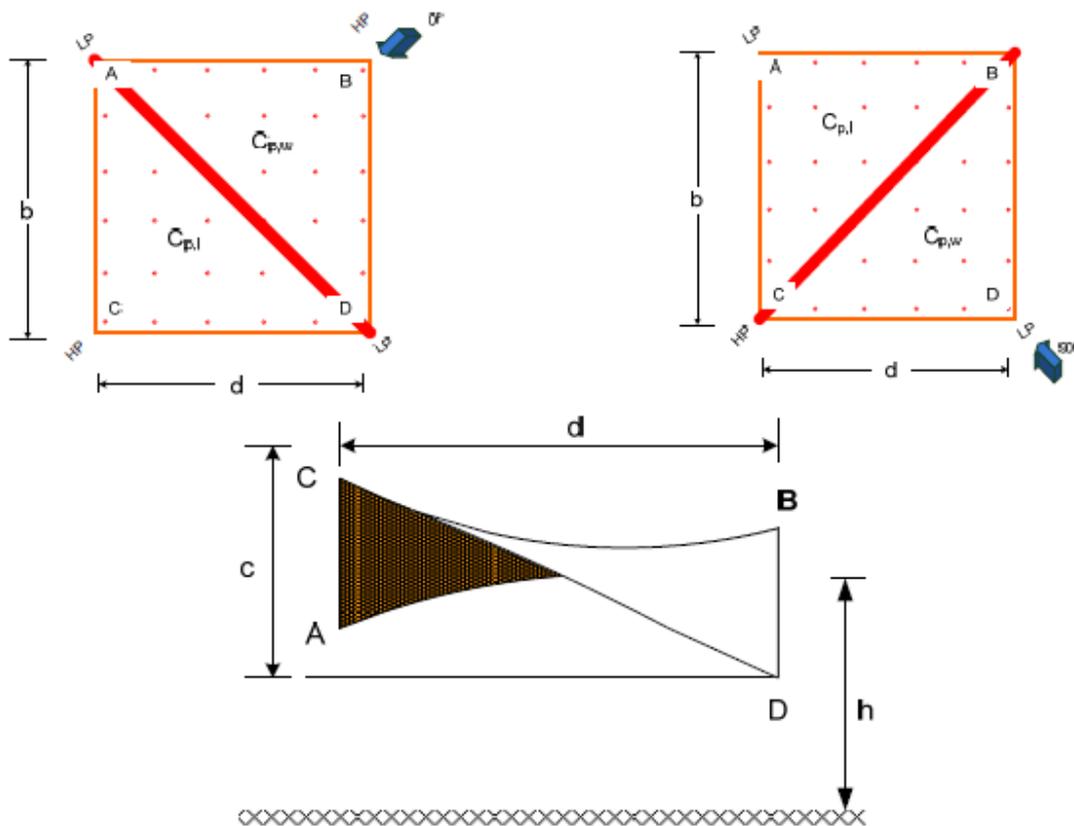


Figura 3.6. Coeficientes de presión neta en techos en forma de Hypar (paraboloide hiperbólico), libres en su parte inferior

3.2 Cargas dinámicas en tenso-estructuras

En la sección anterior se trató el efecto del viento desde el punto de vista estático; sin embargo, en ocasiones dicha aproximación no es suficiente para el estudio de tenso-estructuras. Así, un estudio dinámico suele ser el adecuado. En esta sección se plantea el procedimiento para el análisis dinámico de tenso-estructuras (CHEN, 2005).

La respuesta dinámica de las estructuras de membrana cónica (Figura 3.7.) bajo la acción del viento debe considerar la variación de las cargas del viento en el espacio y el tiempo. La siguiente figura muestra una membrana cónica sometida a las fuerzas del viento.

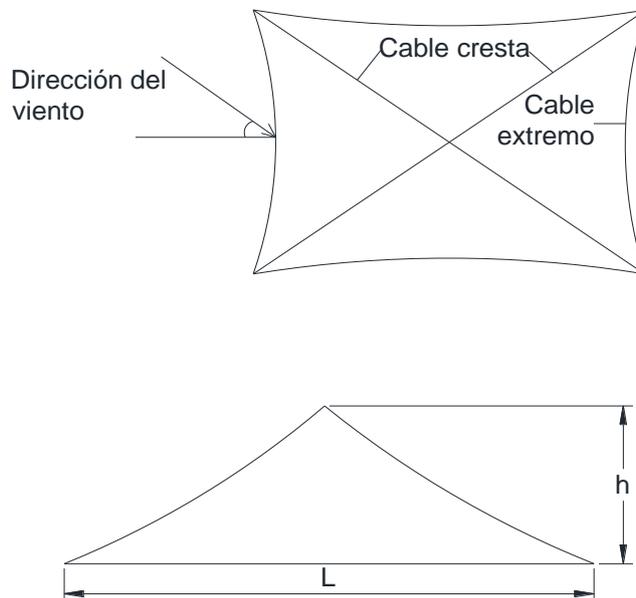


Figura 3.7. Geometría y dimensiones del modelo

3.2.1 Análisis de vibraciones libres

La respuesta inducida por el viento está determinada no sólo por el flujo del viento, sino también por las propiedades dinámicas de la estructura por lo que conviene analizar las frecuencias naturales y modos de la misma. La Figura 3.8., muestra las dos primeras frecuencias y modos de vibrar de la tenso-estructuras de la Figura 3.7 (CHEN, 2005).

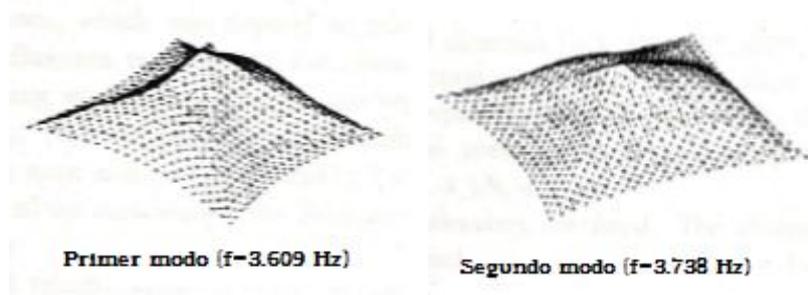
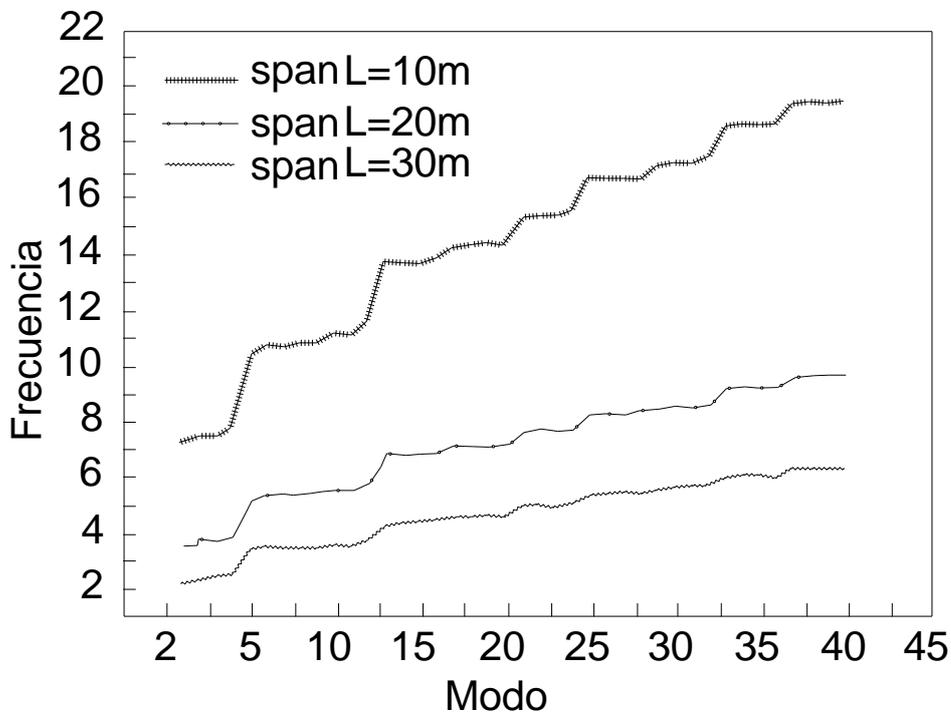


