

ESCUELA POLITECNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO DE EDIFICACIONES RESISTENTES AL VIENTO
PARA FACILIDADES PETROLERAS**

PREVIA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

DIEGO EDUARDO OROZCO YANEZ

SANGOLQUI 03 – FEBRERO – 2011

EXTRACTO

El presente trabajo de investigación, estudia la consecuencia del viento en edificaciones. El viento es un fenómeno atmosférico que se relaciona íntimamente con el clima.

El viento es una unidad vectorial, que tiene magnitud, dirección y sentido. Para la ingeniería civil es importante estudiar la componente horizontal del viento, ya que es la que genera la velocidad de viento.

Existen muchos aparatos para medir la velocidad del viento, el más usado es el anemómetro.

Es muy importante el estudio de la velocidad del viento y la afectación a las estructuras, por lo que es necesario crear normas “códigos” de viento que ayuden a determinar físicamente lo que sucede cuando el viento está presente en estructuras.

Para poder escoger un código de viento que se adapte a las condiciones atmosféricas del Ecuador es necesario estudiar códigos internacionales, ya que esa es la única referencia que se tiene en el país. Esta investigación pretende escoger un código para el Ecuador estudiando el CIRSOC -102, Las Normas Mexicanas Complementarias para Diseño por Viento, el IBC 2033, ASCE 7-05, UBC – 97.

El código que mejor se adapte a las condiciones del país, será el que se utilice para analizar y diseñar un Pipe Rack, Soportes de Tuberías y una Chimenea para facilidades petroleras.

Para poder analizar y diseñar las estructuras antes mencionadas es importante especificar las propiedades de los materiales a usar, las cargas que podrían afectar a la estructura, el método de análisis y diseño estructural.

ABSTRACT

The current investigation studies the principal consequences of the wind in structures. For the civil engineering is important to study the speed and pressure of the wind, many countries in around the world have been studying, and they created many rules “codes” of wind.

The wind codes give to the engineer tools for quantity the pressure acting into the structures. The principal objective of this investigation is analyzing one structure with five codes given for Argentina, México, and USA. Finally we take the best code according to the wind characteristics of Ecuador.

The next objective of this investigation is design structures for petrochemical facilities like Pie Rack, Rack of Pipes and chimneys.

To analyze these structures is important to define de cross section, the geometric and mechanical properties of the material to use.

It's important to define the loads acting into the structure, like dead load, live load, wind load, etc. It's important to use the code chosen for Ecuador.

Finally the structures pointed before are analyzed and designed with any method.

CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. Diego Eduardo Orozco Yáñez como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil

Sangolquí 03- Febrero – 2011

ING MARCELO GUERRA AVENDAÑO

ING. ERNESTO PRO ZAMBRANO

REVISADO POR

ING. JORGE ZUÑIGA

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi madre, mi padre, mis hermanos, mis tías y abuelitas que siempre han estado conmigo en los momentos buenos y especialmente en los momentos malos dándome apoyo para poder cumplir con las metas soñadas.

DIEGO EDUARDO OROZCO YANEZ

AGRADECIMIENTO

Es imprescindible agradecer a Dios y a mis padres que me dieron las herramientas para poder ser una persona de provecho a la sociedad.

A mis hermanos por ser los amigos que toda persona desea tener.

A mis tías por ser las amigas incondicionales.

Finalmente agradezco a mi director y codirector por darme su tiempo, su conocimiento y su paciencia durante la elaboración de esta investigación.

DIEGO EDUARDO OROZCO YANEZ

INDICE

EXTRACTO.....	2
ABSTRACT	3
CERTIFICACION	4
DEDICATORIA	5
AGRADECIMIENTO.....	6
INDICE	7
INTRODUCCION	17
ANTECEDENTES.....	18
JUSTIFICACION E IMPORTANCIA	19
OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO.....	19
OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	19
ALCANCE DEL PROYECTO	20
CAPITULO I.....	22
1. EL VIENTO.....	22
1.1. EXPLICACIÓN FÍSICA DEL VIENTO.....	24
1.1.1. <i>Movimiento en Nuestro Planeta</i>	28
1.1.2. <i>Viento Geostrófico</i>	32
1.1.3. <i>Viento de Gradiente</i>	34
1.1.4. <i>Características Físicas de los Vientos</i>	36
1.2. VELOCIDAD DEL VIENTO.....	36
1.2.1. <i>Medida del Viento</i>	37

CAPITULO II.....	39
2. ESTUDIO DE CÓDIGOS INTERNACIONALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A CARGAS DE VIENTO.....	39
2.1. ESTUDIO DEL CÓDIGO ARGENTINO DE VIENTO (CIRSOC-102)	39
2.1.1. <i>Generalidades</i>	39
2.1.2. <i>Explicación de los Coeficientes utilizados en el Código Argentino para la determinación de Cargas de Viento</i> 40	
2.1.3. <i>Método 1.- Procedimiento Simplificado</i>	49
2.1.4. <i>Método 2.- Procedimiento Analítico</i>	51
2.2. ESTUDIO DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO (MÉXICO).....	59
2.2.1. <i>Consideraciones Generales</i>	60
2.2.2. <i>Clasificación de las Estructuras</i>	61
2.2.3. <i>Efectos a Considerar</i>	62
2.2.4. <i>Método Simplificado y Estático para Diseño por Viento</i>	63
2.2.5. <i>Empujes Dinámicos Paralelos al Viento</i>	68
2.2.6. <i>Efecto de Vórtices Periódicos sobre Estructuras Prismáticas</i>	70
2.3. ESTUDIO DEL UNIFORM BUILDING CODE (UBC-97)	72
2.3.1. <i>Consideraciones Generales</i>	72
2.3.2. <i>Determinación de las Presiones de Viento</i>	73
2.4. ESTUDIO DEL CÓDIGO MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES REALIZADO POR LA AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE 7-05)	78
2.4.1. <i>Consideraciones Generales</i>	79
2.4.2. <i>Estudio del Método Simplificado</i>	81
2.4.3. <i>Estudio del Método Analítico</i>	84
2.5. ESTUDIO DEL INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC -2003).....	98
2.5.1. <i>Consideraciones Generales</i>	98

2.5.2.	<i>Definiciones</i>	100
2.5.3.	<i>Velocidad del Viento</i>	101
2.5.4.	<i>Categorías de Exposición de las Estructuras</i>	101
2.5.4.1.	<i>Método Simplificado</i>	102
2.5.5.	<i>Estudio de los Elementos del Techo</i>	103
CAPITULO III		105
3. APORTE A LA PROPUESTA DE UN CÓDIGO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS		
RESISTENTES A CARGAS DE VIENTO PARA FACILIDADES PETROLERAS EN EL ECUADOR.		105
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO DE VIENTO EN EL ECUADOR.....	105
a.	<i>Masas Tropicales Marítimas</i>	105
b.	<i>Masas Tropicales Continentales</i>	105
c.	<i>Masas Templadas</i>	105
d.	<i>Masas de Aire Frías</i>	106
3.2.	VELOCIDAD DE VIENTO EN EL ECUADOR	107
3.3.	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LOS CÓDIGOS UBC, IBC, CIRSOC 102, ASCE 7-05 Y NORMAS TÉCNICAS	
COMPLEMENTARIAS MEXICANAS PARA DISEÑO POR VIENTO.		110
3.3.1.	<i>Consideraciones Generales</i>	110
3.3.2.	<i>Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el Código Argentino CIRSOC- 102</i>	112
3.3.3.	<i>Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante las Normas Mexicanas</i>	119
3.3.4.	<i>Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el Uniform Building Code UBC - 97</i>	121
3.3.5.	<i>Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el ASCE 7-05</i>	125
3.3.6.	<i>Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el IBC-2003</i>	131
3.4.	RESUMEN DE PRESIONES DE VIENTO	133
3.5.	ELECCIÓN DEL MEJOR CÓDIGO PARA EL ECUADOR.....	138
3.5.1.	<i>Diseño de Bloques Completos al Azar para Determinar Estadísticamente el Mejor Código para el Ecuador</i>	139

CAPITULO IV	154
4. ESTUDIO DE EDIFICACIONES PETROLERAS.	154
4.1. ESTUDIO DE UN PIPE RACK	154
4.1.1. <i>Cargas a Considerar en el Diseño de un Pipe Rack</i>	157
4.1.2. <i>Combinaciones de Carga</i>	171
4.2. ESTUDIO DE UNA TEA O CHIMENEA	172
4.2.1. <i>Consideraciones Generales</i>	172
4.2.2. <i>Cargas a Considerar en la chimenea o Tea</i>	182
4.2.3. <i>Combinaciones de Carga para una Tea o Chimenea</i>	183
4.3. ESTUDIO DE SOPORTES EN INSTALACIONES PETROLERAS.....	184
4.3.1. <i>Consideraciones Generales de los soportes de Tuberías Petroleras</i>	184
4.3.2. <i>Cargas a Considerar en Soportes de Tuberías Petroleras</i>	188
4.3.3. <i>Combinación de Cargas para Soportes de Tuberías Petroleras</i>	190
CAPITULO V	191
5. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL RESISTENTE AL VIENTO DE ESTRUCTURAS PETROLERAS.	191
5.1. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PIPE RACK RESISTENTE AL VIENTO.....	191
5.1.1. <i>Elementos Estructurales que Conforman un Pipe Rack</i>	192
5.1.2. <i>Consideraciones Generales para el Análisis Estructural de un Pipe Rack Resistente al Viento</i>	194
5.1.3. <i>Consideraciones Generales para el Diseño Estructural de un Pipe Rack Resistente a Cargas de Viento</i> 200	
5.1.4. <i>Diseño en Acero</i>	202
5.1.5. <i>Procedimiento de Diseño</i>	203
5.1.6. <i>Ejemplo del Análisis y Diseño Estructural de un Pipe Rack</i>	204
5.2. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CHIMENEA O TEA RESISTENTE A CARGAS DE VIENTO	221

5.2.1.	<i>Elementos Estructurales que conforman una Chimenea para Facilidades Petroleras Resistentes al Viento</i>	221
5.2.2.	<i>Consideraciones Generales para el Análisis Estructural de una Chimenea Resistente a Cargas de Viento</i>	222
5.2.3.	<i>Consideraciones Generales para el Diseño Estructural de una Chimenea Resistente al Viento.</i>	224
5.2.4.	<i>Procedimiento de Diseño para una Chimenea o Tea Resistente a Cargas de Viento para Facilidades Petroleras</i>	225
5.2.5.	<i>Ejemplo del Análisis y Diseño estructural de una Chimenea</i>	226
5.3.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SOPORTE DE TUBERÍA PARA FACILIDADES PETROLERAS RESISTENTES A CARGAS DE VIENTO	246
5.3.1.	<i>Consideraciones Generales para el Análisis Estructural de Soportes de Tubería para Facilidades Petroleras Resistentes al Viento</i>	247
5.3.2.	<i>Consideraciones Generales para el Diseño Estructural de Soportes de tuberías Petroleras Resistentes al Viento</i>	248
5.3.3.	<i>Procedimiento de Diseño</i>	249
5.3.4.	<i>Ejemplo del Análisis y Diseño Estructural de un Soporte de Tubería</i>	250
CAPITULO VI		263
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	263
6.1.	CONCLUSIONES	263
6.2.	RECOMENDACIONES	265
BIBLIOGRAFIA		266
BIOGRAFIA		268
HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS		269

LISTADO DE TABLAS

Tabla 4. 1: Casos de análisis dependiendo el número de tuberías	162
Tabla 4. 2: Pesos nominales de tuberías	163
Tabla 4. 3: Pesos nominales de tuberías [SI]	164
Tabla 4. 4: Volúmenes de aislamiento de tuberías	165
Tabla 4. 5: Pesos unitarios del material de aislamiento	166
Tabla 4. 6: Velocidades de salida de los gases de una chimenea	174
Tabla 4. 7: Máximo espaciamiento entre soportes.....	186
Tabla 5. 1: Soportes de tuberías	191

TABLA DE GRÁFICOS

Gráfico 3. 1: Isotacas de Viento del Ecuador	109
Gráfico 3. 2: Galpón a Estudiar	111
Gráfico 3. 3: Galpón que será analizado para calcular cargas de viento, por los códigos: CIRSOC - 102; Normas Técnicas Mexicanas Complementarias de Diseño por Viento; UBC - 97, ASCE 7-05; IBC 2003.....	112
Gráfico 3. 4: Presión de Viento Perpendicular al Cumbre con Presión Interna (+), (CIRSOC – 102).....	116
Gráfico 3. 5: Presión de Viento Perpendicular al Cumbre con Presión Interna (-), (CIRSOC – 102).....	116
Gráfico 3. 6: Presión de Viento Paralelo al Cumbre con Presión Interna (+), actuando en las Paredes (CIRSOC – 102).....	117
Gráfico 3. 7: Presión de Viento Paralelo al Cumbre con Presión Interna (-), actuando en la Estructura Principal Resistente a la Presión de Viento (CIRSOC – 102).....	118
Gráfico 3. 8: Presión de Viento Paralelo al Cumbre con Presión Interna (-), actuando en las Paredes (CIRSOC – 102).....	118
Gráfico 3. 9: Presión de Viento Paralelo al Cumbre actuando en la Estructura Principal Resistente a la Presión del Viento (CIRSOC – 102).....	119
Gráfico 3. 10: Presión de Viento, Coeficiente de Presión Externa (Normas Mexicanas)	120
Gráfico 3. 11: Presión de Viento, Coeficiente de Presión Interna (Normas Mexicanas)	121
Gráfico 3. 12: Presión de Viento, $C_q = -0.9$, para la Cubierta a Barlovento (UBC – 97)	123
Gráfico 3. 13: Presión de Viento, $C_q = 0.3$, para la Cubierta a Barlovento (UBC – 97).....	124
Gráfico 3. 14: Presión de Viento, paralelo al cumbre (UBC - 97)	124

Gráfico 3. 15: Presión de Viento, perpendicular al cumbrero, con presión interna (+); (ASCE 7 - 05).....	128
Gráfico 3. 16: Presión de Viento, perpendicular al cumbrero, presión interna (-); (ASCE 7 - 05).....	128
Gráfico 3. 17: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado a las paredes, presión interna (+); (ASCE 7 - 05)	129
Gráfico 3. 18: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado al sistema principal resistente a presiones de viento, presión interna (+); (ASCE 7 - 05).....	130
Gráfico 3. 19: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado a las paredes, presión interna (-); (ASCE 7 - 05).....	130
Gráfico 3. 20: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado al sistema principal resistente a presiones de viento, presión interna (-); (ASCE 7 - 05)	131
Gráfico 3. 21: Presión de Viento, perpendicular al cumbrero, aplicado al sistema principal resistente a presiones de viento; (IBC - 2003).....	133
Gráfico 3. 22: Comparación de las Presiones de Viento, para la pared de barlovento, presiones internas (+).....	134
Gráfico 3. 23: Comparación de las Presiones de Viento, para la pared de barlovento, presión interna (-)	135
Gráfico 3. 24: Comparación de las Presiones de Viento, para la pared de sotavento.....	136
Gráfico 3. 25: Comparación de las Presiones de Viento, para la cubierta a barlovento.....	137
Gráfico 3. 26: Comparación de las Presiones de Viento, para la cubierta de sotavento.....	138
Gráfico 4. 1: Esfuerzo de corte en los pernos	156

Gráfico 4. 2: Esfuerzo axial en las placas	156
Gráfico 4. 3: Detalle de los pernos de anclaje al suelo	157
Gráfico 4. 4: Detalle de chimeneas sin considerar juntas de construcción.....	179
Gráfico 4. 5: Detalle de chimeneas que considera juntas de construcción	180
Gráfico 4. 6: Esquema de la chimenea que se diseñará	181
Gráfico 5. 1: Pipe Rack considerado para el ejemplo de aplicación en vista 3D	204
Gráfico 5. 2: Carga Muerta en el Pipe Rack	207
Gráfico 5. 3: Carga de Viento [Coeficiente de presión externa (+)].....	208
Gráfico 5. 4: Carga de Viento [Coeficiente de presión externa (-)].....	208
Gráfico 5. 5: Asignación de nombres para presentar los datos obtenidos por el Sap2000	209
Gráfico 5. 6: Chimenea de Hormigón Armado.....	226
Gráfico 5. 7: Diagrama de Iteración de la Chimenea Dext = 18.70 m (1500 varillas)	238
Gráfico 5. 8: Diagrama de Iteración de la Chimenea Dext = 19.75 m (1500 varillas)	245
Gráfico 5. 9: Soporte de tubería	246
Gráfico 5. 10: Soporte de Tubería, vista en Perfil y Corte	250
Gráfico 5. 11: Carga Muerta y Viento Actuando en el Soporte de tubería.....	252

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO A (Comparación entre carga de sismo y carga de viento)

ANEXO B (Distribución del acero de refuerzo en la sección transversal de la chimenea de hormigón armado)

ANEXO C (Resultados generados por el programa Section Builder)

INTRODUCCION

El presente trabajo de investigación estudia el fenómeno del viento y la afectación que puede generar en las edificaciones, es decir como primer punto se considera al viento como una medida vectorial, que tiene magnitud, dirección y sentido.

La componente horizontal del vector que describe el viento es aquel que produce una velocidad, es decir esta componente es la velocidad de viento, la cual al chocar con las estructuras produce esfuerzos en dichas edificaciones.

Para poder determinar la afectación del viento en las estructuras se han elaborado códigos que ayuden a simular el comportamiento de las estructuras ante este fenómeno, una gran limitante en el Ecuador es la no existencia de un código que reglamente este tipo de fenómenos naturales, por esta razón en este trabajo se estudian cinco códigos internacionales y mediante análisis de cargas se puede determinar el mejor código para el Ecuador.

Una aplicación de este código se presenta al analizar y diseñar estructuralmente edificaciones para facilidades petroleras del tipo Pipe Rack, Soportes de Tuberías y Chimeneas.

ANTECEDENTES

En la historia de la ingeniería civil de nuestro país la mayoría de edificaciones no tan conocidas como las estructuras petroleras se han basado en códigos extranjeros, que muchas veces no se adaptan a la realidad nacional, muchos de estos casos han sufrido daño en las estructuras por consideraciones que en nuestro país no existen.

En el Código Ecuatoriano de la Construcción no se menciona nada del fenómeno de viento, muy importante para este tipo de estructuras.

Desde los inicios en 1920 compañías extranjeras empiezan la extracción petrolera del país impidiendo que los Ecuatorianos incursionemos en este campo muy importante para la nación, durante estos años profesionales extranjeros han diseñado todas las instalaciones y edificaciones petroleras. En 1974 se crea CEPE (Corporación Estatal Petrolera Ecuatoriana), a partir de este año personal Ecuatoriano genera gran avance en este campo, investigando y diseñando edificaciones petroleras, pero según datos existen alrededor de 1.6 millones de hectáreas que no se han explotado, es decir se pretende diseñar mas estaciones de extracción de petróleo.

De acuerdo a estos datos PETROECUADOR debe realizar estudios y posteriormente construir estructuras como las que se estudiarán en este proyecto de tesis.

JUSTIFICACION E IMPORTANCIA

Es importante mencionar que no existe un código de viento para el país la mayoría de edificaciones se hacen con códigos extranjeros, se considera que es un gran aporte proponer un código de viento que ayude a futuras edificaciones que requieran la consideración del impacto de viento.