Figura 3.8. Primeros dos modos y frecuencias de una tenso-estructura cónica

Un factor que impactan los resultados dinámicos de la membrana considerada es la tensión en los cables, ya que ésta tiene un efecto en la rigidez global de la estructura. La Figura 3.9 muestra que la tensión en los cables impacta de manera significativa las frecuencias de vibrar de la tenso-estructura.



Las primeras cuarenta frecuencias $f/L=0.3$; $T=2$ kN/m
 Figura 3.9. Variación de las frecuencias naturales con la tensión

Con el fin de simplificar la aplicación de los análisis dinámicos en el estudio de tenso-estructuras, algunos códigos de diseño (ASCE, 2010; AS/NZS 1170, MANUAL DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR VIENTO) proponen el empleo del factor de ráfaga para algunos tipos de tenso-estructuras. La siguiente sección trata del empleo del factor de ráfaga para el diseño de tenso-estructuras.

3.2.2 Factor de ráfaga

Las ráfagas de viento son cambios aleatorios de la velocidad del viento por encima y por debajo del nivel de velocidad media. Los movimientos rápidos de las capas de aire, de alta velocidad de movimiento de aire a los estratos de baja velocidad, causan las ráfagas. Esto se debe a obstáculos en el camino del aire que provocan los movimientos que son perpendiculares al flujo de aire.

El factor de ráfaga, o factor de efecto de ráfaga, es un factor de respuesta dinámica que representa una amplificación dinámica de la carga de viento a lo largo de la dirección del mismo.

En varios códigos, las cargas de diseño por viento para las estructuras se suelen expresar como el producto de la presión media del viento y un factor de ráfaga; el producto anterior da como resultado cargas de diseño estáticas que toman en cuenta los efectos dinámicos. El factor de ráfaga depende de las características de las presiones que actúan sobre la estructura y de la estructura misma. Para una estructura de membrana, el factor de carga-ráfaga debe ser sustituido por un coeficiente dinámico.

Para estructuras con grandes desplazamientos, el coeficiente dinámico de los desplazamientos y los esfuerzos pueden ser descritos, respectivamente, como:

$$\beta_{di} = 1 + \frac{\mu\sigma_{U_{wi}}}{|U_{wi}|}, \text{ y } \beta_{si} = 1 + \frac{\mu\sigma_{S_{wi}}}{|U_{S_{wi}}|} \quad (3.1)$$

donde U_{wi} y σ_{wi} son, respectivamente, el valor de la media y la media cuadrática del desplazamiento; y $\sigma_{S_{wi}}$ representan el valor de la media y la media cuadrática de la tensión.

Como se observa de las expresiones anteriores, existen coeficientes dinámicos para un tipo de respuesta dado; además, tratándose de tenso-estructuras, cada nudo tiene un coeficiente dinámico asociado a éste. Como ejemplo, la Figura 3.10 muestra los coeficientes dinámicos de todos los nodos y elementos, en la que los valores de coordenadas en el eje horizontal y el eje vertical representan, respectivamente, el valor del coeficiente dinámico medio y la correspondiente de un nodo o un elemento (CHEN, 2005).

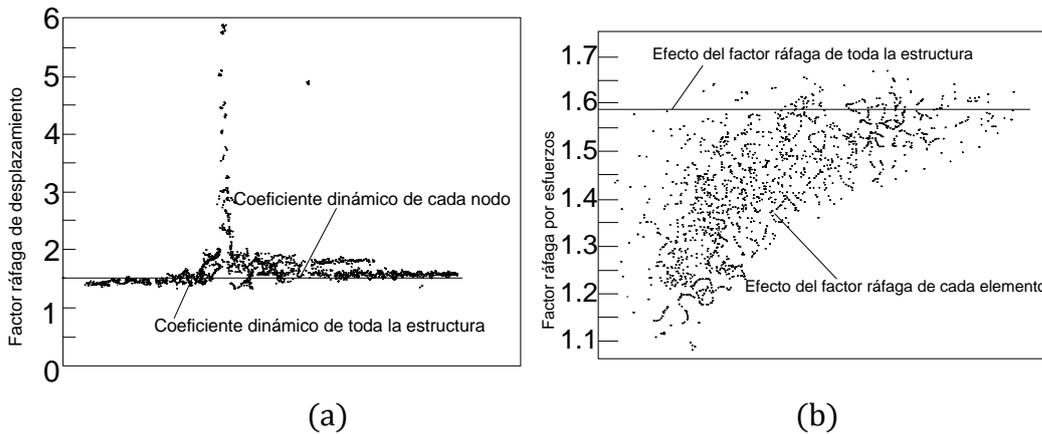


Figura 3.10 Coeficiente dinámico para: (a) desplazamientos; (b) esfuerzos

Se observa de la figura que el coeficiente de distribución dinámica del desplazamiento es regular y converge a un valor específico, pero el valor del coeficiente de distribución dinámica de la tensión es disperso. Para definir valores de los coeficientes dinámicos, se emplean métodos estadísticos con los cuales es posible proponer expresiones para estimar los coeficientes de la estructura asociados con el desplazamiento y esfuerzos de la siguiente manera:

$$\beta_d^* = \frac{|\beta_{di} \times U_{wi}|_{max}}{|U_{wi}|_{max}}, \text{ y } \beta_s^* = \frac{|\beta_{si} \times S_{wi}|_{max}}{|S_{wi}|_{max}} \quad (3.2)$$

donde $|U_{wi}|_{max}$ y $|\beta_{di} \times U_{wi}|_{max}$ son el valor máximo del desplazamiento de la media y la dinámica de todos los nudos de la estructura, respectivamente. $|S_{wi}|_{max}$ y $|\beta_{si} \times S_{wi}|_{max}$ son los máximos valores de la tensión media y dinámica de todos los elementos, respectivamente (CHEN, 2005). Como ejemplo, el coeficiente dinámico de toda la estructura está representado en la Figura 3.10 para los parámetros estructurales: $L=30\text{m}$, $f/L = 0.4$, $T_0=2 \text{ kN/m}$ y $V_0=20 \text{ m/s}$.

Con base en los resultados de los análisis de la respuesta inducida por el viento, el coeficiente dinámico de toda la estructura se analiza de forma sistemática para considerar los factores antes mencionados. La siguiente tabla muestra los resultados del coeficiente de carga dinámica para una tenso-estructura de forma cónica.

Tabla 3.3. Coeficiente de carga dinámica de toda la estructura

T (kN*m ⁻¹)	h/L=0.2			h/L=0.3			h/L=0.4		
	L=10m	L=20 m	L=30 m	L=10 m	L=20 m	L=30 m	L=1m	L=20 m	L=30 m
2.0	1.41	1.52	1.54	1.40	1.52	1.57	1.42	1.53	1.59
2.5	1.34	1.52	1.50	1.37	1.46	1.53	1.36	1.49	1.57
3.0	1.28	1.43	1.47	1.27	1.41	1.48	1.31	1.44	1.56
3.5	1.23	1.38	1.44	1.30	1.35	1.44	1.27	1.40	1.54
4.0	1.19	1.26	1.40	1.18	1.30	1.48	1.23	1.36	1.51

De la Tabla 3.3 se observa que el coeficiente de carga dinámica de toda la estructura se incrementa con un aumento de la longitud, pero disminuye con el aumento de la tensión inicial de la membrana; el coeficiente de desplazamiento dinámico de toda la estructura fluctúa ligeramente alrededor de la valor 1.8; el efecto de los otros factores no impacta de forma considerable (CHEN, 2005). El coeficiente de carga dinámica del cable es menor que la de la membrana en la misma estructura. Así, el coeficiente de carga dinámica de la membrana es empleado como el de toda la estructura.

Una expresión simplificada del coeficiente dinámico de toda la estructura se puede escribir de la siguiente manera:

El coeficiente dinámico para desplazamiento:

$$\beta_d^* = 1.654 + 0.071T_o - 0.0047L \quad (3.3)$$

El coeficiente dinámico para esfuerzos:

$$\beta_s^* = 1.542 - 0.079T_o + 0.0094L \quad (3.4)$$

donde L son respectivamente, el aumento estructural y la duración en metros, y T_o es el pretensado inicial de la membrana en kN/m.

Por otra parte, el coeficiente dinámico se define como el cociente entre el valor máximo y el valor medio de la respuesta. Sin embargo, según el método estático equivalente, dicho coeficiente debe ser igual a la respuesta máxima dividida por la respuesta de la carga estática del viento (CHEN, 2005). Debido a la no linealidad de las tenso-estructuras, es necesario tomar en cuenta un factor de ajuste no lineal para tener en cuenta el efecto no lineal. El factor de ajuste se define como:

$$\eta = \frac{|s|_{max}}{c} \quad (3.5)$$

Con base en el análisis sistemático dinámico y estático en la carga del viento, el factor de ajuste no lineal se obtiene de la siguiente manera:

El factor de ajuste no lineal para esfuerzos:

$$\eta_s = 1.15$$

El factor de ajuste no lineal para desplazamientos:

$$\eta_d = 1.15$$

Para diseño, la carga del viento con el método estático equivalente se obtiene mediante la expresión:

$$S_{eq} = S_{st} * \beta^* * \eta \quad (3.6)$$

donde:

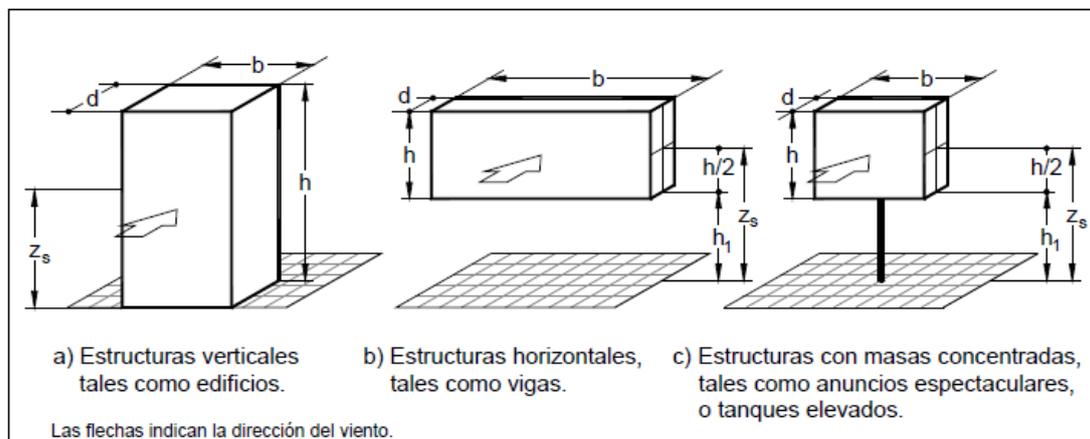
S_{st} = la respuesta en el viento estatico; S_{eq} = la respuesta en el viento, en el que el efecto dinámico del viento ha sido considerado.

3.2.2.1 Factor de ráfaga propuesto en códigos o normas de diseño

Factor de amplificación dinamica para estructuras prismaticas (MOC, 2008)

El factor de ráfaga, también conocido como factor de amplificación dinámica en el MOC (2003) se puede emplear bajo las siguientes consideraciones:

- La estructura debe corresponder a una de las siguientes formas de la figura adjunta.



$$z_s = 0.6h \geq z_{\min}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

Figura 3.11. Formas generales de estructuras contempladas en el análisis dinámico; en ellas se define la altura de referencia Z_g

- La respuesta máxima en la dirección del viento está dada por la contribución del modo fundamental de vibrar, el cual tendrá signo constante.

El factor de amplificación dinámica para estas estructuras, F_{AD} , se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{AD} = \frac{1+2k_p I_v(Z_g) \sqrt{B^2+R^2}}{1+7I_v(Z_g)} \quad (3.7)$$

donde:

Z_g Altura de referencia en m.

$I_v(Z_g)$ Índice de turbulencia, evaluado a la altura de referencia, Z_g , adimensional.

B^2 Factor de respuesta de fondo, adimensional.

R^2 Factor de respuesta en resonancia, adimensional.

k_p Factor pico, adimensional.

Factor de ráfaga propuesto en la norma ASCE -7 (2010)

La norma ASCE 7 propone el cálculo de las cargas de viento utilizando el método de "carga estática equivalente". La carga del viento se calcula como el total de la fuerza estática que ejerce el viento sobre una estructura. Sin embargo, el viento es dinámico y está formado por la turbulencia y rachas. Las estructuras flexibles, como edificios altos y estructuras de tensión tienden a aumentar este efecto dinámico. El factor de ráfaga se define como un factor de respuesta dinámica, lo que representa una amplificación dinámica de la carga debido a la interacción entre la turbulencia del viento y la estructura (Sivaprasad, 2006).

El procedimiento para estimar el factor de ráfaga G para estructuras rígidas se divide en dos categorías: método simplificado y método analítico. El factor de ráfaga con el método simplificado debe ser tomado como 0.85. El factor de efecto de ráfaga con el método analítico se define como:

$$G = 0.9Q \left(\frac{1+7I_i}{1+7I_i} \right) \quad (3.8)$$

$$I_i = C \left(\frac{33}{z} \right)^{\frac{1}{8}}$$

donde:

I_i = la intensidad de la turbulencia a la altura

z = La altura equivalente de la estructura

C = Parámetro de cálculo

Q = Respuesta dada por la fórmula:

$$Q^2 = \frac{1}{\left(1 + 0.63 \left(\frac{(b+h)}{L_i} \right)^{0.63} \right)}$$

donde:

b = Ancho del edificio paralelo al viento

H = Altura del edificio

L_i = Longitud integral de la escala de la turbulencia a la altura equivalente dada por:

$$L_z = \lambda(z/33)^\epsilon$$

donde:

λ y ϵ están dadas en la Tabla. 3.4.