El diseño de estructuras petroleras no es muy conocido, la mayoría de estas edificaciones la diseñan extranjeros, de esta manera impiden un desarrollo tanto profesional como económico para los Ingenieros Ecuatorianos. Es importante mencionar que el diseño de estas tres estructuras petroleras que se proponen ayudaría como apoyo académico para cuando se requiera instalar edificaciones para la extracción de petróleo.

OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO

El viento genera presiones de viento en edificaciones, y estas deben ser capaces de resistir, y asegurar la vida humana, por lo tanto se plantea el siguiente objetivo:

Diseñar edificaciones petroleras resistentes al viento

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Proponer un aporte al código para el diseño y construcción de estructuras resistentes a cargas de viento para el País.
- Diseñar un Pipe Rack resistente al viento.
- Diseñar Soportes resistentes al viento.

ALCANCE DEL PROYECTO

El propósito de esta tesis es estudiar los códigos CIRSOC – 102, Normas Mexicanas Técnicas complementarias para Diseño por Viento, UBC – 97, ASCE 7-05, IBC 2003.

Una vez estudiados se debe escoger un código que sea compatible con las características atmosféricas y de viento en el Ecuador. Para ello se escoge un galpón que sirve de bodega, y se calcula las cargas de viento por todos los códigos antes mencionados. Basándose en métodos estadísticos o criterios de ingeniería se escoge el mejor código de viento para el país.

Como una aplicación se realizará un ejemplo donde se analizará y diseñará estructuralmente un Pipe Rack, un Soporte de Tubería, y una Chimenea.

Para poder realizar el análisis estructural será necesario conocer la utilización, sus características, y funciones de las edificaciones petroleras en estudio.

Para poder realizar el cálculo estructural será necesario determinar el tipo de cargas que se presenten en este tipo de edificaciones, y establecer combinaciones de carga basándose en códigos apropiados para este tipo de estructuras.

El análisis estructural se realizará utilizando el programa computacional Sap2000 versión 14.0

El diseño estructural debe seguir el procedimiento que especifican códigos de diseño tanto para acero como para hormigón.

Para los elementos de acero se definirá el método de diseño recomendado por el AISC apropiado para este tipo de estructuras.

Para elementos de hormigón armado se explicará el método de diseño ayudándose de las recomendaciones explicadas en el ACI 318.

CAPITULO I

1. EL VIENTO

El viento es el desplazamiento horizontal de las masas de aire, causado por las diferencias de presión atmosférica, atribuidas a la variación de temperatura sobre las diversas partes de la superficie terrestre. Es decir, las distintas temperaturas existentes en la Tierra y en la atmósfera, por la desigual distribución del calentamiento solar y las diferentes propiedades térmicas de las superficies terrestres y oceánicas, producen corrientes de aire. Las masas de aire más caliente tienden a subir y en su lugar se ubican masas de aire más denso y frío. Además al viento se le puede considerar como un vector definido por magnitud, intensidad y dirección.

La causa de los vientos está en los movimientos de rotación y de traslación terrestres que dan origen, a su vez, a diferencias considerables en la radiación solar, principalmente de onda larga (infrarroja o térmica), que es absorbida de manera indirecta por la atmósfera, de acuerdo con la propiedad diatérmica del aire, según la cual la radiación solar sólo calienta indirectamente a la atmósfera ya que los rayos solares pueden atravesar la atmósfera sin calentarla. Son los rayos de calor (infrarrojos) reflejados por la superficie terrestre y acuática de la Tierra los que sí logran calentar el aire en la capa de la atmósfera inmediatamente en contacto con el suelo o con dicha superficie acuática.

Las masas de aire más caliente tienden a ascender, y su lugar es ocupado entonces por las masas de aire circundante, más frío y, por tanto, más denso. En la atmósfera libre, las corrientes del aire pueden tener una dirección cualquiera que se descompone en un componente vertical de ascenso o descenso y otra horizontal.

Se denomina propiamente "viento" a la corriente de aire que se desplaza en sentido horizontal, reservándose la denominación de "corriente de convección" para los movimientos de aire en sentido vertical. La dirección del viento depende de la distribución y evolución de los centros isobáricos; se desplaza de los centros de alta presión (anticiclones) hacia los de baja presión (depresiones) y su fuerza es tanto mayor cuanto mayor es el gradiente de presiones. En su movimiento, el viento se ve alterado por diversos factores tales como el relieve y la aceleración de Coriolis.

El movimiento del aire en sentido horizontal observado desde una estación meteorológica ordinaria, es definida por dos caracteres: la dirección y la velocidad.

La dirección es designada por el rumbo del cual viene el viento y no por aquel al cual se dirige. Así, un viento noreste es un viento que viene del noreste.

El viento es un fenómeno meteorológico de gran importancia, ya que es el encargado de transportar las masas de agua en forma de vapor o en forma de nubes (agua en estado líquido), además de que regula las diferencias de temperaturas entre distintos puntos de la superficie terrestre. También puede provocar catástrofes de gran magnitud; especialmente en estructuras que no sean capaces de soportar la fuerza que ejerce.

La primera descripción científica conocida del viento se debe al físico italiano evangelista Torricelli en 1643, que indicó que los vientos son producidos por diferencias en la temperatura del aire, y por tanto de la densidad, entre dos regiones de la Tierra.

Otras fuerzas que influyen en el viento son la fuerza de gradiente de presión, el efecto Coriolis, las fuerzas de flotabilidad y de fricción; y la configuración del relieve. Cuando entre dos masas de aire adyacentes existe una diferencia de densidad, el aire tiende a fluir desde las regiones de

mayor presión a las de menor presión. En un planeta sometido a rotación, este flujo de aire se verá afectado, acelerado, elevado o transformado por el efecto de Coriolis en cualquier parte de la superficie terrestre.

El origen principal de estas fuerzas es la energía recibida del sol. Esta energía calienta a la atmosfera y pone en movimiento la máquina atmosférica. El vapor de agua es condensado en el aire y precipitado después. Los procesos que intervienen son complejos, la circulación general de la atmósfera es una consecuencia del calentamiento desigual de la superficie de la Tierra. El resultado es que la energía radiante del sol se transforma en energía cinética del aire en movimiento o viento.

La componente vertical del viento es pequeña y a menudo se desprecia al compararla con las componentes horizontales. No obstante hay que admitir que los movimientos verticales del aire son la principal causa de la ocurrencia o ausencia de casi todas las formas de nubes y de precipitación, es decir todos los fenómenos del tiempo.

1.1. Explicación Física del Viento

Para poder explicar el viento de una manera física, se supone el movimiento del aire sobre una Tierra supuesta en reposo.

En un sistema de coordenadas determinadas, la segunda ley del movimiento de Newton expresa que:

$$F = m * a \quad (1.1)$$

Donde: F = Fuerza que actúa sobre un cuerpo

m = Masa de un cuerpo

a = Aceleración resultante

Si se aplica esta ecuación a movimientos atmosféricos referidos a coordenadas cartesianas en una Tierra no rotatoria, se puede escribir:

$$\begin{aligned}F_x &= m * a_x = m \frac{du}{dt} \\F_y &= m * a_y = m \frac{dv}{dt} \\F_z &= m * a_z = m \frac{dw}{dt}\end{aligned}\tag{1.2}$$

Donde: F_x, F_y, F_z = Fuerzas que actúan a lo largo de los ejes X, Y, Z respectivamente

a_x, a_y, a_z = Aceleraciones a lo largo de los ejes X,Y,Z respectivamente

u, v, w = Velocidades dirigidas a lo largo de los ejes X, Y, Z

Si se considera la unidad de masa, las ecuaciones se escriben de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}F_x &= \frac{du}{dt} \\F_y &= \frac{dv}{dt} \\F_z &= \frac{dw}{dt}\end{aligned}\tag{1.3}$$

Los términos F_x, F_y, F_z incluyen todas las fuerzas externas que actúan sobre una partícula de aire. Algunas de estas fuerzas, tales como la viscosidad y el rozamiento con la superficie del suelo, son muy difíciles de cuantificar y se desprecian como primera aproximación en el curso de la práctica sinóptica normal. De acuerdo con esto, se desprecia todas la fuerzas externas y solo se considera la fuerza del gradiente de presión. Esta es por lo general mayor en magnitud que las

restantes fuerzas y es la que controla efectivamente el movimiento, sobre todo en el aire superior, por encima del nivel de rozamiento con la superficie.

La fuerza del gradiente de presión es causada por la diferencia en la presión atmosférica entre dos puntos. Para esta fuerza se puede derivar una expresión de la siguiente manera:

Se imagina un cubo de dimensiones infinitesimales cuyos lados sean paralelos a los ejes, con una presión p , actuando sobre la cara ABCD y una presión $p + \frac{\partial p}{\partial x} dx$ actuando sobre la cara opuesta EFGH(fig. 1). Los lados del cubo son dx , dy , dz .

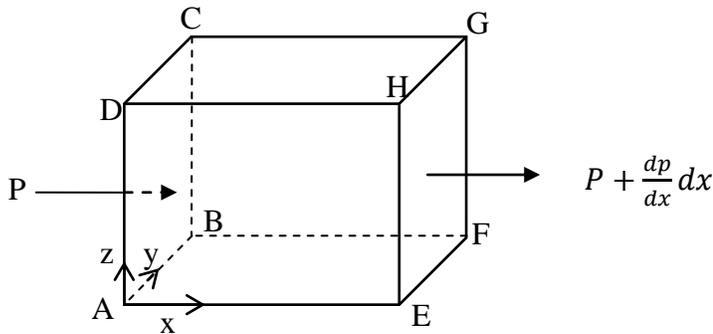
Entonces las correspondientes fuerzas que actúan sobre ABCD y EFGH son $pdydz$ y

$(p + \frac{\partial p}{\partial x} dx)$, respectivamente. La fuerza resultante actuando sobre el cubo en la dirección de x es la diferencia entre las dos fuerzas, así:

$$F_x = pdydz - (p + \frac{\partial p}{\partial x} dx)dydz - \frac{\partial p}{\partial x} dx dy dz$$

$$F_x = -\frac{\partial p}{\partial x} dV$$

$$F_x = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial x} \text{ Por unidad de masa} \quad (1.4)$$



Esta es la fuerza del gradiente de presión que actúa en la dirección X. Si la presión disminuye a lo largo del eje de las X, la fuerza está dirigida a lo largo del eje de las X. Si la presión aumenta a lo largo del eje de las X, la fuerza está dirigida en el sentido opuesto, es decir, hacia el origen del sistema de coordenadas. Las fuerzas que actúan en las direcciones de y, z se pueden derivar análogamente de modo que las ecuaciones completas por unidad de masa son:

$$F_x = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial x}$$

$$F_y = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial y} \quad (1.5)$$

$$F_z = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial z}$$

La componente vertical F_z , está normalmente equilibrada por la aceleración de la gravedad, así:

$$F_z = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial z} = g$$

Siendo esta la ecuación hidrostática, por ahora se supondrá que el movimiento vertical es despreciable en magnitud comparado con el movimiento horizontal, por lo que el desarrollo de la ecuación de movimiento estará restringido al movimiento horizontal. Se puede ahora combinar las ecuaciones (1.3) y (1.5) y escribir de la siguiente manera:

$$\frac{du}{dt} = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial x}$$

$$\frac{dv}{dt} = -\frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial y} \quad (1.6)$$

Las ecuaciones (1.6) se refieren al flujo horizontal, sin rozamiento en un sistema de coordenadas fijo. El movimiento resultante sería una velocidad continuamente acelerada y dirigida a lo largo

del gradiente de presión, es decir, de la alta a la baja presión. Este movimiento de la atmósfera ocurre cerca del Ecuador, pero carece de importancia, ya que los gradientes de presión son débiles en aquella región.

1.1.1. Movimiento en Nuestro Planeta

Sabemos que la superficie de la tierra no está en realidad fija en el espacio. La Tierra gira alrededor de su eje con una velocidad angular Ω y los movimientos de la atmósfera relacionados con el suelo de rotación no pueden ser descritos por la ecuación (1.6), ya que estas ecuaciones han sido establecidas en coordenadas fijas en el espacio absoluto. Las coordenadas fijas en el espacio absoluto no son útiles, ya que todas las observaciones se hacen con referencia a la superficie de la tierra, que está en rotación. Se debe por lo tanto ajustar las ecuaciones de movimiento de manera que describan el movimiento relativo a coordenadas fijas con referencia a la Tierra en rotación, por lo tanto las ecuaciones (1.6) pueden ser ajustadas incluyendo un término que describa la fuerza aparente que resulte de la rotación. En el hemisferio Norte esta fuerza actúa formando un ángulo recto con y hacia la derecha de la dirección del movimiento del aire y es proporcional a la velocidad. Se llama fuerza de Coriolis o fuerza desviadora de la Tierra. Es claro que aunque la fuerza de Coriolis puede hacer variar la dirección del movimiento no puede alterar su velocidad. En el hemisferio Sur la fuerza de Coriolis actúa formando un ángulo recto con y hacia la izquierda de la dirección del movimiento del aire, ya que para un observador de pie en el Polo Sur la Tierra gira en el sentido de las agujas del reloj (es decir en sentido opuesto al sentido de rotación que ve un observador de pie en el Polo Norte).

1.1.1.1. Fuerza de Coriolis

El efecto Coriolis, descrito en 1835 por el científico francés Gaspard Gustave Coriolis, es el resultado que se observa en un sistema de referencia en rotación (y por tanto no inercial) cuando un cuerpo se encuentra en movimiento respecto a dicho sistema de referencia. Éste efecto considera la existencia de una aceleración relativa del cuerpo con el mismo sistema de rotación. Ésta aceleración es siempre perpendicular al eje de rotación del sistema y a la velocidad del cuerpo.

Para poder entender del efecto de la fuerza de Coriolis se lo explicará por medio de un simple ejercicio práctico. Se toma una hoja de papel, y se lo coloca sobre la mesa y se pone la punta de un lápiz en la parte media del papel. Sin mirar el papel se lo hace girar con una mano en sentido opuesto a las agujas del reloj (o en el sentido de las agujas del reloj si el experimento se lo realiza en el hemisferio sur) moviendo simultáneamente el lápiz hacia un objeto o un punto fijo sobre la mesa. La persona realizando el experimento deberá fijar su vista sobre el punto fijo y no sobre el papel. El punto representa un punto fijo en el espacio absoluto, mientras que la punta del lápiz sobre el papel representa una partícula de aire que se mueve sobre la superficie de la Tierra en rotación. La trayectoria descrita por la punta del lápiz sobre el papel será una curva hacia la derecha (hacia la izquierda en el hemisferio Sur), pero desde luego será una línea recta con referencia a cualquier sistema de coordenadas fijas o a cualquier observador estacionario fuera del rotatorio. La huella que el lápiz deja en el papel al moverse hacia el objeto fijo parece estar afectada por una fuerza que tira el lápiz hacia la derecha (hacia la izquierda en el hemisferio Sur).

El movimiento sobre la superficie de la tierra es análogo, el aire que se mueve en línea recta con relación al espacio absoluto describirá una línea curva con relación a la superficie de la tierra, del

mismo modo que el lápiz que se mueve en línea recta con relación a la mesa, pero en línea curva hacia la derecha (hacia la izquierda en el hemisferio Sur) con relación al papel giratorio. Lo que en realidad ocurre es que la tierra está girando bajo el aire del mismo modo que el papel giró bajo el lápiz.

En definitiva el efecto Coriolis hace que un objeto que se mueve sobre el radio de un disco en rotación tienda a acelerarse con respecto a ese disco dependiendo la dirección del movimiento, que puede ser hacia el eje de giro o alejándose de éste. Por el mismo principio, en el caso de una esfera en rotación, el movimiento de un objeto sobre los meridianos también presenta este efecto, ya que dicho movimiento reduce o incrementa la distancia respecto al eje de giro de la esfera.

Debido a que el objeto sufre una aceleración desde el punto de vista del observador en rotación, es como si para éste existiera una fuerza sobre el objeto que lo acelera. A ésta fuerza se la llama fuerza de Coriolis, y no es una fuerza real en el sentido de que no hay nada que la produzca. Se trata pues de una fuerza inercial o ficticia, que se introduce para explicar, desde el punto de vista del sistema en rotación, la aceleración del cuerpo, cuyo origen está en realidad, en el hecho de que el sistema de observación está rotando.

El valor de la fuerza de Coriolis F_c es un producto vectorial de la siguiente manera:

$$\vec{F}_c = 2m (\vec{v} \times \vec{\omega}) \quad (1.7)$$

- m = la masa del cuerpo.
- v = Velocidad del cuerpo en el sistema en rotación.
- ω = Velocidad angular del sistema en rotación vista desde un sistema inercial.

La creencia de que el efecto de Coriolis no actúa en el Ecuador es un error; lo que sucede es que los vientos van disminuyendo de velocidad a medida que se acercan a la zona de convergencia intertropical y esa disminución de velocidad queda automáticamente compensada por una ganancia en altura del aire en toda la zona ecuatorial.

A su vez, esa ganancia en altura da origen a la formación de nubes de gran desarrollo vertical y a lluvias intensas y prolongadas, ampliamente repartidas en la zona de convergencia intertropical. La fricción superficial con el suelo genera irregularidades en estos principios afectando al régimen de vientos, como por ejemplo el efecto Föhn.

1.1.1.2. Efecto Föhn

El efecto Foehn o Föhn (nombre en alemán tomado de un viento característico del norte de los Alpes) se produce en relieves montañosos cuando una masa de aire cálido y húmedo es forzada a ascender para salvar ese obstáculo. Esto hace que el vapor de agua se enfríe y sufra un proceso de condensación o sublimación inversa precipitándose en las laderas de barlovento donde se forman nubes y lluvias orográficas. Cuando esto ocurre existe un fuerte contraste climático entre dichas laderas, con una gran humedad y lluvias en las de barlovento, y las de sotavento en las que el tiempo está despejado y la temperatura aumenta por el proceso de compresión adiabática. Éste proceso está motivado porque el aire ya seco y cálido desciende rápidamente por la ladera, calentándose a medida que desciende y con una humedad sumamente escasa. El efecto Föhn es el proceso descrito en las laderas de sotavento y resulta ser un viento "secante" y muy caliente.

Los vientos se definen como un sistema que tiene la atmósfera para alcanzar el equilibrio mecánico de fuerzas, lo que permite descomponer y analizar las características de éste. Es muy habitual simplificar las ecuaciones de movimiento atmosféricas mediante distintas componentes

de vientos, que sumados dan lugar al viento existente. La componente del viento geostrófico es el resultado de realizar el equilibrio entre la fuerza de Coriolis y la fuerza del gradiente de presión. Este viento fluye paralelo a las isobaras. Las isobaras de un mapa meteorológico dan información acerca de la fuerza del viento y la dirección de este en una zona determinada y se puede decir que los efectos de la fricción en latitudes medias son despreciables para las capas altas de la atmósfera. El viento del gradiente es similar al geostrófico pero también incluye el equilibrio de la fuerza centrífuga.

1.1.2. Viento Geostrófico

El viento geostrófico es una aproximación física al viento real. En él se considera que existe un equilibrio entre la fuerza de Coriolis y la fuerza generada por el gradiente de presión o fuerza bórica (a esto se le llama aproximación geostrófica o equilibrio geostrófico) mientras que, para simplificar el problema, se eliminan de las ecuaciones la aceleración centrípeta y las fuerzas de rozamiento.