El factor de ráfaga de estructuras flexibles y sensibles a los efectos dinámicos está dada por:

$$G = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7I_{\bar{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_v I_{\bar{z}}} \right)$$

Donde g_Q se tomará como 3.4 y g_R está dado por:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}}$$

y R , es el factor de respuesta de resonancia y se calcula con:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)}$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{5/3}}$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{\bar{V}_z}$$

$$R_1 = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{para } \eta > 0$$

$$R_1 = 1 \quad \text{para } \eta = 0$$

Los valores de los parámetros α , B, c, L y ϵ se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.4. Tabla de ASCE-7 Normas mínimas para cargas del edificio, Sección 6:

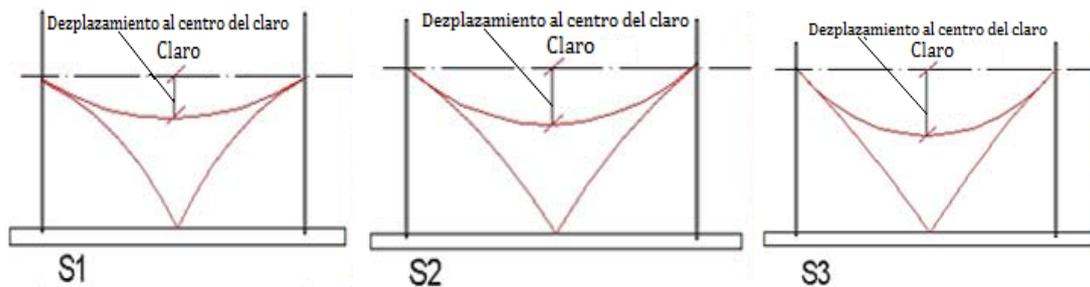
Cargas de viento

Exp	α	B	C	L(ft)	ϵ
A	1/3.0	0.30	0.45	180	1/2.0
B	1/4.0	0.45	0.30	320	1/3.0
C	1/6.5	0.65	0.20	500	1/5.0
D	1/9.0	0.80	0.15	650	1/8.0

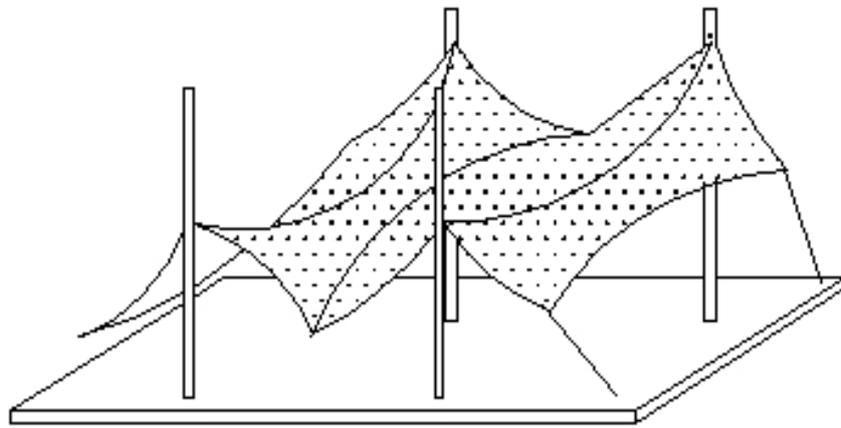
3.2.2.2 Factor de ráfaga mediante pruebas en túnel de viento

El factor de ráfaga para tenso-estructuras puede ser estimado de pruebas de túnel de viento mediante la prueba de modelos que representen de manera precisa la geometría de la tenso-estructura en estudio.

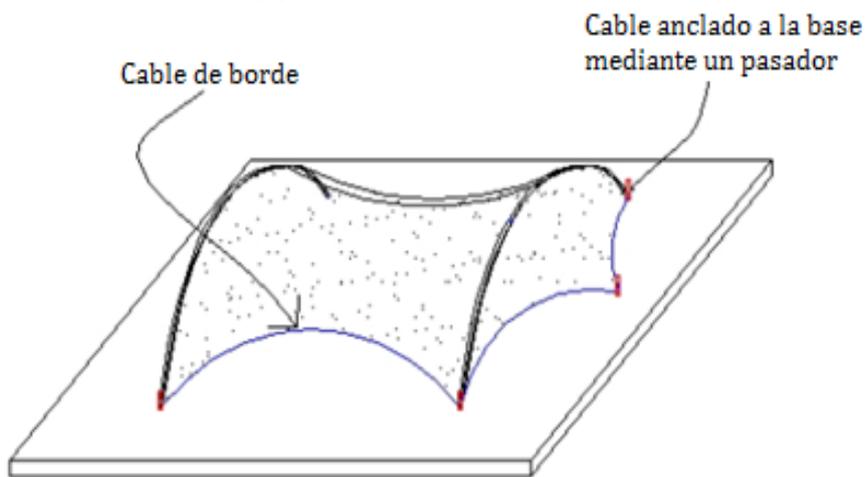
En un estudio realizado por Sivaprasad (Sivaprasad, 2006), se propone el empleo de factores de ráfaga para diferentes tipos de tenso-estructuras. La siguiente figura muestra los tipos de tenso-estructuras consideradas.



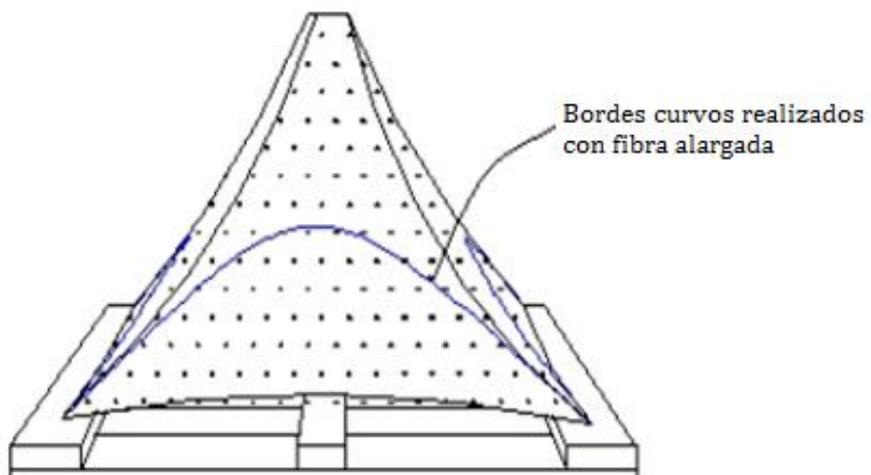
(a) Modelos de silla de montar



(b) Modelo en forma de ola



(c) Modelo en forma de arco



(d) Modelo en forma de punto.

Figura 3.12 Modelos a escala

La siguiente tabla resume los valores propuestos para el estudio de este tipo de estructuras.

Tabla 3.5. Factores de ráfaga para los modelos mostrados en la Figura 3.12

Modelo	Forma	Pretensar	Carga Lateral	Carga estática	Factor ráfaga
		(lb/in)	(lb)	(lb)	
				Procedimiento 2	
Silla de montar	S1	0.28	4.08	2.33	1.75
Silla de montar	S1	0.19	3.8	2.1	1.8
Silla de montar	S1	0.09	3.6	1.93	1.86
Silla de montar	S2	0.28	4.2	2.65	1.58
Silla de montar	S2	0.19	4.08	2.38	1.7
Silla de montar	S2	0.09	3.8	2.2	1.72
Silla de montar	S3	0.28	4.6	3.2	1.4
Silla de montar	S3	0.19	4.4	3	1.46
Silla de montar	S3	0.09	4.2	2.73	1.5
Ola	-	0.28	4.6	2.9	1.58
Arco	-	0.28	4.07	2.7	1.5
Punto	-	0.28	4.6	2.9	1.58

4. Ejemplo de aplicación

4.1 Descripción del modelo

Se desea determinar el comportamiento ante fuerzas del viento de una velaria cónica de dimensiones mostradas en la Figura 4.1.