Supongamos que tenemos una zona de altas presiones y otra de bajas presiones. Por sí solo, eso es suficiente para que se establezca un flujo de aire de las altas a las bajas presiones. Supongamos, además, que las isobaras son rectas, lo cual nos permitirá eliminar la aceleración centrípeta. Así pues, el flujo del viento que se establecería sería perpendicular a las isobaras.

No obstante, como la Tierra rota sobre sí misma, no es un sistema inercial, por lo que aparece una fuerza ficticia como la de Coriolis. La aceleración de Coriolis tiende a desviar los flujos a su derecha en el hemisferio Norte y a la izquierda en el hemisferio Sur. Si se deja actuar a la fuerza de Coriolis suficiente tiempo y se supone que no existe rozamiento se llega a establecer un flujo

paralelo a las isobaras, en donde la fuerza de Coriolis contrarresta exactamente la fuerza generada por el gradiente de presión, por lo que la situación es estable.

Para deducir la fórmula del viento geostrófico partimos de la fuerza del gradiente de presión y la de Coriolis. Como en el viento geostrófico el aire tiene un movimiento rectilíneo uniforme se deduce, por la Segunda Ley de Newton, que la suma de ambas fuerzas debe ser nula.

Dividimos, además, el movimiento en los dos ejes X y Y.

La fuerza de Coriolis por unidad de volumen es:

$$f_C = dfv \text{ (en el eje X: este (+) - oeste (-))}$$

$$f_C = -dfu \text{ (en el eje Y: norte (+) - sur (-))}$$

Donde:

- d = Densidad del aire que estamos considerando.
- f = Parámetro de Coriolis, que tiene un valor aproximado de 10^{-4} en latitudes medias, creciendo en los polos geográficos y haciéndose nulo en el Ecuador. Su fórmula correspondiente es $f = 2 \Omega \text{ sen } \varphi$, donde:
 - Ω = Velocidad angular a la cual rota la Tierra, vale $2 \pi / 86400$ (rad/s).
 - φ = Latitud.
 - U = Velocidad en el eje X.
 - V = Velocidad en el eje Y.

Por su parte, la fuerza del gradiente de presión por unidad de volumen es:

$$f_p = -\frac{\partial P}{\partial x} \quad (\text{En el eje X}) \quad (1.8)$$

$$f_p = -\frac{\partial P}{\partial y} \quad (\text{En el eje Y}) \quad (1.9)$$

Tras equilibrar las componentes de ambas fuerzas en los ejes X y Y llegamos a la fórmula del viento geostrófico:

$$u_g = -\frac{1}{fd} \frac{\partial P}{\partial y} \quad (1.10)$$

$$v_g = \frac{1}{fd} \frac{\partial P}{\partial x}$$

1.1.3. Viento de Gradiente

El viento del gradiente es una aproximación física al viento real. Aunque el nombre se puede aplicar en general a todo viento horizontal que sea paralelo a las isobaras y en el que la aceleración tangencial es nula, es más habitual hacerlo cuando se considera que el viento es producto del equilibrio entre el gradiente de presión, el efecto de Coriolis y la aceleración centrípeta. Es este último término el que permite considerar que la trayectoria del viento es curvada, lo que constituye un gran avance respecto el viento geostrófico, por lo que se considera a veces que el viento del gradiente es un refinamiento del modelo geostrófico. El viento de gradiente realiza (al igual que el geostrófico) la simplificación al suponer que las fuerzas de rozamiento son despreciables.

Partimos de la expresión para la fuerza del gradiente de presión por unidad de volumen:

$$f_P = -\frac{\partial P}{\partial x} \quad (1.11)$$

Donde P es la presión y x es la dirección en la que varía la presión. Igualmente la fuerza centrífuga por unidad de volumen es:

$$f_c = -\rho \frac{v^2}{R} \quad (1.12)$$

Donde ρ es la densidad del aire, v la velocidad y R el radio de giro (positivo cuando, desde el punto de vista del aire, el giro se produce hacia la izquierda). Finalmente el término de la fuerza de Coriolis por unidad de volumen es:

$$f_C = -2\rho(\vec{\omega} \times \vec{v}) = \rho f v \quad (1.13)$$

Donde ω es la velocidad angular de la Tierra, v es la velocidad del viento y f es el parámetro de Coriolis, que tiene un valor aproximado de 10^{-4} en latitudes medias, creciendo en los polos geográficos y haciéndose nulo en el Ecuador. Su fórmula correspondiente es:

$$f = 2 \Omega \text{ sen } \varphi \quad (1.14)$$

Donde:

- Ω es la velocidad angular de rotación de la Tierra y vale $2 \pi / 86400$ (rad/s).
- φ es la latitud.

Si consideramos la suma de todas ellas:

$$f_P + f_c + f_C = -\frac{\rho v^2}{R} - \rho f v - \frac{\partial P}{\partial x} = 0 \quad (1.15)$$

Resolviendo la ecuación anterior para la velocidad del viento del gradiente:

$$v = -\frac{fR}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2 R^2}{4} - \frac{R}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x}} \quad (1.16)$$

Que también se puede expresar en función del geostrófico (V_G):

$$\frac{v_G}{v} = 1 + \frac{v}{fR} \quad (1.17)$$

1.1.4. Características Físicas de los Vientos

El estudio sistemático de las características del viento es muy importante para:

- Dimensionar estructuras de edificios como silos, grandes galpones, edificaciones elevadas, estructuras tipo celosía 2D y 3D, etc.
- Diseñar campos de generación eólica de energía eléctrica.
- Diseñar protección de márgenes en embalses.

La medición de la velocidad y dirección del viento se efectúa con instrumentos registradores llamados anemómetros, que dispone de dos sensores, uno para medir la velocidad y otro para medir la dirección del viento. Las mediciones se registran en anemógrafos.

Para que las mediciones sean comparables con las mediciones efectuadas en otros lugares del planeta, las torres con los sensores de velocidad y dirección deben obedecer a normativas estrictas dictadas por la OMM - Organización Meteorológica Mundial.

1.2. Velocidad del Viento

El instrumento más antiguo para conocer la dirección de los vientos es la veleta que, con la ayuda de la rosa de los vientos, define la procedencia de los vientos, es decir, la dirección desde donde soplan. La manga de viento utilizada en los aeropuertos suele ser bastante grande y visible

para poder ser observada desde los aviones tanto en el despegue como, en especial, en el aterrizaje.

La velocidad y dirección de los vientos se mide con el anemómetro, que suele registrar dicha dirección y velocidad a lo largo del tiempo. La intensidad del viento se ordena según su velocidad utilizando la escala de Beaufort. Ésta escala se divide en varios tramos según sus efectos y/o daños causados, desde el aire en calma hasta los huracanes de categoría 5 y los tornados.

1.2.1. Medida del Viento

La dirección del viento es el punto cardinal desde el que se origina éste y se mide con la veleta. Por ejemplo, el viento del norte viene, obviamente, desde el norte y se dirige hacia el sur. En los aeropuertos se usan las mangas de viento para indicar la dirección del viento y estimar la velocidad a partir del ángulo que forma la manga con el suelo. Las veletas tienen indicadas en la parte inferior las direcciones de los vientos con los puntos cardinales y los puntos intermedios, conformando así lo que se conoce como rosa de los vientos, que se emplean con una brújula en los mecanismos de navegación de las embarcaciones desde hace muchos siglos.

La velocidad del viento se mide con anemómetros, instrumentos conformados por tres o cuatro semiesferas huecas montadas sobre un eje vertical. El anemómetro gira a mayor velocidad cuanto mayor sea la velocidad del viento, y se emplea algún tipo de dispositivo para contar el número de revoluciones y calcular así su velocidad. El tipo más común de anemómetro consiste en tres o cuatro semiesferas unidas a unas varillas cortas conectadas a su vez a un eje vertical en ángulos rectos. El viento, al soplar, empuja las semiesferas y estas hacen girar el eje.

El número de vueltas por minuto se traduce en la velocidad del viento con un sistema de engranajes similar al del indicador de velocidad de los vehículos de motor.

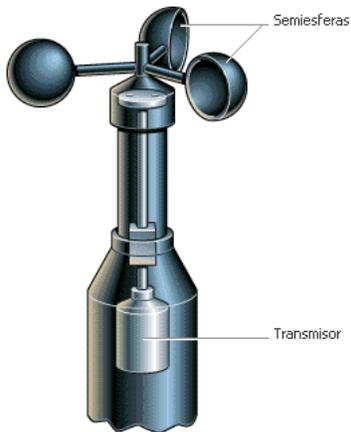


Figura 1: Anemómetro

Debido a que la resistencia aerodinámica de la cazoleta es diferente entre la parte cóncava y convexa, el viento provoca un momento sobre el eje, que lo hace girar a una determinada velocidad angular. Esta es proporcional a la velocidad del viento, la medida de la velocidad de giro, se puede hacer mediante métodos mecánicos, eléctricos o magnéticos.

En los anemómetros con dispositivos eléctricos, el eje es de un generador eléctrico de corriente continua, cuyo voltaje generado es proporcional a la velocidad de rotación y con ello a la del viento. Este voltaje se mide en un voltímetro cuya escala ha sido calibrada a la velocidad del viento.



Figura 2: Generador Eléctrico de un Anemómetro

CAPITULO II

2. ESTUDIO DE CÓDIGOS INTERNACIONALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A CARGAS DE VIENTO.

2.1. Estudio del Código Argentino de Viento (CIRSOC-102)

2.1.1. Generalidades

Éste reglamento tiene como objetivo el generar cargas de viento basándose en parámetros que se explicarán en el transcurso del documento, para poder estimar la afectación que generaría una carga de viento a edificaciones y otras estructuras.

De aquí en adelante, a los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento se los denominará SPRFV, y a los componentes y revestimientos por su nombre completo o abreviadamente C&R.

Los procedimientos descritos en el Código Argentino de Cargas de Viento (CIRSOC -102), especifican tres métodos o procedimientos para poder determinar las cargas y presiones de viento, estas son:

Método 1.- Procedimiento simplificado.

Método 2.- Procedimiento Analítico.

Método 3.- Procedimiento de Túnel de Viento.

En el cálculo de las cargas de viento de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento y para componentes y revestimientos en edificios, se debe tener en cuenta la suma algebraica de las presiones actuantes en las caras opuestas de cada superficie del edificio.

De acuerdo con el reglamento existe una carga mínima de diseño, para la república de Argentina, este valor deber ser como mínimo de 50.98 Kg/m^2 , para sistemas principales resistente a la fuerza del viento para un edificio u otra estructura cerrados o parcialmente cerrados, este valor se toma también para componentes y revestimientos de edificios actuando en una u otra dirección normal a la superficie.

Los posibles errores y limitaciones del reglamento dependen directamente del conocimiento exacto de los parámetros y factores usados en los algoritmos que definen las cargas de viento.

2.1.2. Explicación de los Coeficientes utilizados en el Código Argentino para la determinación de Cargas de Viento

a. Evaluación de la Velocidad del Viento

La estimación de la velocidad básica del viento depende de la longitud y calidad de los registros de viento y del modelo estadístico utilizado. La calibración del anemómetro, el registro preciso de la altura del instrumento y la asignación adecuada de la rugosidad del terreno circundante pueden afectar la calidad de los datos de velocidades de viento. La estimación de las velocidades de viento generadas a lo largo de la república de Argentina, son muy precisas, en el mapa de velocidad básica de viento se aplicó la distribución de Gumbel, para una velocidad básica asociada a un periodo de recurrencia de 50 años y una probabilidad anual de ser superada del 2.00%.

Las anomalías potenciales producidas por accidentes geográficos es una falencia, ya que en determinadas zonas como cadenas montañosas, gargantas o valles de ríos que generan vientos inusuales.

b. Evaluación de la Respuesta Estructural

Dado que la mayoría de los edificios y otras estructuras se pueden tratar como estructuras rígidas, el factor de efecto de ráfaga especificado en el Reglamento es adecuado. Para edificios y otras estructuras dinámicamente sensibles, se propone un factor de efecto de ráfaga.

La formulación de un factor de efecto de ráfaga G_f es principalmente para edificios y no siempre es aplicable a otras estructuras. Se debe notar que este factor se basa en la respuesta de golpeteo al viento longitudinal.

c. Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento

Como sistema principal resistente a las fuerzas de viento se puede considerar a los siguientes elementos estructurales. Un pórtico estructural o un sistema de elementos estructurales que trabajan en forma conjunta para transferir al terreno las cargas de viento actuando sobre la totalidad de la construcción. Elementos estructurales tales como arriostramientos transversales, paredes de corte, y diafragmas de cubierta son parte del sistema principal resistente a la fuerza del viento cuando colaboran en la transferencia de cargas globales.

Para el estudio de las cargas de viento es necesario clasificar a las edificaciones que soportarán la acción del viento, es por ello que se tiene edificios abiertos y edificios cerrados.

Un edificio se considera abierto cuando en paredes, las ventanas, puertas, ductos, y otras aberturas en dichos elementos suman un área mayor al 80% del área total de la pared. Esta condición se expresa para cada pared mediante la ecuación:

$$A_o > 0,8 A_g \quad (2.1)$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva en m^2 .

A_g = Área total de aquella pared con la cual A_o está asociada, en m^2 .

Edificio parcialmente cerrado es aquel que cumple con las siguientes dos condiciones

- El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio (paredes y techo) en más del 10%. Y además:
- El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede el valor menor entre $0,4 m^2$ ó el 1.00% del área de dicha pared, y el porcentaje de aberturas en el resto de la envolvente del edificio no excede el 20%.

Finalmente se tiene un edificio cerrado, es aquel que no cumple ninguna de las condiciones de edificio abierto ni edificio parcialmente cerrado.

Además es muy necesario dividir a las edificaciones de acuerdo a su altura, ya que de acuerdo al fenómeno de viento al ascender en altura existen otros parámetros meteorológicos que aumentan la fuerza del viento, es por esta razón que tenemos de edificios de baja altura.

Los edificios de baja altura son aquellos edificios cerrados o parcialmente cerrados que cumplen con las siguientes condiciones:

- La altura media de cubierta h es menor o igual a 20 m.
- La altura media de cubierta h no excede la menor dimensión horizontal.

d. Área efectiva de Viento (G_{Cp})

Es el área de la superficie del edificio usada para determinar el parámetro G_{Cp} . Esta área no corresponde necesariamente al área de la superficie del edificio que contribuye a la fuerza que se

está considerando. Descriptivamente es la longitud del tramo multiplicada por un ancho efectivo que no debe ser menor que un tercio de la longitud del tramo. Para determinar el área efectiva existen dos casos de estudio, el primero se genera cuando el área efectiva de viento corresponde al área tributaria a la componente de la fuerza que se está considerando, por ejemplo para un panel de revestimiento, el área efectiva de viento puede ser igual al área total del panel

Para el segundo caso se presenta cuando componentes tales como los paneles de cubierta, montantes de paredes o armaduras de techo están ubicados muy juntos; el área de incidencia del componente puede tornarse larga y angosta

e. Factor de direccionalidad del Viento (K_d)

Este factor tiene en cuenta dos efectos:

- La probabilidad reducida de que los vientos máximos provengan de cualquier dirección determinada
- La probabilidad reducida de que los coeficientes de presión máxima ocurran para cualquier dirección de viento. Se debe notar que el valor asignado al factor de direccionalidad del viento K_d para chimeneas, tanques y estructuras similares circulares, es de 0,95 reconociendo el hecho que la resistencia a la carga de viento puede no ser exactamente la misma en todas direcciones, como resultaría al adoptar el valor 1,0. Un valor de 0,85 resulta más apropiado cuando una estructura reticulada triangular se envuelve con una cobertura circular. El valor 1,0 puede resultar más apropiado para una chimenea circular que posee la misma resistencia a carga lateral en todas las direcciones

f. Factor de Importancia (I)

El factor de importancia se usa para ajustar el nivel de confiabilidad estructural de un edificio u otra estructura de modo que corresponda con la clasificación de edificios que se explica con detenimiento en el Código Argentino de Viento (CIRSOC-102).

Los valores del factor de importancia se generan de acuerdo a la clasificación de edificios que diferencian el tipo de construcción agrupando de acuerdo al riesgo para la vida humana, la cantidad de personas que reunirá la edificación, el tipo de edificación y su utilización. De esta manera se ha dividido en 4 categorías de edificaciones, siendo la cuarta agrupación la más importante ya que abarca edificaciones como: hospitales, torres de control de aviación, entre otras, y considerando a la categoría I instalaciones o construcciones de poca importancia, sin tanto riesgo para la vida humana.

Los coeficientes indicados en el CIRSOSC-102, considerando la categoría de la edificación asigna valores entre 0,87 y 1,15, dichos valores están asociados, respectivamente, con probabilidades anuales de ser excedidas de 4% y 1% (intervalos de recurrencia media de 25 y 100 años).

g. Categorías de Exposición

Para cada dirección de viento considerada, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura. La exposición en la cual se ubica un edificio específico u otra estructura se debe fijar dentro de las siguientes categorías:

Exposición A: Centro de grandes ciudades con al menos 50% de los edificios de altura mayor que 20 m. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el

terreno representativo de la Exposición A prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 800 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

Exposición B: Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

Exposición C: Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

Exposición D. Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos 1600 m. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición D se extiende tierra adentro desde la costa a una distancia de 500 m ó 10 veces la altura del edificio o estructura, la que sea mayor.

Con el fin de lograr una elección apropiada de las exposiciones el Proyectista o Diseñador Estructural debe considerar:

- La rugosidad del terreno estudiando particularmente el área que rodea el lugar de emplazamiento, incluyendo altura y densidad de los rasgos topográficos y otras estructuras.
- Para cada dirección supuesta de viento, el área frontal vertical de cada obstrucción al viento para cualquier superficie de alcance elegida a barlovento.

h. Factor Topográfico (Kz)

El factor topográfico considera dentro del cálculo de la presión de viento un factor que señala la topografía del sector donde se encuentra la edificación, ya que existen efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas

El código Argentino (CIRSOC-102) en sus líneas describe la manera de identificar este coeficiente basándose en los principios del viento de gradiente que describe este fenómeno como el choque ascensional del viento en los accidentes topográficos, lo que genera un aumento de la velocidad en estos sectores. Para ello el código menciona las siguientes fórmulas que permiten determinar este factor:

$$K_z = 2,01 (z/z_g)^{2/\alpha} \quad \text{Para } 5 \text{ m} \leq z \leq z_g$$
$$K_z = 2,01 (5/z_g)^{2/\alpha} \quad \text{Para } z < 5 \text{ m} \quad (2.2)$$

Los valores de α y z_g se encuentran en la tabla 4 del Código Argentino de Viento. Recientes estudios internacionales, en terreno plano, sobre una torre de 50 m de altura con anemómetros a varios niveles, indicaron que el valor de α cambia con el tiempo promedio de la velocidad de viento. Para determinar los valores de α relacionados con las velocidades de ráfaga de 3 seg para categorías de exposición A, B, C y D, se usó un modelo de turbulencia de capa límite atmosférica. Como verificación, los perfiles de la ley logarítmica fueron ajustados con los perfiles de la ley potencial en los 150 m inferiores, para obtener los valores de α . Las longitudes de rugosidad z_0 seleccionadas para representar categorías de exposición A, B, C, y D fueron 0.3, 0.1, 0.01, y 0.003 m, consistentes con la velocidad de ráfaga. Los valores α se redondearon para el uso en el Reglamento. Los valores de K_z generados por la utilización de este código están muy

cerca de los valores especificados en la Norma Australiana, la cual también usa el formato de velocidad de ráfaga de 3 seg.

i. Factor de Efecto de Ráfaga (G)

El Reglamento contiene un factor de efecto de ráfaga único de 0,85 para edificios rígidos. Como opción, el Proyectista o Diseñador Estructural puede incorporar características específicas del ambiente de viento y tamaño del edificio para calcular más ajustadamente el factor de efecto de ráfaga.

Se incluye además un procedimiento sugerido de cálculo del factor de efecto de ráfaga para estructuras flexibles

El factor de efecto de ráfaga tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la interacción estructura - turbulencia del viento. También tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la amplificación dinámica en edificios y estructuras flexibles. No incluye efectos de cargas transversales a la dirección del viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo, o efectos dinámicos torsionales. Para estructuras susceptibles a efectos de carga que no se tienen en cuenta en el factor de efecto de ráfaga.

En el código se expresa una ecuación para determinar este valor

$$G = 0.925 \left(\frac{1+1.7g_Q * I_z * Q}{1+1.7g_V * I_z} \right) \quad (2.3)$$

Donde:

$$I_z = c * \left(\frac{10}{z} \right)^{1/6} \quad (2.4)$$

Siendo:

$I_{\bar{z}}$ = Intensidad de la turbulencia a la altura \bar{z}

\bar{z} = Altura equivalente de la estructura (0.6 h pero no menor que z_{\min} para todos los edificios de altura h)

Los valores de z_{\min} y c se indican con detenimiento para cada caso de estudio en la tabla 4 del código Argentino de Viento, para los valores de g_Q y g_v serán igual de 3.4, la respuesta base Q está dada por:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63\left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \quad (2.5)$$

B = Dimensión horizontal de un edificio medido normalmente a la dirección del viento, en m.

h = Altura media de la cubierta de un edificio o altura de otra estructura, excepto para un ángulo de la cubierta θ menor o igual a 10° en que se usará la altura del alero, en m.

$L_{\bar{z}}$ = Escala de longitud integral de la turbulencia a la altura equivalente:

$$L_{\bar{z}} = l \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{\epsilon}} \quad (2.6)$$

Donde:

l y $\bar{\epsilon}$ se indican en la tabla 4 del CIRSOC -102

2.1.3. Método 1.- Procedimiento Simplificado

El método 1 se incluye en el Reglamento para que el proyectista de edificios de diafragma simple, relativamente comunes, de baja altura ($h \leq 10$ m), y forma regular, pueda elegir directamente de una tabla las presiones para las paredes y la cubierta

Se dispone de dos tablas, la Tabla 2 del Código Argentino de Viento (CIRSIC-102), para el sistema principal resistente a la fuerza de viento y las Tablas 3A y 3B del mismo Código para componentes y revestimientos. En el caso de componentes y revestimientos, se proporcionan los valores para edificios cerrados y parcialmente cerrados. Se debe notar que para el sistema principal resistente a la fuerza de viento en un edificio de diafragma simple, la presión interna se anula, pero se debe considerar en la cubierta. Esto es debido a que las fuerzas de viento se transfieren por diafragmas horizontales (tales como entrepisos y cubiertas) a los elementos verticales del sistema principal resistente a la fuerza de viento (tales como paredes de corte, arriostramientos en X, o pórticos a flexión) y la recolección de fuerzas de viento proveniente de los lados del edificio a barlovento y sotavento, tiene lugar en los diafragmas horizontales. Una vez transferidas tales fuerzas hacia los diafragmas horizontales a través de los sistemas de paredes, dichas fuerzas se transforman en una fuerza neta de viento horizontal que se transmite a los elementos verticales. Las presiones internas iguales y opuestas sobre las paredes se compensan en el diafragma horizontal. El Método 1 combina las presiones a barlovento y sotavento en una presión neta de viento horizontal, con las presiones internas anuladas.

Este método está direccionado a la determinación de fuerzas de viento en estructuras metálicas con cubiertas inclinadas tales como galpones. Mediante unas restricciones, este método es el más simple, ya que utiliza tablas pre establecidas que generan directamente dichas fuerzas.

Una de las limitaciones que establece este método es la inclinación de la cubierta que debe ser menor de 10° , de igual manera la altura media de cubierta del edificio debe ser menor o igual a 10 m, sin juntas de dilatación ni separaciones y estrictamente debe ser de forma regular.

Es así que tomando estas consideraciones en el código se han creado tablas para la determinación de dichas cargas de viento, considerando los siguientes valores de los coeficientes que podrían afectar a las estructuras ante la acción del viento

$$h = 10 \text{ m}$$

Exposición B

$$K_z = 0.70$$

$$K_d = 0.85$$

$$G = 0.85$$

$$K_{zt} = 1.0$$

$$I = 1.0$$

$$GC_{pi} = \pm 0.18 \text{ (edificio cerrado)}$$

$$GC_{pi} = \pm 0.55 \text{ (edificio parcialmente cerrado)}$$

De acuerdo con estos valores se crearon las diversas cargas de viento a utilizarse en estructuras simples que se asemejen con el tipo de edificación descrita en este método.

El procedimiento para determinar las cargas se describe en el código, básicamente se basa en la determinación de la velocidad en el mapa de velocidad considerando que el viento sopla en cualquier dirección

Lo más importante de los coeficientes es determinar el factor de importancia, ya que mediante esto se puede ajustar los valores de cargas de viento.

De esta manera al revisar en la tabla 2 del Código Argentino de Viento (CIRSOC-102), se ubica la velocidad del viento, de acuerdo a este parámetro se puede conocer la presión del viento

Para finalizar se debe ajustar la presión del viento al multiplicar un factor teniendo en cuenta el tipo de exposición del edificio, o de acuerdo a la importancia de la misma. De esta manera se obtiene las presiones de viento para edificaciones de diafragma simple, relativamente comunes, de baja altura.

2.1.4. Método 2.- Procedimiento Analítico

El procedimiento analítico provee las presiones y fuerzas del viento para el diseño de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento y para el diseño de componentes y revestimientos de edificios y otras estructuras. El procedimiento incluye la determinación de la direccionalidad del viento y de una presión dinámica, la selección o determinación de un factor de efecto de ráfaga adecuado, y la selección de coeficientes de fuerza o presión apropiados. El procedimiento tiene en cuenta los efectos de aceleración debidos a ciertas características topográficas tales como colinas y escarpas, el tamaño y geometría del edificio u otra estructura en consideración. El procedimiento distingue entre edificios y otras estructuras rígidas y flexibles, y los resultados en general son envolventes de las condiciones de carga más críticas para el diseño tanto de los sistemas principales resistentes a la fuerza de viento, como de los componentes y revestimientos.

En el código se condicionan las estructuras que puedan utilizar este método de cálculo para encontrar las presiones de viento, específicamente la edificación debe ser de forma regular, y las edificaciones u otras estructuras no deben poseer características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento o inestabilidad debido al galope o flameo.

La limitación que tiene este método es ante las edificaciones que no cumplan con los requisitos antes mencionados.

El procedimiento que se describe es muy completo, mediante este procedimiento analítico, se considera todos los parámetros que pueden afectar la presión del viento, de esta manera se tiene el siguiente procedimiento:

- Se determina la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad K_d
- Se determina un factor de importancia I
- Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda
- Se determina un factor topográfico K_{zt}
- Se determina un factor de efecto de ráfaga G o G_f , según corresponda
- Se determina una clasificación de cerramiento
- Se determina el coeficiente de presión interna GC_{pi}
- Se determinan los coeficientes de presión externa C_p o GC_{pf} , o los coeficientes de fuerza C_f , según corresponda
- Se determina la presión dinámica q_z o q_h , según corresponda
- Se determina la carga de viento de diseño p o F , según corresponda.

Una vez determinados los valores de los coeficientes antes mencionados, se procede a determinar la presión dinámica de viento. Para ello el código genera la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,613 K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad [\text{N/m}^2] \quad (2.7)$$

Donde:

K_d = Factor de direccionalidad del viento

K_z = Coeficiente de exposición para la presión dinámica

K_{zt} = Factor topográfico

q_h = Presión dinámica calculada a la altura media de cubierta h .

V = Velocidad básica del viento

I = Factor de importancia

La constante 0,613 refleja la densidad del aire para una atmósfera estándar, esto es, 15°C y presión de mercurio a nivel del mar de 101,325 kPa, y dimensiones asociadas con la velocidad de viento en metros por segundo. La constante se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Constante} = \frac{1}{2} [(1,225 \text{ kg/m}^3)/(9,81 \text{ m/s}^2)] * [(\text{m/s})^2] [9,81 \text{ N/kg}] = 0,613$$

Se debe usar la constante numérica 0,613, excepto donde se disponga de suficientes datos climáticos como para justificar un valor diferente de la misma para una aplicación de diseño específica.

2.1.4.1. Determinación de las Cargas de Viento

Mediante el cálculo de la presión dinámica del viento, se realiza el paso final para lograr el objetivo de este procedimiento.

Primeramente se debe describir algunos parámetros muy específicos que dependen de las estructuras, estos son los que explicarán la integración viento - estructura:

- Coeficiente de presión interna (GC_{pi})
- Coeficiente de presión externa (GC_{pf})
- Coeficiente de Fuerza (C_f)

a. Coeficiente de Presión y Fuerza

Los coeficientes de presión para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento están separados en dos categorías:

- Edificios de todas las alturas
- Edificios de baja altura menor o igual a 20 m

Al generarse estos coeficientes, se usan dos enfoques diferentes:

Para los coeficientes de presión dados en la Figura 3 del CIRSOC - 102, se sigue un proceso tradicional, donde los coeficientes de presión reflejan la carga real sobre cada superficie del edificio como una función de la dirección del viento como; vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbrero.

Para edificios bajos que tienen una altura menor que o igual a 20m, los valores de GC_{pf} en la Figura 4 del código en mención representan condiciones hipotéticas de carga (Caso A y Caso B) las cuales, cuando se aplican al edificio, envuelven las acciones estructurales deseadas (momento

flector, corte, empuje) independientemente de la dirección y exposición al viento. Para cubrir todas las acciones estructurales apropiadas, el edificio se debe diseñar para todas las direcciones de viento.

Es de notar también que para todas las pendientes de cubierta, los casos de carga A y B se consideran individualmente la carga crítica de un conjunto estructural dado o componente del mismo. Se deben considerar estas dos condiciones de carga separadas para cada una de las esquinas orientadas a barlovento para generar las acciones de viento, incluyendo la torsión, que los sistemas estructurales deben resistir. Las zonas de “fin del edificio” deben estar alineadas de acuerdo con la esquina supuesta a barlovento

Para desarrollar los valores hipotéticos apropiados de GC_{pf} , los investigadores usan un enfoque que consiste esencialmente en permitir la rotación del modelo del edificio en el túnel de viento a través de 360°, mientras se monitorean simultáneamente las condiciones de carga sobre cada una de las superficies, evaluando las siguientes acciones estructurales:

- Levantamiento total
- Corte horizontal total
- Momento flector en las esquinas (pórticos de dos articulaciones)
- Momento flector en las esquinas (pórticos de tres articulaciones)
- Momento flector en el cumbrero (pórtico de dos articulaciones)

El próximo paso involucra desarrollar conjuntos de coeficientes de presiones hipotéticas para generar condiciones de carga que envuelvan las sollicitaciones máximas de resistencia inducidas para todas las direcciones y exposiciones de viento posibles.

Para desarrollar los coeficientes, se usan las solicitaciones externas máximas inducidas determinadas para cada una de las cinco categorías señaladas arriba.

El resultado final es un conjunto de coeficientes que representan condiciones de carga ficticias, pero que incluye conservativamente la envolvente de las máximas solicitaciones inducidas (momento flector, corte y empuje) que el edificio debe resistir independientemente de la dirección del viento.

En estudios recientes en túnel de viento, se determinó que cuando los edificios bajos ($h < 20$ m) ubicados en terrenos suburbanos, las presiones en la mayoría de los casos son más bajas que aquellas comúnmente usadas en las normas y códigos existentes.

Los coeficientes de presión interna GC_{pi} que se usan para cargas sobre sistemas principales resistentes al viento están dados en la Tabla 7 del Código Argentino de Viento. Las cargas debidas a la presión interna pueden ser críticas en pórticos de un piso resistentes a flexión y en el último piso de edificios donde el sistema principal resistente a la fuerza del viento está compuesto por pórticos resistentes a flexión. Se deben considerar los casos de carga con presiones internas positivas y negativas.

La presión interna se anula en la determinación de la carga lateral total y del corte en la base. En el caso de edificios de gran altura, el Proyectista o Diseñador Estructural debe ser cuidadoso al fijar las cargas provenientes de presiones internas actuando sobre los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento.

b. Cargas de Viento de Diseño en Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados

El reglamento establece ecuaciones específicas para la presión de viento tanto para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento como para componentes y revestimientos.

Es importante tener en cuenta la convección de signos, cuando la presión ejercida sea hacia la superficie de la estructura tendrá signo positivo (+), cuando la presión sea desde la estructura será negativo (-).

Para edificios rígidos de todas las alturas, se debe usar la siguiente ecuación:

$$p = q * G * C_p - q_i (GC_{pi}) \quad [N/m^2] \quad (2.8)$$

Donde:

$q = q_z$ Para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno.

$q = q_h$ Para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura media de cubierta h .

$q_i = q_h$ Para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.

$q_i = q_z$ Para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones donde se pueda dar el arrastre de partículas por el viento, el vidriado en los 20 m inferiores que no sea resistente a impactos o no esté protegido con una cubierta resistente a impactos. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$)

G = Factor de efecto de ráfaga

C_p = Coeficiente de presión externa

(GC_{pi}) = Coeficiente de presión interna

Para edificios de baja altura se tiene la siguiente fórmula:

$$p = q_h [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \quad [N/m^2] \quad (2.9)$$

Donde:

q_h = Presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h usando la exposición

(GC_{pf}) = Coeficiente de presión externa

(GC_{pi}) = Coeficiente de presión interna

Para edificios flexibles la ecuación de la presión del viento está definida por:

$$p = q G_f C_p - q_i (GC_{pi}) \quad [N/m^2] \quad (2.10)$$

Donde:

G_f = Factor de efecto de ráfaga

Los otros valores se definieron en las formulas anteriores.

c. Cargas de Viento de Diseño sobre Edificios Abiertos y otras Estructuras

La ecuación que se usa para determinar las fuerzas de viento en edificios abiertos y otras estructuras, viene definida de la siguiente manera:

$$F = q_z * G * C_f * A_f \quad [N] \quad (2.11)$$

Donde:

q_z = Presión dinámica evaluada a la altura z del baricentro del área A_f

G = factor de efecto de ráfaga

C_f = coeficiente de fuerza neta

A_f = Área proyectada normal al viento, excepto cuando C_f es referido al área de la superficie real, en m^2 .

2.2. Estudio de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (México)

Las normas complementarias para diseño por viento del Distrito Federal, son un documento detallado del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, emitido en 1993.

El propósito de las normas es establecer las bases para la revisión de la seguridad y condiciones de servicio de las estructuras ante los efectos de viento.

Como es de conocimiento el efecto de viento no tiene una dirección específica, por lo tanto el objetivo de estas normas es: el de diseñar estructuras que puedan resistir el efecto del viento en cualquier dirección, verificando la estabilidad ante un posible volteo, considerando además las presiones internas en aquellas edificaciones que tengan aberturas considerables, que puedan generar dicho fenómeno.

El efecto del viento podrá tomarse en cuenta por medio de presiones estáticas equivalentes deducidas de la velocidad de diseño cuando se tenga edificaciones donde la relación entre la altura y la dimensión mínima en planta es menor que cinco y en los que tengan un periodo natural de vibración menor de dos segundos y que cuenten con cubiertas y paredes rígidas ante cargas normales a su plano.

Se requerirán procedimientos especiales de diseño que tomen en cuenta las características dinámicas de la acción del viento en edificaciones que no cumplan con los requisitos del párrafo anterior y en particular, cubiertas colgantes, chimeneas y torres, en edificios de forma irregular y

en todos aquellos cuyas paredes y cubiertas exteriores tengan poca rigidez ante cargas normales a su plano o cuya forma propicie la generación periódica de vórtices.

Para el Distrito Federal se recomienda que en zonas urbanas y suburbanas se tome como base una velocidad de viento de 80 km/h, específicamente para edificaciones del tipo B, es decir, edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales, hoteles, con alturas mayores a los 30 m o con más de 6000 m² de área total construida.

La importancia que tienen las edificaciones para la vida humana, las características del flujo del viento y la altura sobre el nivel del terreno a la que se encuentra ubicada el área expuesta al viento, son consideraciones que se deben tomar para analizar la posibilidad de modificar o no las presiones de viento de acuerdo a esta norma.

2.2.1. Consideraciones Generales

El propósito del código es la generación de fuerzas y presiones que afecten a la estructura, es necesario realizar una revisión de los efectos de la acción estática y dinámica del viento sobre estructuras civiles.

De estas fuerzas calculadas se podrá diseñar estructuras resistentes a acciones de viento, en toda la estructura será necesario transmitir dichas fuerzas a los elementos principales de la estructura, tal es el caso de edificios: las vigas y columnas que serán las responsables de la estabilidad de dicha edificación.

2.2.2. Clasificación de las Estructuras

a. De acuerdo a su Importancia

El Código Mexicano generaliza dos tipos de estructuras de acuerdo a su importancia, las clasifica en el grupo A y B

El grupo A de acuerdo al reglamento son edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas, pérdidas económicas o culturales extremadamente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones; estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia.

El grupo B son edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

b. De Acuerdo con su Respuesta ante la Acción del Viento

Las normas técnicas complementarias dividen en cuatro grupos, para ello estas normas se basan en la sensibilidad que tienen las estructuras ante la acción del viento, es decir, es importante que las estructuras sean lo suficientemente rígidas para soportar la acción del viento, y dependiendo de periodo de vibración, se las ha agrupado en cuatro grupos, que son:

- Tipo 1
- Tipo 2
- Tipo 3
- Tipo 4

Teniendo al tipo 1 como el conjunto de estructuras que tienen mayor rigidez, su relación de esbeltez es menor o igual a 5 y su periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual a un segundo, además la relación entre la altura.

Las estructuras del tipo 2 son aquellas que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento.

Las estructuras del tipo 3, presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento, al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura.

Por otro lado las estructuras tipo 4 tienen problemas aerodinámicos, con poca rigidez y dificultad para soportar las cargas de viento y periodos de vibración muy largos.

2.2.3. Efectos a Considerar

Los efectos que se debe considerar son:

- Empujes y succiones estáticos
- Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
- Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
- Inestabilidad aeroelástica

Como se indicó antes, para poder diseñar las estructuras se debe determinar el tipo de edificación y la respuesta que tiene ante la acción del viento, mediante la determinación de estos datos se podrá calcular las cargas de viento usando este código. Es así que para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento.

Para estructuras de tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente. Las estructuras de tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes. En las estructuras tipo 4 se tendrá en cuenta los efectos de viento, que se evaluarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el Tipo 1.