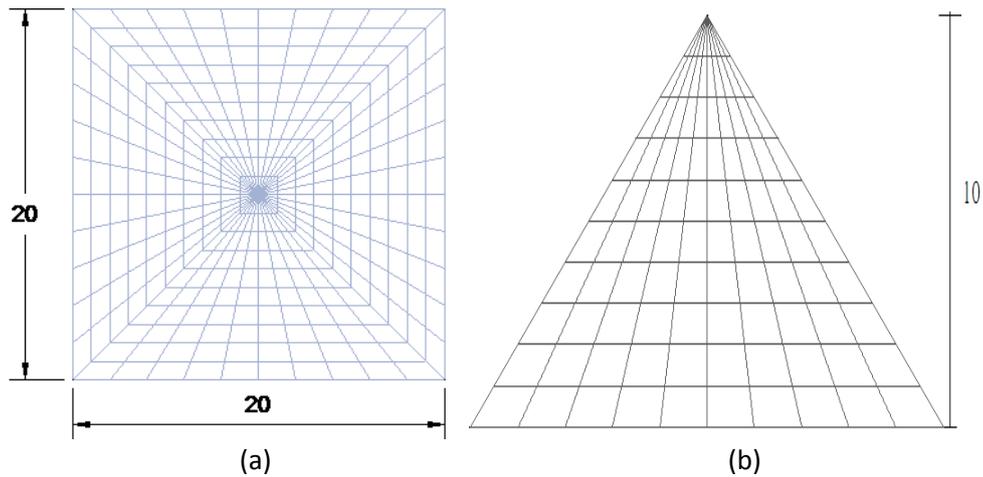


Figura 4.1 Velaria cónica: (a) vista en planta y (b) vista en elevación.
(Dimensiones en metros)

4.2 Geometría de los cables y materiales

Para la modelación de la velaria se emplearon cables de acero con las siguientes propiedades:

Módulo de elasticidad = 200000 (N/mm²)

Peso volumétrico de = 76,9729 KN/m

Las siguientes figuras muestran la entrada de las propiedades del material y la geometría para la elaboración del modelo matemático.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CABLE ■

Material Type: Steel

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.8491

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.000E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76923077

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 248211.28

Minimum Tensile Stress, Fu: 399896

Effective Yield Stress, Fye: 372316.9

Effective Tensile Stress, Fue: 439885.6

Switch To Advanced Property Display

(a)

Cable Section Data

Cable Section Name: CAB1

Section Notes:

Cable Material

Material Property: + CABLE

Cable Properties

Specify Cable Diameter: 0,0254

Specify Cable Area: 5,067E-04

Torsional Constant: 4,086E-08

Moment of Inertia: 2,043E-08

Shear Area: 4,560E-04

Units: KN, m, C

Display Color: ■

(b)

Figura 4.2 Entradas para modelo matemático: (a) propiedades de material; (b) geometría

4.3 Localización de la velaria

Se consideró que la velaria está ubicada en la ciudad de Durango, como se muestra en la siguiente figura.

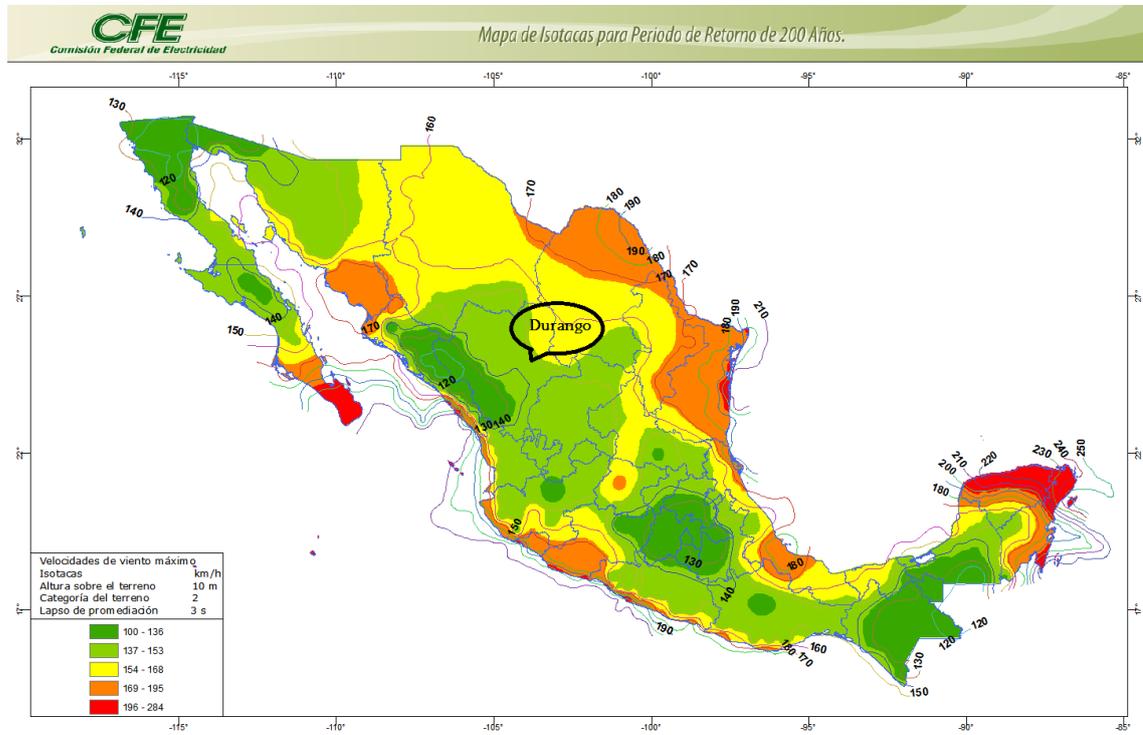


Figura 4.3 Ubicación de la velaria cónica

Se observa de la figura anterior que la velaria se ubica en una zona con vientos moderados de hasta 140km/hr para un periodo de 200 años.

4.4 Revisión de la estructura ante cargas de viento con el MOC (2008)

4.4.1 Cálculo de la presión del viento medio

Para obtener las presiones medias e ingresarlas al programa de análisis, se calcularon los parámetros que definen la siguiente expresión:

$$P_m = 0.047 * G * V_D'^2 * C_p \quad (4.1)$$

donde **G** es factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar.

V_D' es la velocidad media del viento evaluada para cada altura z.

C_p es el coeficiente de presión.

La velocidad media V'_D se estima de la siguiente manera:

$$V'_D = \frac{F_T * F'_{rz} * V_R}{3.6} \quad (4.2)$$

Para evaluar la ecuación (2), se tomaron en cuenta los siguientes parámetros:

$F_T = 1.0$ debido al sitio que es terreno "normal", prácticamente abierto.

$V_R = 140 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ dato tomado del apéndice C (MOC, 2008).