2.2.4. Método Simplificado y Estático para Diseño por Viento

El método estático está orientado para las estructuras tipo 1 y la determinación de empujes y/o succiones de viento, el método simplificado es específico para edificaciones con alturas menores a 15 m con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre una altura y la dimensión menor en planta sea menor que 4.

a. Velocidad de Diseño (V_D)

La velocidad de diseño es un parámetro que toma en cuenta la topografía del sector, la altura de la edificación y el lugar donde esta se encuentra, ya que estos factores influyen y generan una velocidad específica para cada diseño, es así que se tiene la siguiente fórmula

$$VD = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R \quad (2.12)$$

Donde:

F_{TR} = Factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante.

F_{α} = Factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

V_R = Velocidad regional según la zona donde se construirá la estructura.

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento a una altura de 10m sobre el terreno, estas velocidades son medidas por un anemómetro, generando un mapa de velocidades, para todo el Estado Federal.

El factor de variación de la velocidad con la altura, explica la relación de la altura con la velocidad, es decir a mayor altura el viento deja de ser inconstante debido a que no existen obstáculos geográficos ni edificaciones que puedan variar la velocidad del viento, por lo tanto no existe variación, las fórmulas para encontrar este factor están dadas por las siguientes expresiones:

$$F_\alpha = 1.0; \text{ si } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_\alpha = (z / 10)^\alpha ; \text{ si } 10 \text{ m} < z < \delta \quad (2.13)$$

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

Donde:

δ , α , z son valores expresados en tabla 3.2 de las Normas Complementarias Técnicas de Diseño por Viento para el Estado Federal de México.

El factor correctivo por topografía considera que el viento al chocar con obstáculos naturales y artificiales tiene una variación en su velocidad, a esto se denomina el viento de gradiente, que hace que el viento se vea forzado a ascender y distorsionar la velocidad, por esta razón este coeficiente se ha generado y se puede encontrar el valor en el código en mención.

b. Determinación de la Presión de Diseño (Pz)

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, Pz, en Pa (kg/m²), se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la expresión:

$$Pz = 0.47 * Cp * VD^2 \quad [\text{Pa}]$$

$$Pz = 0.048 * Cp * VD^2 \quad [\text{kg/m}^2] \quad (2.14)$$

Donde:

C_p = Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura

V_D = Velocidad de diseño a la altura z

El coeficiente local de presión es muy importante, ya que de acuerdo al tipo de edificación este coeficiente tiene un valor, en algunas estructuras especiales el cálculo de la presión será de manera diferente, es así que el coeficiente local divide en cinco casos a las estructuras:

- Caso 1.- Edificios y Construcciones Cerradas
- Caso 2.- Paredes Aisladas y Anuncios
- Caso 3.- Estructuras Reticulares
- Caso 4.- Chimeneas, Silos y Similares
- Caso 5.- Antenas y Torres en Celosía

Para el Caso 1 por ser estructuras constantes, no hay mucha limitación y los valores están dados en las tablas 3.4 y 3.5 de las Normas antes mencionadas.

Para el Caso 2 se las han dividido a este tipo de estructuras como, anuncios, este tipo de construcciones al ser un pórtico simple tienen efectos en varias direcciones generando problemas de acuerdo a la posición que la estructura se encuentre con respecto a la dirección del viento.

Considerando esto existen tres direcciones del viento con respecto a la estructura que se debe considerar:

- Viento Normal al anuncio
- Viento a 45° al anuncio
- Viento paralelo al plano del anuncio

Considerando esto, en las Normas Complementarias Mexicanas se detallan los valores de C_p para este tipo de estructuras.

Para el caso 3 que especifica estructuras reticulares como armaduras o vigas de (trabes) alma abierta se especifican los valores a considerar en las Normas antes mencionadas.

Para el caso 4 que agrupa chimeneas y silos, se especifica los valores en la tabla 3.9 de las normas, especialmente para generar estos valores considera la forma de la sección transversal y la relación de esbeltez de la estructura.

Para el caso 5 que agrupa a antenas y torres con celosía, genera una fuerza horizontal resultante sobre cada tramo de la estructura determinada por la siguiente expresión:

$$F = 0.47 * C_D * V_D^2 * A \quad [\text{N}]$$

$$F = 0.048 * C_D * V_D^2 * A \quad [\text{kg}] \quad (2.15)$$

Donde:

$A = \text{Área expuesta [m}^2\text{]}$

$V_D = \text{Velocidad de diseño}$

$C_D = \text{Coeficiente de arrastre, explicado su valor en las Normas Técnicas Complementarias Mexicanas (páginas. 48-49).}$

El coeficiente de arrastre se calcula de acuerdo al tipo de estructura, de la siguiente manera:

- Antenas y torres sin accesorios
 - Torres con miembros de lados planos
 - Torres con miembros de sección circular
 - Torres de sección triangular equilátera
- Antenas y torres con accesorios
- Torres totalmente recubiertas
- Antenas o torres con arriostramientos

La determinación de los coeficientes de arrastre se especifica de acuerdo al tipo de estructura, en el caso de antenas y torres sin accesorios se tiene tablas de acuerdo al material usado en la construcción de las torres. Por otro lado para antenas y torres con accesorios tiene un trato diferente, cuando los accesorios se coloquen de manera simétrica se calculará considerando que no tienen accesorios, si los accesorios no son simétricos, en las normas mencionadas existe una fórmula que determina este coeficiente. Para torres totalmente recubiertas se les considera como un cuerpo de igual geometría. Para el último caso de torres con arriostramientos considera la inclinación que tiene el eje del cable con la dirección del viento, la fórmula está especificada en las Normas Mexicanas.

En las normas complementarias se menciona el diseño de los elementos de recubrimiento, es decir a todos los elementos que no forman parte de la estructura principal y aquellos que no contribuyen a la resistencia de la misma.

Para el cálculo de estas presiones se debe considerar un coeficiente de presión diferente, dependiendo de la altura de la edificación, este código ha generado los coeficientes a utilizar para calcular las presiones actuantes en cada elemento que se pretenda diseñar.

c. Área de Exposición de la Presión de Diseño Calculada

Se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, la dirección de las presiones del viento serán normales a la superficie considerada.

De acuerdo a los parámetros de la edificación como las características topográficas se puede determinar la presión del viento en diferentes construcciones.

2.2.5. Empujes Dinámicos Paralelos al Viento

Los empujes dinámicos son fuerzas dinámicas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento, cuya fluctuación en el tiempo influye de manera importante en la respuesta estructural, por esta razón las normas han generado un coeficiente que aumenta la presión del viento determinada por el método estático, con este aumento en la presión se puede asumir que la presión extra dada por este coeficiente simula un efecto estático equivalente cuando una fuerza dinámica actúa en algún elemento estructural, evitando la fatiga de los elementos importantes que aseguran la estabilidad de la edificación.

El factor de amplificación dinámica G considera los efectos de turbulencia originadas por el relieve y la topografía del terreno, y lo más importante es la respuesta dinámica considerando el modo fundamental de la estructura.

De esta manera el factor de amplificación que especifica estas normas se detalla a continuación:

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left(B + \frac{S*F}{\beta} \right)} \geq 1 \quad (2.16)$$

Donde:

G = Factor de amplificación dinámica

g = Factor de respuesta máxima

R = Factor de rugosidad (tabla 5.1 de las Normas Mexicanas)

Ce = Factor Correctivo que depende de la altura, $C_e = \left(\frac{z}{a} \right)^n$ Donde:

z = Altura del edificio [m],

a y n = Valores dados en la tabla 5.1 de las Normas Mencionadas

B = Factor de excitación de fondo

S = Factor reductivo por tamaño

F = Relación de energía en ráfaga

β = Fracción del amortiguamiento crítico, igual a 0.01 en estructuras de acero, y 0.02 en estructuras de concreto

Para el cálculo de los valores B, S, F, g, las Normas Mexicanas Complementarias explica dos maneras de cálculo, una de ellas es mediante fórmulas dadas en dichas normas (pág. 51-52). La otra manera de cálculo lo genera el código mediante gráficas (pág. 52-53).

2.2.6. Efecto de Vórtices Periódicos sobre Estructuras Prismáticas

Este efecto de vórtices se genera en estructuras cilíndricas, tales como tuberías, chimeneas, edificios con planta circular, torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general estructuras donde la dimensión paralela a la dirección del viento es muy corta.

Las estructuras mencionadas anteriormente se caracterizan por tener una esbeltez o dimensiones reducidas en su sección transversal especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y periodos naturales largos que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes, además la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la edificación.

Es por esta razón que en algunas estructuras es necesario estudiar este efecto, en las Normas Técnicas Mexicanas Complementarias para diseño por viento generan una fuerza estática equivalente perpendicular a la acción del viento, es de esta manera que se considera dicho efecto, determinándola por unidad de longitud del eje de la pieza mediante la siguiente ecuación:

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} * 0.047 * V_{cr}^2 * d \quad [\text{N/m}] \quad (2.17)$$

Donde:

FL = Fuerza por unidad de longitud

β = Coeficiente de amortiguamiento de la estructura, como porcentaje del amortiguamiento crítico

C_T = Factor de empuje transversal

V_{cr} = Velocidad crítica del viento, m/s

d = Dimensión de la estructura paralela a la dirección del viento, m.

La velocidad crítica del viento, para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular mediante la siguiente ecuación:

$$V_{cr} = 5 * n_o * d \quad (2.18)$$

Donde:

n_o = Frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental, en Hertz.

El factor de empuje transversal C_T podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular, a menos que se cuente con información que justifique valores menores.

La omisión de los efectos de vorticidad pueden omitirse cuando se generen de las estructuras prototipos y se modelen en el túnel de viento. Además si el periodo fundamental difiera en un treinta por ciento de cualquier valor posible que puedan tener los vórtices alternantes.

Las Normas en mención regularizan los desplazamientos relativos (derivas de pisos - pag.54) en cada uno de los pisos cuando se trate de edificios, o entre secciones transversales para otro tipo de estructuras como torres, dichos desplazamientos generados por las fuerzas de viento no deben exceder los siguientes valores:

Cuando no existan elementos de relleno deben ser menor a 0.005, cuando existan elementos de relleno debe ser menor a 0.002, generalizando los desplazamientos manifestados en las Normas Mexicanas Complementarias de Diseño por Viento explican su cálculo.

2.3. Estudio del Uniform building Code (UBC-97)

El Uniform Building Code, es un reglamento de construcción que regulariza todos los aspectos de construcción en los Estados Unidos de Norte América, en ellos contiene todas las normas de diseño y construcción de edificaciones.

En el capítulo 16, división 3 del UBC, explica la generación de cargas de diseño de viento para edificaciones, para ello normaliza a edificaciones o estructuras que se vean afectadas por la acción del viento y sus acciones dinámicas, orientadas especialmente a edificaciones con una relación entre la altura y el ancho mayor a 5 o también estructuras sensibles a las oscilaciones producidas por el viento.

Para el caso de edificaciones de gran altura la oscilación que genera dicha estructura puede ser peligrosa si no se cuantifica correctamente las cargas de viento, la oscilación genera un movimiento de vaivén, generando esfuerzos cortantes en todos los elementos estructurales de la edificación, especialmente en edificaciones mayores a 120 m.

2.3.1. Consideraciones Generales

Las normas generadas por el UBC-97 considera las características topográficas, el medio que rodea tanto edificaciones como zonas verdes, por esto es muy necesario agruparlos de acuerdo a su ubicación, ya que el comportamiento del viento no es el mismo cuando existen obstáculos o cuando se encuentran en diferentes sectores topográficos.

Para ello el UBC agrupa en tres tipos de exposiciones como son:

- Exposición B
- Exposición C
- Exposición D

La exposición B, agrupa a edificaciones donde la superficie que la rodea es irregular, se ve rodeada de varios edificios, arboles, cubriendo por lo menos un 20% del área superficial extendida por una milla (1.6Km). Por otro lado la exposición C se caracteriza por tener un área que rodea a la edificación de tipo plano y abierto. La exposición D es la más crítica, ya que no tiene edificaciones, con velocidades de viento considerables y un terreno plano, gracias a ello la edificación tiene una mayor exposición del viento ante la edificación.

2.3.2. Determinación de las Presiones de Viento

Este código es muy concreto, genera dos maneras de determinar las presiones de viento dependiendo del tipo de estructura, específicamente la altura que tienen ellas y el tipo de techado.

Para la determinación de las presiones de viento el código en mención explica dos métodos de análisis, los cuales son:

- Método 1: Método de Fuerza Normal
- Método 2: Método de Área Proyectada

El método 1, que explica una fuerza normal se lo utiliza cuando se tiene estructuras rígidas con techos a dos aguas, es decir generalmente para celosías, se basa en asumir que la presión del viento calculada actúa simultáneamente y perpendicular a todas las superficies exteriores.

El método 2(Método del Área Proyectada), es usado para analizar estructuras menores a 200 ft (61 m) de altura, este método asume que las presiones horizontales actúan sobre toda el área vertical proyectada de la estructura, además asume que las presiones verticales actúan simultáneamente sobre toda el área horizontal proyectada.

Básicamente los dos métodos se fundamentan en el tipo de edificación y la altura que estos tienen, el método de las fuerzas es muy específico, ya que mediante él se puede asignar presiones de viento en cada elemento estructural.

Por otro lado el método del área proyectada es generalizado a toda la estructura, ayuda a estudiar el comportamiento estructural de toda la edificación, lo que hace mucho más real el modelo estructural.

La fórmula para calcular la presión de viento es la misma para los dos métodos de análisis, lo que diferencia es en la modelación de la estructura, es decir que si se aplica el método 1 se debe aplicar dichas fuerzas a cada elemento estructural, si se aplica el método 2 se debe aplicar a toda el área vertical que soporte la acción del viento. Para ello el UBC generó la siguiente ecuación que hace posible la determinación de la presión de viento:

$$P = C_e * C_q * q_s * I_w \quad (2.19)$$

Donde:

P= Presión de viento de Diseño

C_e = Coeficiente de Exposición y Factor de Ráfaga

C_q = Coeficiente de Presión

I_w = Factor de Importancia

q_s = Presión de remanso del viento a la altura de 10 m

a. Coeficiente de Exposición (C_e)

Este valor en el UBC se lo puede obtener mediante la tabla 16-G, en el considera el tipo de exposición que tiene la estructura y la altura a la que la misma se encuentra desde el nivel del suelo

b. Coeficiente de Presión (C_q)

El coeficiente de presión es un valor que depende del tipo de edificación y el elemento estructural que se verá afectado por la acción del viento. Este valor está en la tabla 16-H del UBC-97, el cual divide en 7 grupos.

El primer grupo de estructuras trata de los pórticos principales de una estructura, estos serán los afectados directos de la presión del viento, para ello se debe determinar el lugar del cual se está analizando al pórtico, es decir, los valores cambiarán cuando se trate de la pared, el techo o el cumbrero. A parte de eso se debe tener en cuenta el método a utilizar.

El segundo grupo de estructuras se refiere a elementos y componentes continuos, es decir trata de los elementos que tienen una continuidad sin tener juntas ni divisiones que eviten que un área sea continua. Conjuntamente reciben las cargas de viento, de la misma manera, es necesario determinar el lugar donde se está analizando la presión de viento, las normas dividen en elementos de pared, de techo y estructuras parcialmente cerradas.

El tercer grupo de estructuras describe a elementos y componentes discontinuos, es decir el área que soporta la acción de viento tiene discontinuidad, por la presencia de juntas de construcción, esto implica tener valores mucho más altos que el segundo grupo, de igual manera las normas seleccionan áreas específicas como las esquinas de las paredes y el alero del techo.

El cuarto grupo de estructuras se refieren a chimeneas, tanques, y torres solidas, dependiendo de la forma de las estructuras se consideran los valores.

El quinto grupo trata solo de torres de alma abierta, es decir no son estructuras cerradas, por esta razón al tener espacios donde puede atravesar el viento se ha colocado en un grupo diferente.

El sexto y el séptimo grupo trata de estructuras menores y accesorios de torres, por esta razón los valores de los coeficientes son muy pequeños.

c. Factor de Importancia (I_w)

Este factor es muy importante, ya que mediante este se puede detallar la razón de la estructura, es decir las estructuras son construidas para ser utilizadas en diferentes actividades, dependiendo de la utilización que se le pretenda dar es necesario priorizar algunas de estas.

Existen estructuras muy importantes para la preservación de la vida humana, estas no deben fallar ante la presencia de fenómenos naturales, ya que al finalizar dichos fenómenos las estructuras deberán estar en funcionamiento para brindar servicios. Basándose en este concepto es necesario dividir a las estructuras de acuerdo a su importancia.

El UBC -97 ha dividido en 5 grupos, estos son

- Estructuras esenciales
- Estructuras que almacenan sustancias peligrosas
- Estructuras de especial utilización
- Estructuras de utilización normal
- Estructuras varias

Dependiendo del tipo de estructura a ser diseñada se escogerá el valor, en la tabla 16-K del UBC-97 se pueden obtener dichos valores.

d. Presión de Remanso del Viento (q_s)

La presión de remanso del viento ha sido analizada a 10 m sobre la superficie del terreno, de acuerdo a estudios realizados por el UBC-97, ha determinado que a esa altura el viento es constante y no puede cambiar por consecuencia de obstáculos que lo único que hacen es distorsionar los valores de la velocidad y por tanto de la presión del viento, se conoce que el viento al encontrarse con obstáculos genera el efecto de viento de gradiente.

Para determinar este valor, el código generó la tabla 16-F, donde se puede determinar la presión de remanso a la altura de 10m (33pies), este valor depende de la velocidad del viento en la zona donde se encuentra la edificación.

La presión del viento de remanso se basa en la ecuación de Bernoulli, es función de la velocidad del viento al cuadrado y de la densidad de masa de aire. La ecuación generada por el UBC supone una densidad del aire estándar de 0,0765 [lb/pie³] y no tiene en cuenta cambios en la densidad como consecuencia de la altitud, la estación del año, el clima y la latitud. De esta manera la ecuación generada es la siguiente:

$$q_s = 0.00256 * V^2 \quad (2.20)$$

Donde:

q_s = Presión de Remanso del Viento a 10 m [lb/pie²]

V= Velocidad del viento [mph]

En su última parte el UBC-97 explica que deben considerarse las presiones de viento para cada elemento, tanto para los elementos principales resistentes a la carga de viento, como los componentes. Cada elemento debe diseñarse para la condición más crítica de las siguientes:

- Las presiones determinadas utilizando los valores de C_q para los elementos y componentes que actúen sobre toda el área tributaria del elemento.
- Las presiones determinadas utilizando los valores de C_q para las áreas locales en discontinuidades como esquinas cumbre y aleros, deben aplicarse sobre una distancia de 3 m o 0.10 veces el ancho menor de la estructura o lo que resulte menor.

2.4. Estudio del Código Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures realizado por la American Society of Civil Engineers (ASCE 7-05)

La norma establecida que genera las cargas mínimas de diseño para estructuras ha visto la necesidad de generar una reglamentación que ayude al diseñador a estimar y considerar el efecto del viento en las estructuras.

La Sociedad de Ingenieros Civiles creada en 1852, ha dedicado sus esfuerzos a publicar información referente al gran campo de ingeniería civil. Por esta razón crean una norma para reglamentar cargas mínimas de diseño para edificios usados en Estados Unidos

El ASCE 7-05 en sus estudios ha generado tres procedimientos que el diseñador puede utilizar para poder estimar las cargas de viento, los tres métodos que este código explica son los siguientes:

- Método Simplificado
- Método Analítico
- Método del túnel de Viento

2.4.1. Consideraciones Generales

El código en mención orienta este documento a edificios y otras estructuras incluyendo los sistemas principales resistentes a las fuerzas de viento (MWFRS) y revestimientos de las estructuras, para la estimación de cargas se podrá utilizar cualquiera de los procedimientos antes mencionados.

En todo caso la presión que se determine por cualquiera de estos métodos para el diseño de las estructuras cerradas o parcialmente cerradas principales y revestimientos que soportan la acciones del viento no deben ser menores que 10 lb/pie^2 (48.82kg/m^2). A esta presión de viento se le debe multiplicar por un área del edificio o estructura proyectada en el plano vertical a la dirección del viento.

Es necesario entender que la velocidad del viento considerada se encuentra a 33 pies (10m) encima de la superficie del suelo. Esto es muy importante ya que a esa altura se asume que la velocidad del viento es constante y no se verá afectada por accidentes geográficos ni obstrucciones generadas por el hombre. De esta manera se asegura una velocidad real del viento.

El ASCE 7-05 divide a las edificaciones de acuerdo a la altura y considera si un edificio es cerrado o abierto.

Las estructuras de baja altura son aquellas edificaciones que tienen una altura menor o igual a 60pies (18 m). Además se les denomina a estructuras abiertas a aquellas que el área total de las aberturas de la pared que recibe la presión del viento no excede del 80% del área total de la pared que recibe la presión del viento, está expresada mediante la siguiente ecuación.

$$A_o \geq 0.8 * A_g \quad (2.21)$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en la pared que recibe la presión del viento

A_g = Área total de la pared donde se identifica el A_o

Los edificios parcialmente cerrados, son aquellos que deben cumplir con las 2 siguientes condiciones:

- Los edificios parcialmente cerrados serán aquellos que el área total de las aberturas en la pared que recibe la presión del viento serán mayores en un 10% del área total de las aberturas de todo el edificio, se expresa con la siguiente ecuación:

$$A_o > 1.10A_{oi} \quad (2.22)$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en la pared que recibe la presión del viento

A_{oi} = Suma de las áreas de aberturas de todo el edificio incluyendo el área de la pared que recibe la presión del viento

- El área de las aberturas de la pared que recibe la presión del viento excede de 4 pies² o 1% del área total de la pared y el porcentaje de aberturas de la pared debe ser menor al 20%, se identifica por la siguiente expresión:

$$A_o > 4ft^2 \text{ o } A_o > 0.01A_g \quad (2.23)$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en la pared que recibe la presión del viento

$A_g = \text{Área total de la pared}$

Es importante saber que las estructuras rígidas son aquellas que la frecuencia fundamental del edificio es mayor o igual a 1Hz, o periodo fundamental en el primer modo menor a 1 seg.

2.4.2. Estudio del Método Simplificado

El método descrito generaliza y agiliza la determinación de la presión del viento, este método se utiliza comúnmente para estructuras de baja altura, donde las presiones de paredes y techo pueden ser generadas directamente de tablas hechas por este código. Para usar este método las estructuras deben ser de baja altura, estructuras aporricadas simples sin diafragmas (estructuras no arriostradas), debe ser rígido, la forma del edificio debe ser regular simétrico en todas las direcciones

Para componentes y revestimientos, la edificación debe ser de forma regular, el techo principal de la misma debe tener una altura menor o igual a 60 pies (18.30m), la cubierta puede ser plana o a dos aguas con una inclinación menor o igual a 45°, también puede ser a cuatro aguas con una inclinación menor o igual a 27°.

El método simplificado como se indicaba utiliza tablas que generan las presiones de viento de una manera muy rápida, pero es utilizado para estructuras específicas donde la presión interna se anula para las paredes pero debe ser considerada para el techo, esto es porque las fuerzas de viento son transferidas por elementos estructurales horizontales a elementos estructurales verticales, la acumulación de fuerzas de viento de barlovento y sotavento se producen en los elementos estructurales horizontales, una vez transferidas las cargas desde las paredes a los elementos horizontales, las fuerzas de viento se vuelven netamente fuerzas horizontales que son transferidas a los elementos estructurales verticales.

El método simplificado combina las presiones de barlovento y sotavento en una sola fuerza horizontal, y despreciando las presiones internas que se han anulado entre sí en las paredes. Además el método simplificado no considera el efecto de torsión que se podría producir por las cargas de viento, ya que para el uso de este método la estructura debe tener una forma regular, con esto evita que la torsión sea crítica o domine el diseño.

El procedimiento para determinar la presión de viento se explica en el ASCE 7-05, es importante mencionar que una de las hipótesis que maneja este código es, el asumir que las presiones de viento se generan en cualquier dirección, esto es importante mencionar, ya que el primer paso para determinar las presiones de viento es determinar la velocidad del viento de la figura donde está la distribución de las velocidades en forma de isotacas para todo EEUU. Esa velocidad de viento se asume que proviene en cualquier dirección.

Una vez hallada la velocidad de viento, se debe determinar el factor de importancia, de la tabla 1-1 del ASCE 7-05, se determina la clasificación de las estructuras de acuerdo a la ocupación de las mismas, luego se va a la tabla 6-1 y se determina el factor de importancia de la edificación, seguidamente se debe determinar el factor de exposición de la estructura y el factor de ajuste de exposición de acuerdo a la altura de la edificación.

Una vez determinados estos valores se procede a determinar la presión de viento mediante la siguiente ecuación:

$$P_s = \lambda * K_{zt} * I * p_{S30} \quad (2.24)$$

Donde:

P_s = Presión de Viento

λ = Factor que considera la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura

K_{zt} = Factor topográfico

I = Factor de importancia

p_{s30} = Diseño simplificado de la presión del viento para una exposición tipo B a la altura de 30pies (10m) y factor de importancia igual a 1.

Los valores de los coeficientes de la ecuación mostrada se encuentran en tablas donde lo importante es determinar la velocidad del viento y el ángulo de inclinación del techo.

Para componentes y revestimientos de los edificios el código menciona otra ecuación que se muestra a continuación:

$$P_{net} = \lambda K_{zt} * I * p_{net30} \quad (2.25)$$

P_{net} = Presión de Viento para componentes y revestimientos

λ = Factor que ajusta la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura

K_{zt} = Factor topográfico analizado en el techo de la edificación

I = Factor de importancia

Es importante mencionar que la fórmula y los coeficientes indicados en esta ecuación son diferentes a los de la ecuación para la estructura principal. Por lo tanto las tablas realizadas por la

ASCE 7-05 consideran otros efectos y han generado valores para zonas específicas tanto de paredes como de esquinas de paredes.

2.4.3. Estudio del Método Analítico

El método analítico descrito en este código está orientado a estructuras de forma regular, edificaciones abiertas, parcialmente cerradas, cerradas, estructuras rígidas, principalmente estructuras aporticadas.

El método analítico provee presiones de viento a la estructura principal resistente a las cargas de viento (MWFRS), para componentes y revestimientos en edificios y otras estructuras.

El procedimiento para determinar la presión de viento por este método se detalla a continuación:

- Se debe determinar la velocidad de viento de los mapas de velocidad mostrados en el código, además es necesario determinar el factor de direccionalidad del viento K_d
- Se debe determinar el factor de importancia de la estructura
- Se debe determinar varios coeficientes que tienen que ver con la vulnerabilidad que tienen las estructuras, la topografía del sector donde se desea realizar la edificación, la respuesta que tiene la edificación ante las cargas de viento.
- El efecto de ráfaga que produce el viento es considerado en un coeficiente que será detallado más adelante.
- A continuación es necesario determinar si la estructura es cerrada, parcialmente cerrada o si es abierta, dependiendo de esto se determinarán los coeficientes de presión interna y presión externa de la estructura.
- Una vez obtenidos los coeficientes y determinado el tipo de estructura se procede a encontrar la presión del viento.

- Finalizando este procedimiento se determinará la carga de diseño de viento o la fuerza de diseño de viento según corresponda, esto se detallará mas adelante.

2.4.3.1. Estudio de los Coeficientes y Criterios usados para Determinar la Presión del Viento Mediante el Método Analítico

a. Velocidad del Viento

La velocidad del viento usado en los cálculos para determinar la presión de viento en edificios y otras estructuras ha sido generado por varios análisis después de procesar los datos de velocidad de viento recolectados por los anemómetros en todo EEUU, mediante esto han generado un mapa de velocidad de viento donde indica en forma de isotacas la variación de la velocidad en todo el territorio de los EEUU. Es muy importante conocer que la velocidad de viento que los anemómetros generan tiene 3 segundos de ráfaga de viento a una altura de 33 pies(10m), teniendo en cuenta un periodo de retorno de 50 años.

Es necesario mencionar que en el territorio de los EEUU son muy comunes los huracanes, la velocidad de los huracanes es muy importante en algunas zonas de EEUU, especialmente en el golfo de México, para esto el ASCE 7-05 ha elegido usar un mapa que incluye un factor de importancia en las zonas donde existe la presencia de este fenómeno. Para poder generar este mapa que muestra las zonas y velocidades de vientos huracanados se han recolectados de 485 estaciones climatológicas de al menos 5 años con registros de velocidad de viento.

Para zonas donde no tienen el fenómeno de los huracanes, los datos se recolectaron de los estados del mismo tamaño, esto se realizó para evitar el error por muestreo, luego se ajustó dichos valores usando métodos estadísticos, mediante este procedimiento se pudo generar los

mapas de velocidades de viento que ayudan a determinar las presiones de viento en las estructuras.

Para lugares donde los valores de velocidades de viento puedan cambiar por accidentes geográficos o algún obstáculo artificial que pueda variar los valores de las velocidades mostradas en el mapa, el código da la responsabilidad a una entidad del gobierno que genere la velocidad de viento para una determinada región, esta entidad analizará y decidirá si es necesario ajustar el valor de velocidades de viento o no.

El código además da la posibilidad de coleccionar datos de velocidades de viento generadas por estaciones climatológicas y adoptarlas en el diseño cuando el procedimiento de toma de datos y el análisis estadístico empleado sea el correcto, solamente en este caso se permitirá otros valores de velocidad que no estén en los mapas.

b. Factor de Direccionalidad del Viento (K_d)

El factor de direccionalidad del viento se genera por dos razones:

- La reducción de vientos máximos provenientes de cualquier dirección
- El reducir la probabilidad del coeficiente de máxima presión generado en cualquier dirección del viento

Este factor toma en cuenta la forma de la edificación, ya que la respuesta ante cargas de viento son diferentes dependiendo de la configuración de la estructura, es decir una edificación con forma rectangular genera una respuesta muy diferente a una estructura cilíndrica, es por esta razón que este factor aumenta o disminuye la velocidad del viento considerando la respuesta que la estructura tenga ante cargas de viento.

Es importante mencionar que este factor solo se tomará en cuenta cuando se realice una combinación de cargas, en otro caso este factor se omitirá.

c. Factor de Importancia (I)

El factor de importancia es considerado en el cálculo, ya que mediante este coeficiente se puede priorizar algunas estructuras que son fundamentales de acuerdo al uso y el peligro que ocurrirían si estas estructuras fallaran.

Por esta razón las estructuras se dividen de acuerdo a su uso en cuatro categorías. La categoría I agrupa edificaciones que representan un peligro mínimo a la vida humana si estas fallaran, tales como edificaciones agrícolas, y estructuras menores, a esta categoría se le asigna el valor de 0.77 en zonas sin huracanes y 0.87 en zonas propensas a huracanes.

La categoría II agrupa edificaciones grandes destinadas a departamentos especialmente, estas construcciones no representan un peligro grande a la vida humana, porque existe muy poca gente viviendo en ese lugar, el código asigna un valor de 1.00 para cualquier región.

La categoría III agrupa a edificaciones importantes y que generarían un peligro si dichas estructuras fallaran, dentro de este grupo tenemos edificios que agrupan a más de 300 personas en un mismo lugar, además se consideran estructuras importantes como centros de salud, plantas de tratamiento de agua, estructuras de generación eléctrica, entre otras, a esta categoría se le asigna un valor de 1.15 para todas las regiones de EEUU.

La categoría IV agrupa estructuras de suma importancia como hospitales, estaciones de bomberos, refugios, torres de control, entre otras, a esta categoría se asigna el valor de 1.15, para todas las regiones de los EEUU.

d. Clasificación de las Estructuras de Acuerdo a su Exposición

La exposición que tienen las estructuras trata de una distribución de las edificaciones dependiendo de la cantidad de obstáculos que tiene cerca la construcción que se está diseñando, estos obstáculos pueden ser artificiales o naturales.

Una vez seleccionada la dirección proveniente del viento para la edificación se debe determinar dos sectores de donde el viento se genera, cada uno de ellos separados a 45°.

La exposición B trata estructuras rodeadas por una superficie de terreno urbano o suburbano donde los espacios libres son muy escasos, debe además prevalecer la dirección del viento por lo menos unos 2600 m o 20 veces la altura de la edificación.

La exposición C trata de estructuras que no se adapten a las condiciones de la exposición B o D, pero describe una superficie de terreno libre de obstáculos muy alejados y con alturas menores a 30 m.

La exposición D trata de estructuras rodeadas por terreno sin obstáculos, donde la exposición de las estructuras es máxima, como es el caso de edificaciones cercanas al mar sin ningún obstáculo artificial o natural que le ayude a soportar la fuerza del viento, además debe prevalecer la dirección del viento por lo menos 500pies (152.4m) o 20 veces la altura del edificio de distancia. Conjuntamente la dirección del viento en sotavento debe extenderse 600pies (182.88m) atrás de la estructura y la superficie que precede a la edificación debe tener construcciones cercanas o superficies planas con obstáculos menores a 30pies (9.15m) de altura.

e. Coeficiente de Exposición ante la Presión generada por la Velocidad del Viento (Kz)

El coeficiente de exposición toma en cuenta el efecto producido por el viento cuando este asciende en altura, el aumento de la velocidad del viento cuando puede producirse por el efecto

Föhn, o por la presencia de obstáculos que puedan hacer que el viento cambie. Las edificaciones se verán afectadas por este fenómeno dependiendo de su altura.

Para esto se ha considerado varias fórmulas que agrupan la exposición descrita anteriormente con la distancia libre sin obstáculos que tiene la edificación tanto a barlovento como a sotavento y la altura de la edificación, todos parámetros pueden variar la presión que recibe la estructura. Dependiendo del medio que rodea la estructura y la altura de la misma se puede determinar este factor. El código ha realizado una tabla donde se puede determinar este valor, pero también se ha realizado una ecuación para determinar el mismo:

<p>Para $15 \leq Z \leq Z_g$</p> $K_z = 2.01 * \left(\frac{Z}{Z_g}\right)^{2/\alpha}$	<p>Para $Z < 15\text{pies (4.57m)}$</p> $K_z = 2.01 * \left(\frac{15}{Z_g}\right)^{2/\alpha} \quad (2.26)$
--	--

Los valores de Z_g y α se encuentran en la tabla 6-2 del ASCE 7-05

f. Factor Topográfico (K_{zt})

El factor topográfico considera los accidentes geográficos como cerros aislados, colinas o acantilados. Estos accidentes geográficos varían la velocidad del viento, pero para considerar un accidente geográfico como tal debe cumplir las condiciones mencionadas en el código, a continuación se detalladas:

Los cerros u obstáculos geográficos deben estar sin obstrucciones a una distancia de 100 veces la altura de la elevación topográfica en estudio.

En el lado de barlovento de la edificación, el accidente geográfico debe encontrarse a un radio de 2 millas (3.22km).

En la figura 6-4 del ASCE 7-05, se puede determinar factores K_1 , K_2 , K_3 . Para determinar los factores mencionados anteriormente es necesario conocer la ubicación de la estructura, la altura del obstáculo geográfico, la distancia desde la cresta del obstáculo a la edificación y la altura del mismo, a continuación se presentan los valores para determinar dichos estos valores:

H = Altura del accidente geográfico

L_h = Distancia a barlovento tomada desde la cresta donde la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina.

X = Distancia tomada desde la cima del accidente geográfico hacia la edificación

Z = Altura tomada desde el nivel de suelo

Una vez conocida se debe determinar las siguientes relaciones matemáticas:

Para K_1 , es necesario determinar el tipo de accidente geográfico y la relación H/L_h

Para K_2 , es necesario determinar el tipo de accidente geográfico y la relación entre X/L_h

Para K_3 , es necesario determinar el tipo de accidente geográfico y la relación entre Z/L_h

Una vez determinados estos valores se procede a determinar el valor del coeficiente K_z mediante la siguiente ecuación:

$$K_{zt} = (1 + K_1 * K_2 * K_3)^2 \quad (2.27)$$

g. Factor de efecto de Ráfaga (G, Gf)

El efecto de ráfaga se toma en cuante porque al determinar de la velocidad de viento se considera una duración de la velocidad de 3 segundos, por esta razón existen instantes de tiempo donde la velocidad del viento es mucho mayor.

Para estructuras rígidas debe considerarse 0.85 o mediante la siguiente ecuación:

$$G = 0.925 * \left(\frac{1+1.7*g_Q*I_{\bar{z}}*Q}{1+1.7*g_v*I_{\bar{z}}} \right) \quad (2.28)$$

Donde:

g_Q y g_v se asume el valor de 3.4

$$I_{\bar{z}} = c * \left(\frac{33}{\bar{z}} \right)^{1/6} \quad (2.29)$$

$I_{\bar{z}}$ = Intensidad de turbulencia a la altura \bar{z}

\bar{z} = Se considera el 60 % de la altura del edificio

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63*\left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \quad (2.30)$$

Donde:

B = Dirección horizontal del edificio perpendicular a la dirección del viento

h = Altura de la edificación

$$L_{\bar{z}} = \iota * \left(\frac{\bar{z}}{33}\right)^{\bar{\epsilon}} \quad (2.31)$$

Donde:

ι y $\bar{\epsilon}$ Están en tablas descritas en el código ASCE 7-05

Para estructuras flexibles o dinámicamente sensibles existe la siguiente fórmula:

$$G_f = 0.925 * \left(\frac{1+1.7*\sqrt{g_Q^2*Q^2+g_R^2*R^2}}{1+1.7*g_v*I_{\bar{z}}} \right) \quad (2.32)$$

Donde:

g_Q y g_v se asume el valor de 3.4

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600 n_1)}} \quad (2.33)$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} * R_n * R_h * R_B * (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (2.34)$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1+10.3 N_1)^{5/3}} \quad (2.35)$$

$$N_1 = \frac{n_1 * L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}} \quad (2.36)$$

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

$$R_i = 1 \quad \text{Para } \eta = 0 \quad (2.37)$$

Donde:

n_1 = Frecuencia natural de la edificación

R_i = Valor a determinar para los sub índices h, B, L:

$$\text{Para } R_h \rightarrow \eta = 4.6 \frac{n_1 * h}{\bar{V}_z}$$

$$\text{Para } R_B \rightarrow \eta = 4.6 \frac{n_1 * E * B}{\bar{V}_z}$$

$$\text{Para } R_L \rightarrow \eta = 15.4 \frac{L}{\bar{V}_z}$$

β = Coeficiente de amortiguamiento

\bar{V}_z = Velocidad de viento horaria a la altura \bar{z} , se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{\bar{z}}{33} \right)^{\bar{\alpha}} * V * \frac{88}{60} \quad (2.38)$$

Donde:

\bar{b} y $\bar{\alpha}$ = Constantes listadas en tablas del código

h. Presión de Velocidad de Viento

Este valor se debe evaluar a la altura z de la edificación, el código presenta la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.00256 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.39)$$

i. Coeficientes de Presión y Fuerza del Viento

i.1. Coeficiente de Presión Interna (GC_{pi})

El coeficiente de presión interna depende del tipo de edificación generado en la figura 6-5 del código en mención.