$F'_{rz} = 0.702 * \bar{b}$; para $z \leq 10$

\bar{b} es un coeficiente que se obtiene de la tabla 4.4.1 (MOC, 2008)

Para categoría de terreno 1, $\bar{b} = 1.17$ y $\alpha' = 0.12$.

Finalmente, el parámetro F'_{rz} se estima en:

$$F'_{rz} = 0.702 * \bar{b}$$

$$F'_{rz} = 0.702 * (1.17)$$

$$F'_{rz} = 0.821$$

Conocido F'_{rz} , la velocidad media V'_D resulta en:

$$V'_D = \frac{1.0 \cdot 0.821 \cdot 140}{3.6} = 31.941 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

Para el cálculo de C_p , C_{pe} o C_{ps} tenemos:

$$C_{ps} = k_s * C_{pe}$$

C_{pe} es el coeficiente de presión exterior que se calcula según si se trata de la pared o del techo de la velaria.

El coeficiente C_{pc} se define con la siguiente expresión:

$$C_{pc} = -0.5 + 0.4\cos\beta + 0.8\cos2\beta + 0.3\cos3\beta - 0.1\cos4\beta - 0.05\cos5\beta \quad (4.3)$$

En la expresión anterior β es el ángulo que forma la dirección del viento con respecto a un punto sobre la pared.

El parámetro K_s está asociado con C_{pc} y tiene un valor de 1 para el caso estudiado.

La siguiente tabla resume los valores estimados del coeficiente de presión C_{pe} para diferentes valores de β .

Tabla 4.1. Variación de C_{pe} con β

β	C_{pe}												
0	1.750	26	1.522	52	0.885	78	-0.032	104	-1.044	130	-1.946	156	-2.555
1	1.750	27	1.505	53	0.854	79	-0.071	105	-1.082	131	-1.976	157	-2.571
2	1.749	28	1.487	54	0.823	80	-0.109	106	-1.120	132	-2.006	158	-2.586
3	1.747	29	1.468	55	0.791	81	-0.148	107	-1.158	133	-2.034	159	-2.601
4	1.745	30	1.449	56	0.758	82	-0.187	108	-1.195	134	-2.063	160	-2.614
5	1.741	31	1.429	57	0.725	83	-0.226	109	-1.233	135	-2.091	161	-2.627
6	1.738	32	1.408	58	0.692	84	-0.265	110	-1.270	136	-2.119	162	-2.640
7	1.733	33	1.387	59	0.659	85	-0.304	111	-1.306	137	-2.146	163	-2.652
8	1.728	34	1.365	60	0.625	86	-0.343	112	-1.343	138	-2.172	164	-2.663
9	1.722	35	1.343	61	0.591	87	-0.382	113	-1.379	139	-2.198	165	-2.673
10	1.716	36	1.320	62	0.556	88	-0.421	114	-1.415	140	-2.224	166	-2.683
11	1.709	37	1.297	63	0.521	89	-0.461	115	-1.451	141	-2.249	167	-2.692
12	1.701	38	1.273	64	0.486	90	-0.500	116	-1.486	142	-2.273	168	-2.701
13	1.692	39	1.249	65	0.451	91	-0.539	117	-1.521	143	-2.297	169	-2.709
14	1.683	40	1.224	66	0.415	92	-0.579	118	-1.556	144	-2.320	170	-2.716
15	1.673	41	1.198	67	0.379	93	-0.618	119	-1.591	145	-2.343	171	-2.722
16	1.663	42	1.172	68	0.343	94	-0.657	120	-1.625	146	-2.365	172	-2.728
17	1.652	43	1.146	69	0.306	95	-0.696	121	-1.659	147	-2.387	173	-2.733
18	1.640	44	1.119	70	0.270	96	-0.735	122	-1.692	148	-2.408	174	-2.738
19	1.627	45	1.091	71	0.233	97	-0.774	123	-1.725	149	-2.429	175	-2.741
20	1.614	46	1.063	72	0.195	98	-0.813	124	-1.758	150	-2.449	176	-2.745
21	1.601	47	1.034	73	0.158	99	-0.852	125	-1.791	151	-2.468	177	-2.747
22	1.586	48	1.006	74	0.120	100	-0.891	126	-1.823	152	-2.487	178	-2.749
23	1.571	49	0.976	75	0.082	101	-0.929	127	-1.854	153	-2.505	179	-2.750
24	1.555	50	0.946	76	0.044	102	-0.968	128	-1.885	154	-2.522	180	-2.750
25	1.539	51	0.916	77	0.006	103	-1.006	129	-1.916	155	-2.539	-	-

Cálculo del factor de corrección G

$$G = \frac{0.392 + \Omega}{273 + \tau} \quad (4.4)$$

donde:

Ω = es la presión barométrica, en mm de Hg

τ = Temperatura ambiental en °C

La ciudad de Durango se encuentra a 1885 msnm y la temperatura promedio es $\tau=17.2$ °C. Con los parámetros anteriores, el valor de Ω es estimado en 608.05 mm de Hg. Al sustituir los parámetros anteriores en la ecuación (4.4), G es:

$$G = \frac{0.392 * 608.05}{273 + 17.2^{\circ}C} = 0.821$$

Finalmente, para el cálculo de la presión media, se emplea la ecuación (4.1). Los valores de la presión para el caso estudiado se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.2. Valores de la presión media, P_m

β	P_m (Pa)	β	P_m (Pa)	β	P_m (Pa)	B	P_m (Pa)	β	P_m (Pa)	β	P_m (Pa)	β	P_m (Pa)
0	68.923	26	59.954	52	34.865	78	-1.268	104	-41.130	130	-76.653	156	-100.646
1	68.909	27	59.264	53	33.638	79	-2.784	105	-42.627	131	-77.829	157	-101.262
2	68.869	28	58.550	54	32.394	80	-4.304	106	-44.118	132	-78.987	158	-101.854
3	68.801	29	57.812	55	31.135	81	-5.830	107	-45.601	133	-80.127	159	-102.421
4	68.707	30	57.050	56	29.861	82	-7.359	108	-47.076	134	-81.249	160	-102.963
5	68.585	31	56.265	57	28.571	83	-8.893	109	-48.542	135	-82.352	161	-103.479
6	68.437	32	55.457	58	27.267	84	-10.429	110	-50.000	136	-83.436	162	-103.970
7	68.262	33	54.626	59	25.948	85	-11.969	111	-51.449	137	-84.501	163	-104.435
8	68.060	34	53.773	60	24.615	86	-13.511	112	-52.888	138	-85.546	164	-104.874
9	67.832	35	52.897	61	23.269	87	-15.054	113	-54.317	139	-86.570	165	-105.287
10	67.576	36	51.999	62	21.910	88	-16.600	114	-55.735	140	-87.575	166	-105.675
11	67.294	37	51.079	63	20.538	89	-18.146	115	-57.142	141	-88.559	167	-106.036
12	66.986	38	50.137	64	19.154	90	-19.692	116	-58.538	142	-89.521	168	-106.370
13	66.651	39	49.174	65	17.758	91	-21.239	117	-59.922	143	-90.463	169	-106.679
14	66.290	40	48.191	66	16.351	92	-22.785	118	-61.294	144	-91.383	170	-106.961
15	65.903	41	47.186	67	14.932	93	-24.330	119	-62.653	145	-92.281	171	-107.216
16	65.490	42	46.161	68	13.504	94	-25.874	120	-63.999	146	-93.157	172	-107.444
17	65.050	43	45.117	69	12.065	95	-27.415	121	-65.332	147	-94.011	173	-107.646
18	64.585	44	44.052	70	10.616	96	-28.955	122	-66.651	148	-94.842	174	-107.821
19	64.095	45	42.968	71	9.158	97	-30.492	123	-67.955	149	-95.650	175	-107.970
20	63.578	46	41.865	72	7.691	98	-32.025	124	-69.245	150	-96.435	176	-108.091
21	63.037	47	40.743	73	6.216	99	-33.555	125	-70.519	151	-97.196	177	-108.185
22	62.470	48	39.603	74	4.733	100	-35.080	126	-71.779	152	-97.934	178	-108.253
23	61.878	49	38.444	75	3.243	101	-36.601	127	-73.022	153	-98.648	179	-108.293
24	61.261	50	37.268	76	1.746	102	-38.116	128	-74.249	154	-99.338	180	-108.307
25	60.620	51	36.075	77	0.242	103	-39.626	129	-75.459	155	-100.004	-	-