Cuando se traten de edificaciones de gran volumen parcialmente cerrados es necesario multiplicar este factor de presión interna por un factor de reducción:

$$R_i = 0.5 * \left(1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_i}{22800 * A_{og}}}} \right) \leq 1.00 \quad (2.40)$$

A_{og} = Área total de aberturas en toda la edificación

V_i = Volumen interno de la estructura

i.2. Coeficiente de Presión Externa (C_p)

Este coeficiente de presión externa esta dado en las figuras 6-6, 6-7 y 6-8 del ASCE 7-05, dependiendo de la estructura y la forma que la misma tenga. Cuando se desee determinar la fuerza de viento de diseño, en estructuras abiertas, el coeficiente de presión externa se denominará C_f y de la misma manera está determinado por las gráficas 6-17 a las 6-23 del ASCE 7-05.

j. Determinación de las Cargas de Diseño de Viento

Las cargas de diseño se generan considerando si la estructura es cerrada, parcialmente cerrada o abierta.

Para estructuras cerradas y parcialmente cerradas se debe tomar en cuenta los signos, es decir, la presión que actúa hacia la superficie de la estructura tiene un signo positivo (+), y negativo (-) cuando las presiones de viento se alejan de la superficie de la estructura que resiste las cargas de viento. Para calcular las presiones de viento en el sistema principal resistente a las cargas de viento en edificios rígidos se tiene la siguiente ecuación:

$$p = q * G * C_p - q_i * GC_{pi} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.41)$$

Donde:

$q = q_z$ para paredes de barlovento evaluadas a la altura z del edificio

$q = q_h$ para paredes de sotavento evaluadas a la altura z del edificio

$q_i = q_h$ para paredes en barlovento y en sotavento, paredes laterales y techo de edificios parcialmente cerrados, y presiones negativas evaluadas en edificios parcialmente cerrados

$q_i = q_z$ para presiones positivas evaluadas en edificios parcialmente cerrados, donde la altura z es definida como la dimensión más alta de las aberturas del edificio que puede afectar las presiones que puede afectar la presión positiva interna

Para edificios de poca altura, se presenta la siguiente ecuación:

$$p = q_h * [GC_{pf} - GC_{pi}] \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.42)$$

q_h = Presión de la velocidad del viento evaluada en el techo a la altura h

GC_{pf} = Coeficiente de presión externa

GC_{pi} = Coeficiente de presión interna

Para edificios flexibles, el cálculo de la presión del viento de los elementos estructurales principales resistentes a la presión del viento se presenta la siguiente ecuación:

$$p = q * G_f * C_p - q_{i*}GC_{pi} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.43)$$

G_f = Factor de efecto de ráfaga

C_p = Coeficiente de presión externa

GC_{pi} = Coeficiente de presión interna

Para parapetos la presión del viento que recibe este elemento parte del sistema principal resistente a las presiones del viento, de cualquier tipo de estructuras se determinará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$p_p = q_p * GC_{pn} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.44)$$

q_p = Presión de velocidad del viento evaluada en la parte superior del parapeto

GC_{pn} = Coeficiente de presión neta, +1.5 para barlovento y -1.0 para sotavento

Para componentes y elementos no principales de edificaciones de alturas pequeñas menores a los 60pies(18.30m), se debe evaluar la presión del viento mediante la siguiente ecuación:

$$p = q_h * [GC_p - GC_{pi}] \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.45)$$

q_h = Presión de la velocidad del viento evaluada en el techo a la altura h

GC_p = Coeficiente de presión externa

GC_{pi} = Coeficiente de presión interna

Para componentes y revestimientos de edificaciones con alturas mayores a 60pies (18.30m), la presión del viento debe determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$p = q * GC_p - q_i * GC_{pi} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (2.46)$$

Donde:

$q = q_z$ para paredes de barlovento evaluadas a la altura z del edificio

$q = q_h$ para paredes de sotavento evaluadas a la altura z del edificio

$q_i = q_h$ para paredes en barlovento y en sotavento, paredes laterales y techo de edificios parcialmente cerrados, y presiones negativas evaluadas en edificios parcialmente cerrados

$q_i = q_z$ para presiones positivas evaluadas en edificios parcialmente cerrados, donde la altura z es definida como la dimensión más alta de las aberturas del edificio que puede afectar las presiones que puede afectar la presión positiva interna

GC_p = Coeficiente de presión externa

GC_{pi} = Coeficiente de presión interna

Para paredes independientes rígidas que soportan las presiones de viento se genera la siguiente ecuación:

$$F = q_h * G * C_f * A_s \quad [lb] \quad (2.47)$$

q_h = Presión de velocidad evaluada a la altura h

G = Factor de efecto de ráfaga

C_f = Coeficiente de fuerza neta

A_s = Área neta de la pared

Para otro tipo de estructuras se determina la fuerza de viento mediante la siguiente expresión:

$$F = q_z * G * C_f * A_f \quad [lb] \quad (2.48)$$

q_z = Presión de velocidad evaluada a la altura z evaluada en el centroide del área A_f

G = Factor de efecto de ráfaga

C_f = Coeficiente de fuerza neta

A_f = Área normal proyectada del viento

2.5. Estudio del International Building Code (IBC -2003)

Alrededor de 1990 la entidad reguladora de edificaciones en los EEUU, se vio en la necesidad de realizar un código que pudiera ser usado en todo el país, en el pasado existían tres códigos que se usaban, por esta razón, tras tres años de estudio esta entidad vio la necesidad de crear un código basándose en tres normas (Mexicano, Argentino y Americano).

Es así que se generó el primer código internacional de edificaciones en el año 2000, generado esta nueva herramienta para el ingeniero.

En éste código se detalla un capítulo para la determinación de las cargas de viento, la cual ha tomado en consideración todos los parámetros que afectan al fenómeno de viento y por ende a la estructura que se pretende construir.

Este código se aplicará a edificios, estructuras y parte de ellas a ser diseñadas para resistir la acción del viento

2.5.1. Consideraciones Generales

Para la determinación de las cargas de viento se deberá basar en el código realizado por la American Association of Civil Engineers (ASCE 7-05).

El código asume cualquier dirección de viento, las presiones calculadas en las edificaciones deben evaluarse en la superficie perpendicular a la dirección del viento.

El IBC -2003 puede aplicarse a estructuras que tienen una exposición B o C definido más adelante, bajo ningún caso se deberá aplicar a edificaciones localizadas en la mitad de una colina aislada, elevación, o escarpe que cumpla las siguientes condiciones:

- La elevación geográfica es de 60pies (18.30m) o mayor con una exposición B, o una elevación geográfica de 30pies (9.15m) o mayor con una exposición C
- La pendiente máxima de la elevación geográfica excede del 10%
- La elevación geográfica no tiene obstáculos en la zona de barlovento a una distancia de 50 veces la altura de la elevación o 1 milla (1.61m), asumiendo el mayor de los dos.

El código además da una presión de viento mínima que se deberá usar en ocasiones cuando la presión de viento calculada sea muy baja, para estos casos la edificación deberá diseñarse para una presión de viento mínima de 10 lb/pie^2 (48.82 kg/m^2), para sistemas principales resistentes a la presión de viento, componentes y revestimientos. Multiplicada por el área proyectada del edificio o perpendicular a la dirección del viento.

Es importante considerar el anclaje de los miembros estructurales contra el volcamiento, deslizamiento o levantamiento de los mismos, para que puedan resistir el efecto producido por la acción del viento, esto se debe realizar para poder producir una carga constante, donde una parte de la resistencia es proporcionada por el peso propio de la estructura, debe además considerar la mínima carga viva probable que pueda encontrarse el momento que el efecto del viento afecte la estructura.

Las aberturas de la edificación como ventanas deberán asegurar la resistencia del material evaluándolas mediante la prueba de impacto y resistencia, reglamentada por la ASTM.

2.5.2. Definiciones

a. Edificios y Estructuras Flexibles

Son aquellas estructuras que la frecuencia fundamental de la misma es menor a 1 Hz o el periodo fundamental en el primer modo es menor 1 segundo.

b. Edificaciones de Baja Altura

Edificios cerradas o parcialmente cerrados que la altura de la misma es menor a 60pies (18.30m) o aquellos que la altura de la misma es menor que la dimensión horizontal de la edificación.

c. Edificios Abiertos

Es una edificación que tiene en cada pared por lo menos el 80% con aberturas.

d. Edificio Parcialmente Cerrado

Son aquellos edificios que el área de aberturas en la pared que recibe la presión del viento excede en un 10% de las aberturas de todas las paredes de la edificación, o excede de 4 pies² (0.38m²) pero en ningún caso exceda del 20 % del área total de las aberturas.

e. Área Efectiva del Viento

El área neta que resistirá el efecto del viento es la longitud entre vanos multiplicada por un ancho efectivo.

f. Factor de importancia

Un factor que contabiliza el grado de importancia para la vida humana y los daños que este generaría si la edificación fallara.

g. Elementos estructurales Principales Resistentes a la Acción del Viento

El conjunto de elementos estructurales que soportan y resisten la acción del viento

2.5.3. Velocidad del Viento

La velocidad básica del viento esta dado por mapas en forma de isotacas que distribuyen la velocidad del viento en todo EEUU. Luego de recolectar datos de velocidad de viento medido por el anemómetro y procesados estadísticamente se han generado dichos mapas.

Para este código se utiliza los mapas realizados por el ASCE 7-05, para poder determinar la velocidad de viento, la cual deberá seguir todas las recomendaciones.

El mapa de velocidades de viento ha tomado valores medidos por lo anemómetros considerando un periodo de 3 segundos de ráfaga de viento. Cuando sea necesario determinar la máxima velocidad de viento se deberá observar en la tabla del IBC -2003 donde convierte esta velocidad de ráfaga de 3 segundos en una velocidad máxima de viento.

2.5.4. Categorías de Exposición de las Estructuras

Esta categoría agrupa el tipo de superficie de terreno que rodea a la edificación, esto es muy importante, ya que al existir mayor o menor cantidad de obstáculos variará la velocidad del viento generando una mayor o menor presión de viento según corresponda.

La exposición que tienen las estructuras son las mismas que explica el ASCE 7-05. En este código se divide en tres categorías que son:

Categoría B, se caracteriza por estar en áreas urbanas y suburbanas con numerosos espacios cerrados.

Categoría C, se caracteriza por tener áreas con obstáculos menores a 30pies (9.15m) no tan cercanos a la edificación.

Categoría D, se caracteriza por tener áreas libres sin obstáculos, exponiendo completamente a la edificación.

Para una mejor explicación se deberá revisar el código de la ASCE 7-05.

2.5.4.1. Método Simplificado

El método simplificado explica una manera rápida de determinar la presión de viento en estructuras cerradas con el techo a dos y cuatro aguas que no excedan de 60pies (18.30m) de altura, es importante mencionar que no se aplicará para edificaciones localizadas en accidentes geográficos mayores a 60pies (18.30m) con una exposición B, o 30pies(9.15m) con una exposición C, o que la pendiente máxima del accidente geográfico exceda de 10%.

2.5.4.1. Procedimiento para Determinar la Presión de Viento

Para determinar la presión de viento que resistirán los elementos estructurales principales resistentes a la acción de viento, los componentes y revestimientos de la misma, se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Se debe determinar la velocidad del viento, mediante los mapas de velocidad de viento.
- Se debe determinar el factor de importancia de la estructura explicado en tabla 16-04 del IBC-2003.
- Es necesario determinar la categoría de exposición.
- Determinar el coeficiente de exposición de altura (λ), tabla 1609.6.2.1 del IBC-2003.

Una vez determinados estos valores se podrá determinar la presión de viento, considerando que la presión horizontal determinada es la combinación de las presiones de barlovento y sotavento.

$$p_s = \lambda * I_w * p_{S30} \quad (2.49)$$

Donde:

λ = Coeficiente de exposición de altura de tablas generadas en este código.

I_w = Factor de importancia de la estructura.

P_{S30} = Presión de diseño de viento simplificada evaluada a la exposición B a la altura de 30pies (9.15m) y con un factor de importancia de 1.00, dado en la tabla 1609.2.1 del IBC-2003.

Para componentes y revestimientos de la edificación se debe determinar la presión de viento se deberá determinar mediante la siguiente ecuación:

$$p_{net} = \lambda * I_w * p_{net30} \quad (2.50)$$

Donde:

λ = Coeficiente de exposición de altura de tablas generadas en este código.

I_w = Factor de importancia de la estructura.

P_{net30} = Presión de diseño de viento simplificada evaluada a la exposición B a la altura de 30pies (9.15m) y con un factor de importancia de 1.00, dado en tabla 1609.6.2.1(2) y 1609.6.2.1(3) del IBC-2003.

2.5.5. Estudio de los Elementos del Techo

Dependiendo del material que se utilice para colocar el techado, se debe analizar las presiones de viento que se puedan generar en este lugar de la estructura.

Es así que cuando se utilice deck metálico como techado se deberá analizar mediante el procedimiento simplificado asumiendo que es una estructura rígida con altura menor a 60pies (18.30m).

Cuando se trate de revestimientos de cubiertas como teja rígida la carga de viento se deberá determinar mediante la siguiente ecuación:

$$M_a = q_h * C_L * b * L * L_a * [1 - GC_p] \quad (2.51)$$

Donde:

b = Espesor expuesto a la carga de viento de la teja [ft].

C_L = Coeficiente de ascenso, para tejas de hormigón y arcilla se asumirá el valor de 0.2.

GC_p = Coeficiente de presión del techo, explicado en el código ASCE 7-05.

L = Longitud [ft]

L_a = Brazo de palanca desde el eje de rotación al punto de elevación del techo, este punto de elevación deberá considerarse 0.76L desde el cumbrero al centro de geométrico del techo.

M_a = Momento aerodinámico de levantamiento.

q_h = Presión de velocidad de viento dado por el código ASCE 7-05.

CAPITULO III

3. APORTE A LA PROPUESTA DE UN CÓDIGO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A CARGAS DE VIENTO PARA FACILIDADES PETROLERAS EN EL ECUADOR.

3.1.Descripción del Fenómeno de Viento en el Ecuador

El Ecuador está dividido en tres regiones naturales claramente definidas entre sí, ya sea por su topografía, clima, vegetación y población. Estas tres regiones son: Costa, Sierra y Oriente.

Cada región natural origina grandes masas de aire, que tienen diferentes cualidades dependiendo del lugar donde se generaron, es así que en el Ecuador tenemos las siguientes masas de aire:

a. Masas Tropicales Marítimas

Estas masas se originan en las extensiones oceánicas y se distinguen por su alta temperatura y gran contenido de humedad.

b. Masas Tropicales Continentales

Estas masas se caracterizan por bajas temperaturas y un contenido menor de humedad, su lugar de origen son las planicies del Litoral y del Oriente, distinguiéndose estas últimas por un mayor contenido de humedad.

c. Masas Templadas

Estas masas se caracterizan por bajas temperaturas y un contenido muy irregular de humedad, se sitúan en los valles interandinos.

d. Masas de Aire Frías

Estas masas se asientan en las mesetas andinas y en las cimas altas de las montañas (más de 3000 m de altura); las temperaturas son menores o iguales a 0 °C y la humedad depende de la influencia de las masas de aire que recibe.

Conocemos que los vientos predominantes en el Ecuador son los alisios del Nordeste en el Hemisferio Norte y los del Sudeste en el Hemisferio Sur, alterándose esta prevalencia por el comportamiento de las masas de aire y los desplazamientos del cinturón ecuatorial. Lo expuesto anteriormente explica la razón para que en el Ecuador se formen masas de aire estáticas móviles con características propias. El papel de estas masas de aire puede resumirse de la siguiente forma:

- La región costanera central (Península de Santa Elena y Sur de Manabí), la mayor parte del tiempo está bajo la influencia de la corriente fría de Humbolt.
- Masas de aire marítimo relativamente frío invaden la faja costanera, sin embargo, tiene una influencia importante en las partes altas de los relieves (Cordillera Costanera).
- La región de la Sierra, se encuentra bajo la influencia alterna de "Masas de Aire Tropical Marítimo" (MATM), "Masas de Aire Tropical Continental" (MATC) y desde inicios de Septiembre, la ZCIT (que se encuentra a esa época del año sobre el Hemisferio Norte y en proceso de alcanzar el Ecuador), después de rechazar los alisios del Sudeste, moviliza hacia el continente las MATM.
- La región Amazónica fundamentalmente se encuentra bajo la influencia de las MATC, las mismas que se originan en la Amazonía Central y que gran parte del año actúan como perturbaciones tropicales.

Todas estas corrientes que atraviesan el Ecuador son las responsables del clima, la temperatura y la velocidad del viento que se presenta en todo el territorio, el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) es el encargado de monitorear todos los fenómenos atmosféricos que se presentan.

3.2.Velocidad de Viento en el Ecuador

El viento es cuantificado por el INAMHI en todo el Ecuador mediante 205 estaciones meteorológicas adecuadamente distribuidas en todo el territorio nacional, los cuales son procesados y cuantificados en anuarios con información correspondiente a la meteorología y su variación a lo largo del país.

El anemocinómetro, la veleta aspa de Wild y el anemómetro totalizador son los aparatos que utiliza el INAMHI para medir la velocidad del viento. Es importante mencionar que estos aparatos están ubicados a 10 m sobre la superficie terrestre.

Cada estación meteorológica realiza tres observaciones diarias (07H00, 13H00 y 19H00), los aparatos de medición antes mencionados cuantifican, la temperatura, humedad relativa, precipitación y evaporación, nubosidad, viento y heliofanía.

Una vez obtenidas las lecturas se procesa la información. Específicamente la velocidad de viento procesa para ocho direcciones de viento (N, NE, E, SE, S, SW, W y NW), se obtienen valores medios mensuales de velocidad en m/s en base a los registros medios diarios calculados con las tres observaciones diarias, igualmente se determina la frecuencia en porcentaje, con relación al total de observaciones de viento realizadas.

Además se obtiene el porcentaje mensual de calmas ($v=0$ m/s) registradas, la mayor velocidad en el mes y su dirección, de las observaciones realizadas durante el mismo.

Otro valor que presenta el anuario meteorológico es la media mensual de la velocidad del viento en 24 horas. Esta se define como el valor medio del dato calculado diariamente, por diferencia de los registros del anemómetro totalizador de las 07H00 del día en consideración, con el de las 07H00 del día siguiente.

Tanto para los valores medios mensuales de velocidad y frecuencia, como para la velocidad de 24 horas y máxima se precisan un mínimo de 20 datos medios diarios.

Después de recolectar los valores estadísticos de velocidad de viento durante diez años (1998-2008) que el INAMHI presenta en sus anuarios, el Ing. Alex Hurtado en su tesis de maestría denominada “Diseño por Viento para Pórticos, Galpones y estructuras Tridimensionales”, analizó estos valores y generó un mapa de velocidad de viento para diferentes periodos de retorno, este mapa denominado Isotacas es un aporte muy significativo en el estudio del fenómeno de viento para el Ecuador.

De acuerdo a los códigos internacionales estudiados, el mapa de Isotacas que se usa en el cálculo de cargas viento debe ser aquel que tenga un periodo de retorno de 50 años, para estructuras de tipo B.