La velaria se dividió en áreas tributarias que junto con las presiones mostradas en la Tabla 4.2 se emplearon para determinar fuerzas por unidad de longitud sobre los cables. La siguiente figura muestra la división en áreas tributarias de la velaria cónica.

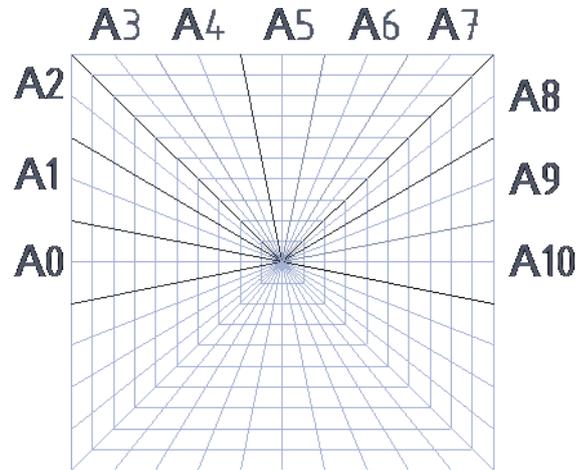


Figura 4.4. Áreas tributarias de la velaria cónica (sólo se muestran las áreas de la mitad de la velaría, las áreas del lado opuesto son similares por simetría)

Un resumen de las áreas tributarias del viento se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.3. Áreas tributarias

Área No.	A (m ²)
A0	28.2843
A1	28.2843
A2	28.2844
A3	28.2845
A4	28.2846
A5	28.2847
A6	28.2848
A7	28.2849
A8	28.2850
A9	28.2851
A10	28.2852

Es importante mencionar que para tomar en cuenta la inclinación de la velaria, las presiones fueron multiplicadas por el seno de 45°, donde los 45° son el ángulo que forma la horizontal y la inclinación de la velaria.

Con la información de las Tablas 4.2 y 4.3, las fuerzas del viento fueron estimadas. La aplicación de dichas cargas al modelo matemático se muestra en la siguiente figura.

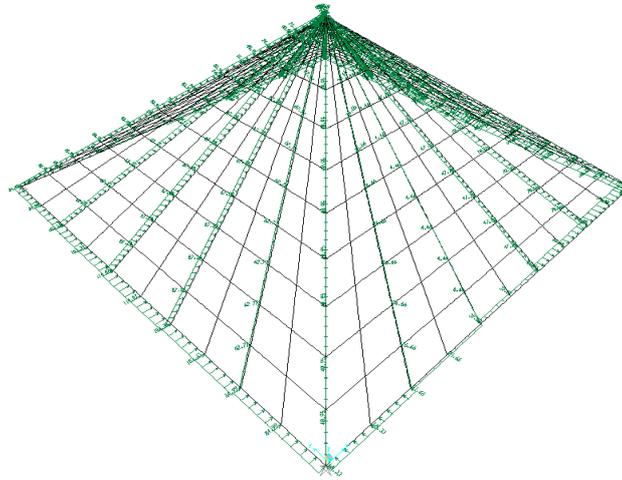


Figura 4.5 Modelo matemático con cargas de viento

4.5 Análisis de resultados

En la Tabla 4.4 se presenta la tensión de un cable de cada cara de la membrana cónica. La ubicación de cada cable se muestra en la Figura 4.6.

Tabla 4.4. Tensiones en cables seleccionados

Cara	Cable	Tensión (N)
Frontal	Central	-16.68
Lado derecho	Central	84.18
Lado izquierdo	Central	84.15
Trasera	Central	604.56

Se observa de la Tabla 4.4 que la tensión mayor se presenta en la zona de sotavento (cara trasera de la velaria), lo que se puede atribuir al hecho de que las presiones/succiones máximas se presentan en dicha zona de la velaria (ver Tabla 4.2).

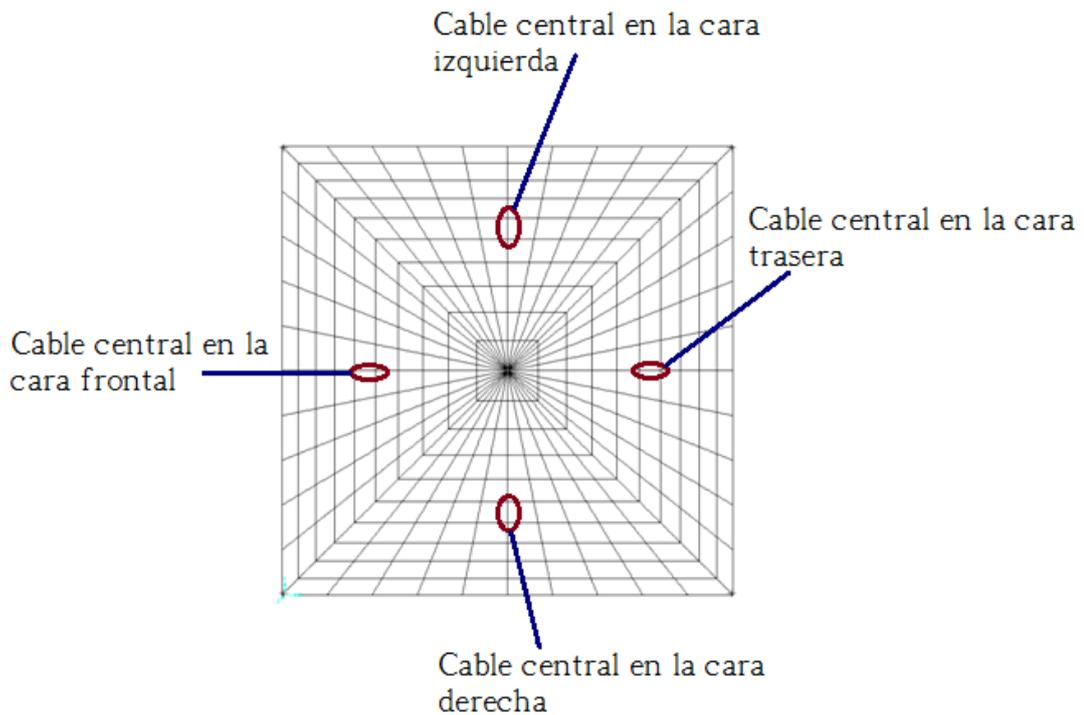


Figura 4.6. Localización de los cables mostrados en la Tabla 4.4

La Tabla 4.5 presenta el desplazamiento total, Δ_T , en nodos seleccionados (ver Figura 4.7).

Tabla 4.5. Desplazamientos en cables seleccionados

Desplazamientos totales		
Nodos	Cara	Δ_T^* (m)
1	Frente	0.196
2	Lado derecho	0.101
3	Lado izquierdo	0.101
4	Trasera	0.261

*Desplazamiento total obtenido como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos relativos de cada nodo.

Se observa de la tabla anterior que el máximo desplazamiento total se presenta en la zona de sotavento, lo cual es consistente con los resultados presentados en la Tabla 4.4. Resultados similares a los presentados en la tabla anterior fueron observados en el resto de la velaria.

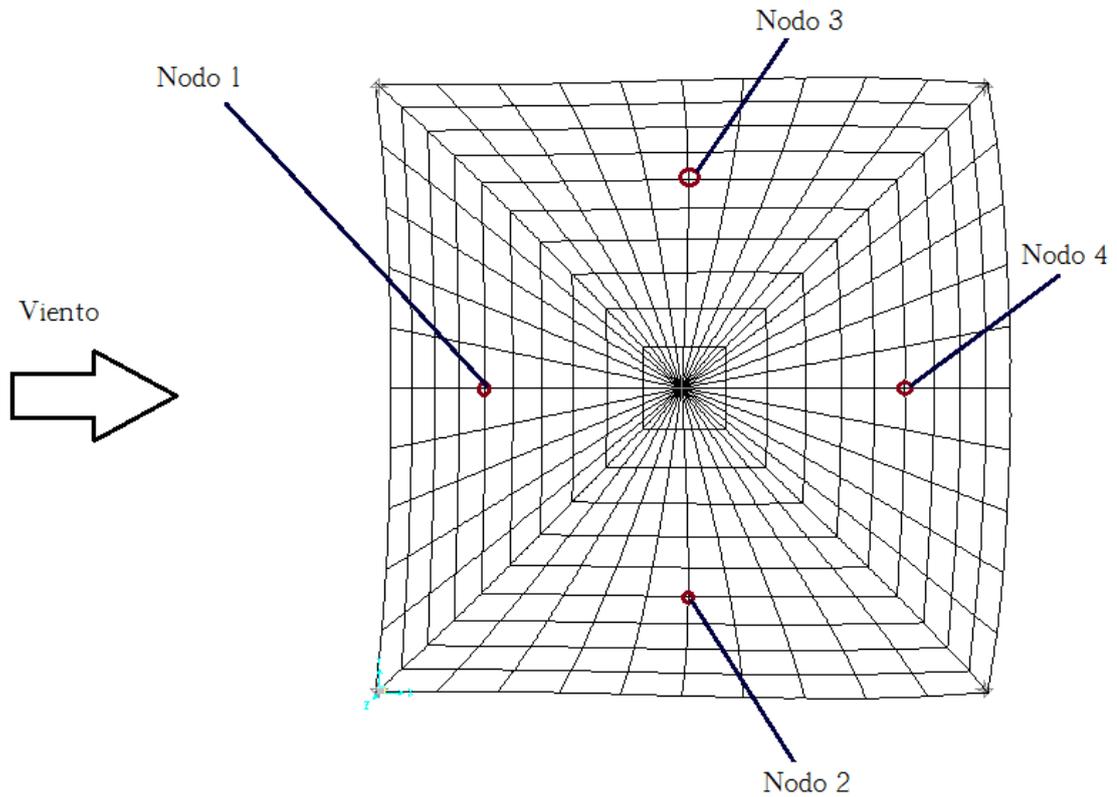


Figura 4.7. Localización de los nodos en el modelo matemático

Es importante mencionar que los resultados presentados hasta el momento no han sido afectados por los factores β^* y η^* , los cuales fueron definidos en capítulo 3. Si dichos factores son empleados, las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos.

Tabla 4.6. Tensiones en cables seleccionados afectadas por los factores β_s^* y η_s^*

Cara	Cable	Tensión (N)
Frente	Central	-31.85
Lado derecho	Central	160.68
Lado izquierdo	Central	160.58
Trasera	Central	1153.83

Tabla 4.7. Desplazamientos en cables seleccionados afectadas por los factores β_d^* y η_d^*

Desplazamientos totales		
Nodos	Cara	Δ_T^* (m)
1	Frente	0.36
2	Lado derecho	0.19
3	Lado izquierdo	0.19
4	Trasera	0.48

Se observa de las Tablas 4.6 y 4.7 que los resultados son sensibles a los efectos dinámicos (factor β^*) y no lineales (factor η^*).

Los análisis anteriores pueden ser empleados para la revisión de la resistencia de los cables y la membrana, así como para el diseño de las conexiones.

5. Conclusiones

- La información disponible para el diseño de tenso-estructuras es limitada.
- Los códigos de diseño contemplan un número limitado de tenso-estructuras, por lo cual es necesario recurrir a metodologías alternas para su análisis.
- Con los datos obtenidos en el análisis del modelo estudiado se puede inferir que los desplazamientos, en el nodo de la cara trasera es mayor que en las demás caras del modelo debido al efecto de succión producido por el viento. Es necesario llevar a cabo más análisis en donde se contemple el cambio de dirección del viento.
- El programa de análisis SAP2000 ofrece las herramientas mínimas para el análisis de tenso-estructuras, aunque existen programas como ANSYS Y SOLID WORKS FLOW SIMULATION que permiten una mayor flexibilidad en los análisis.
- Las pruebas en túnel de viento son deseables para verificar el comportamiento de tenso-estructuras de gran importancia.

Bibliografía

1. Frei Otto, "**Cubiertas colgantes**", Editorial Labor, S. A., 1958.
2. American Society of civil engineers; "**ASCE STANDARD, Air-Supported Structures**"; ASCE 17-96, 1997.
3. Comisión Federal de Electricidad, "**Manual de diseño de obras civiles diseño por viento**", México 2008.
4. Bungales S. Taranath Ph. D., "**Wind and earthquake resistant buildings structural analysis and design**", S.E., Marcel Dekker, New York. 2005.
5. Australian/New Zealand Standard; "**Structural design actions, Part 2: wind actions**"; AS/NZS 1170.2:2002
6. Buchholdt, Hans Anton; "**An introduction to cable roof structures**"; London: T. Telford, 1999.
7. Sánchez de Colacelli M. (2005), "**La forma de las cubiertas de membranas. Parte 1: de las tiendas a las membranas pretensadas**", revista de ciencias exactas e ingeniería, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina, año 14 N° 26, julio de 2005, pp. 50-54.
8. Sivaprasad Neha, "**WIND DESIGN OF FABRIC STRUCTURES DETERMINATION OF GUST FACTORS FOR FABRIC STRUCTURES**", May 2006.
9. Meseguer Ruiz José, "**Aerodinámica civil cargas del viento en las edificaciones**" edi. Mc Graw Hill/Interamericana de España, S.A.U 2001.
10. CHEN Bo, WU Yue, SHEN Shi-zhao; "**Wind-induced response analysis of conical membrane structures**"; Journal Harbin Institute Technology, Vol. 12, No 5, 2005.

11. Hernández Barrios Hugo, Valdés Vázquez Gerardo, y Hernández Martínez Alejandro, "**PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE DISEÑO EÓLICO DE TENSO ESTRUCTURAS**", XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural; León, Guanajuato 2010.

12. "**Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Viento**", 6 de octubre de 2004.

Páginas web consultadas

<http://www.herrera.unt.edu.ar/revistacet/anteriores/Nro26/PDF/p50-54.pdf>