A continuación se presenta el mapa de Isotacas generados por el Ing. Alex Hurtado en su Tesis de Maestría:

MAPA DE ISOTACAS DEL ECUADOR – REALIZADO POR EL ING. ALEX HURTADO

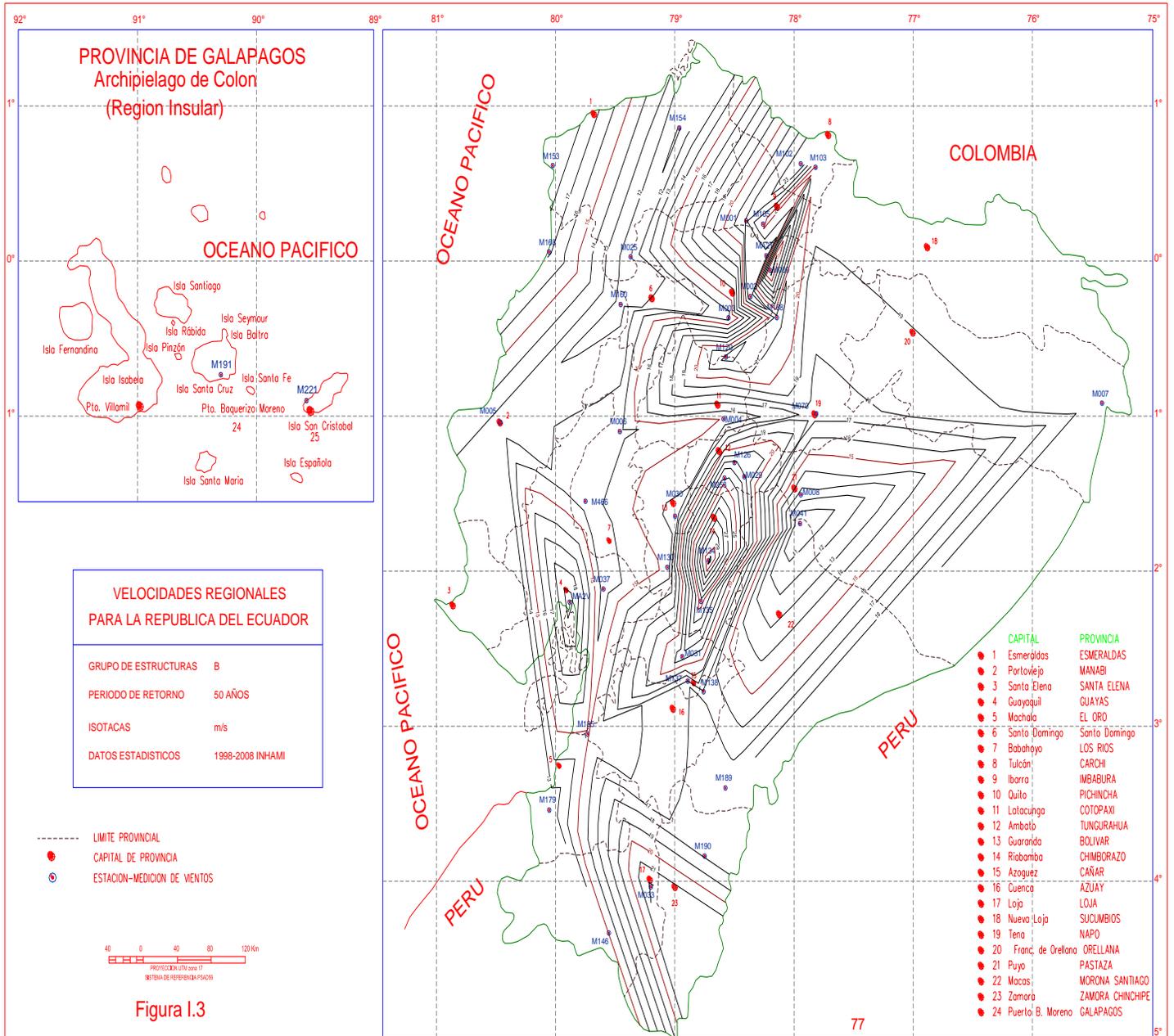


Gráfico 3. 1: Isotacas de Viento del Ecuador

3.3. Análisis y Comparación de los Códigos UBC, IBC, CIRSOC 102, ASCE 7-05 y Normas Técnicas Complementarias Mexicanas para Diseño por Viento.

3.3.1. Consideraciones Generales

Para el análisis y la comparación de los códigos internacionales en estudio se evaluará un galpón, se calculará las cargas de viento para la estructura principal, las paredes y cubierta.

Una vez determinadas las cargas de viento para los elementos estructurales y no estructurales antes mencionados se generarán graficas que indican la variación de la presión de viento con respecto a la altura en cada elemento descrito anteriormente.

Mediante esta evaluación será posible analizar y comprar las cargas de viento que se producirán, utilizando el procedimiento que cada código explica.

Es importante mencionar que se ha escogido un galpón por ser una estructura regular sin aberturas, y especialmente porque todos los códigos tratan a este tipo de estructuras siendo muy comunes en todo el mundo.

A continuación se presenta las características y dimensiones de la estructura a analizar:

Ubicación de la Estructura: Provincia del Cañar

Topografía: Plana

Terreno: Plano Abierto

Dimensiones: 15.00 m x 42.00 m, h = 7.50 m

Configuración Estructural: Pórticos Rígidos salvando la luz de 15 m. Separación entre pórticos 6.00 m. Separación entre correas de techo 2.20 m.

Revestimientos: Panel Metálico Máster 1000 de Rooftec de 1000 x 4200 mm x 0.5 mm de espesor para la cubierta. Paredes de ladrillo enlucadas con mortero.

Uso de la Estructura: Bodega

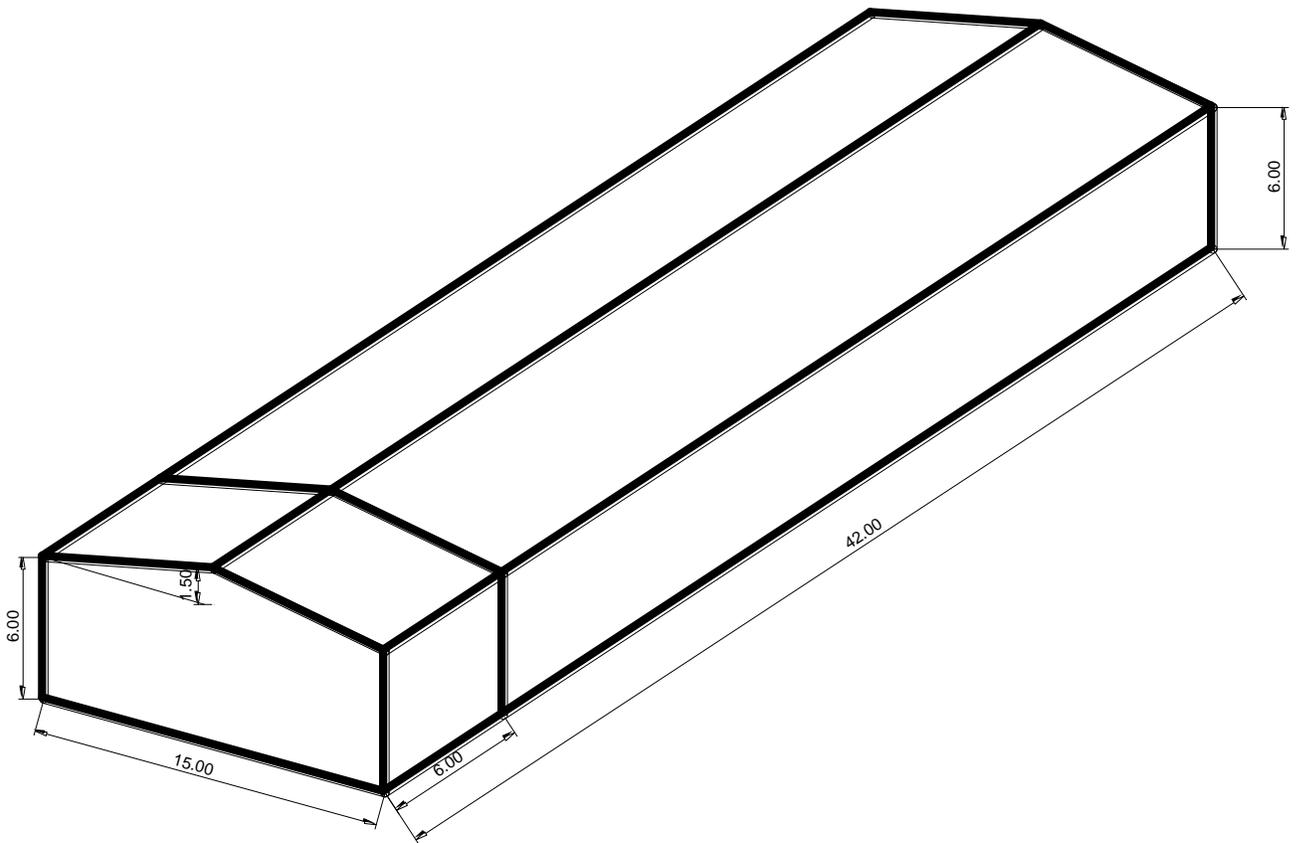


Gráfico 3. 2: Galpón a Estudiar

3.3.2. Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el Código Argentino CIRSOC- 102

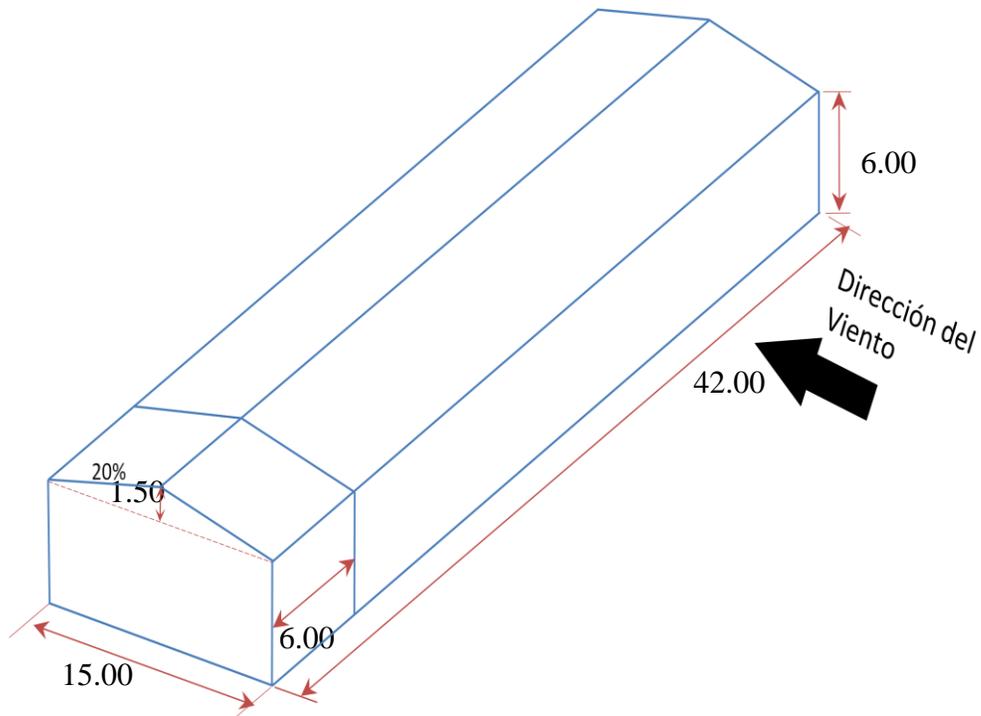


Gráfico 3. 3: Galpón que será analizado para calcular cargas de viento, por los códigos: CIRSOC - 102; Normas Técnicas Mexicanas Complementarias de Diseño por Viento; UBC - 97, ASCE 7-05; IBC 2003

Exposición y Clasificación del Edificio

El galpón se ubica en un terreno rural montañoso, por lo tanto es categoría de exposición **C**.

De acuerdo a su ocupación la edificación se encuentra en la en la categoría **I**

Velocidad Básica del Viento

De acuerdo al mapa de Isotacas generada por el Ing. Alex Hurtado y la ubicación de la edificación, la velocidad de viento escogida es 25 m/seg (90km/h)

Presión Dinámica del Viento

Se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,613 K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad [N/m^2]$$

K_{zt} = Factor Topográfico

$K_{zt} = 1.00$ (No se presentan efectos topográficos)

K_d = Factor de Direccionalidad del Viento

$K_d = 0.85$

V = Velocidad del Viento

$V = 25$ m/s

I = Factor de Importancia

$I = 0.87$

Presión Dinámica del Viento (q_z)

$$q_z = 283.3209 * K_z \quad [N/m^2]$$

K_z = Coeficiente de Exposición para la Presión Dinámica

$K_z = 2,01 (z/z_g)^{2/\alpha}$ para $5 \text{ m} \leq z \leq z_g$

$K_z = 2,01 (5/z_g)^{2/\alpha}$

$\alpha = 9.5$	Tabla 4 CIRSOC-102, para exposición C
$z_g = 274$	

Altura (m)	Kz	qz (N/m ²)	qz (kg/m ²)				
1.00	0.8652	245.141	24.997				
2.00	0.8652	245.141	24.997				
3.00	0.8652	245.141	24.997				
4.00	0.8652	245.141	24.997				
5.00	0.8652	245.141	24.997				
6.00	0.8991	254.733	25.976				
6.75	0.9217	261.129	26.628				
7.00	0.9288	263.136	26.832	q _h =	26.628	kg/m ²	
7.50	0.9423	266.985	27.225				

Presiones de Viento de Diseño para el SPRFV (Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento)

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

G = Factor de Efecto de Ráfaga

G = 0.85 (Estructuras Rígidas)

Coeficientes de Presión Externa

Coeficiente de Presión Externa Para el SPRFV (C_p)

L = 15.00 m
B = 42.00 m

Relación L/B para viento Normal al Cumbre L/B = 0.36

Relación B/L para viento Paralelo al Cumbre B/L = 2.8

Superficie	Dirección del Viento	Relación L/B o B/L	Cp
Pared a Barlovento	Todas	Todas	0.80
Pared a Sotavento	⊥ al Cumbre	0.36	-0.50
	∥ al Cumbre	2.80	-0.26
Paredes Laterales	Todas	Todas	-0.70

Coeficientes de Presión Externa para Cubiertas (Cp)

$$h = 6.75 \text{ m}$$

$$\text{Relación } h/L = 0.45$$

$$\text{Ángulo de Cubierta} = 11.31^\circ$$

Superficie	10°	11.31°	15°
Cubierta a Barlovento	-0.9	-0.85	-0.7
Cubierta a Sotavento	-0.5	-0.5	-0.5

Coeficientes de Presión Interna

GC _{pi} =	+0.18
	-0.18

Presiones sobre el SPRFV: Viento Normal al Cumbre

$$p = q \text{ GC}_p - q_i (\text{GC}_{pi})$$

Superficie	z(m)	q (kg/m ²)	Cp	Presión Neta en kg/m ² :	
				(+GC _{pi})	(-GC _{pi})
Pared a Barlovento	0-5	24.997	0.80	12.205	21.791
	6.00	25.976	0.80	12.870	22.456
Pared a Sotavento	Todas	26.628	-0.50	-16.110	-6.524
Paredes Laterales	Todas	26.628	-0.70	-20.636	-11.050
Cubierta a Barlovento	--	26.628	-0.85	-23.977	-14.391
Cubierta a Sotavento	--	26.628	-0.5	-16.110	-6.524

Presión Interna = 4.793 kg/m^2

Gráficos de Distribución de la Presión de Viento en el SPRFV

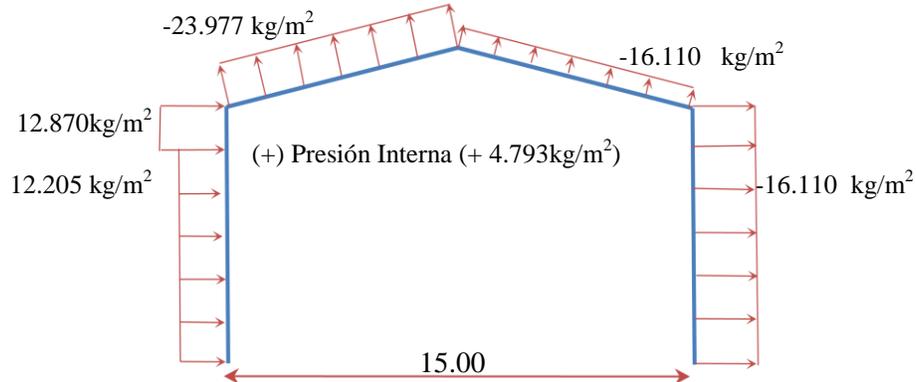


Gráfico 3. 4: Presión de Viento Perpendicular al Cumbrero con Presión Interna (+), (CIRSOC – 102)

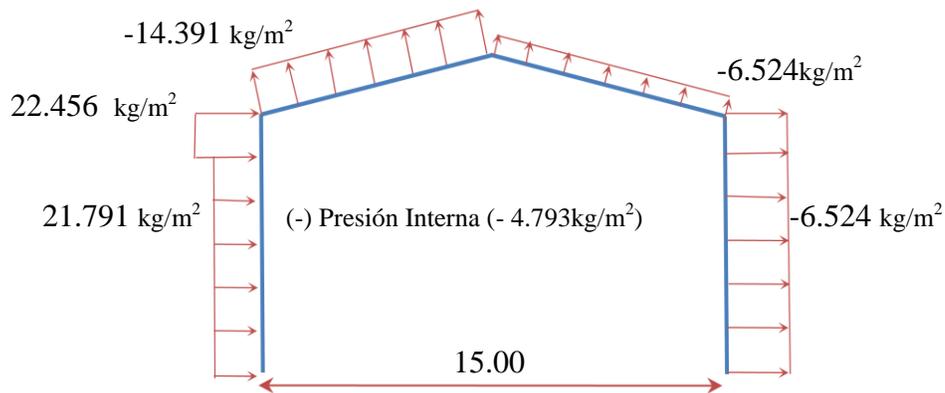


Gráfico 3. 5: Presión de Viento Perpendicular al Cumbrero con Presión Interna (-), (CIRSOC – 102)

Coefficientes de Presión Externa C_p para Viento Paralelo al Cumbrero

$h/B = 0.161$

Superficie	h/B	Dist. Desde el Borde a Barlovento	Cp
Cubierta	≤ 0.5	0 a h/2	-0.9
		h/2 a h	-0.9
		h a 2h	-0.5
		>2h	-0.3

Presiones sobre el SPRFV: Viento Paralelo al Cumbre

Superficie	z(m)	q (kg/m ²)	Cp	Presión Neta en kg/m ² :	
				(+GCpi)	(-GCpi)
Pared a Barlovento	0-5	24.997	0.80	12.205	21.791
	6.00	25.976	0.80	12.870	22.456
	7.00	26.832	0.80	13.453	23.039
	7.50	27.225	0.80	13.720	23.306
Pared a Sotavento	Todas	26.628	-0.26	-10.678	-1.092
Paredes Laterales	Todas	26.628	-0.70	-20.636	-11.050
Cubierta	0 a h	26.628	-0.90	-25.163	-15.577
	h a 2h	26.628	-0.5	-16.110	-6.524
	>2h	26.628	-0.3	-11.583	-1.997

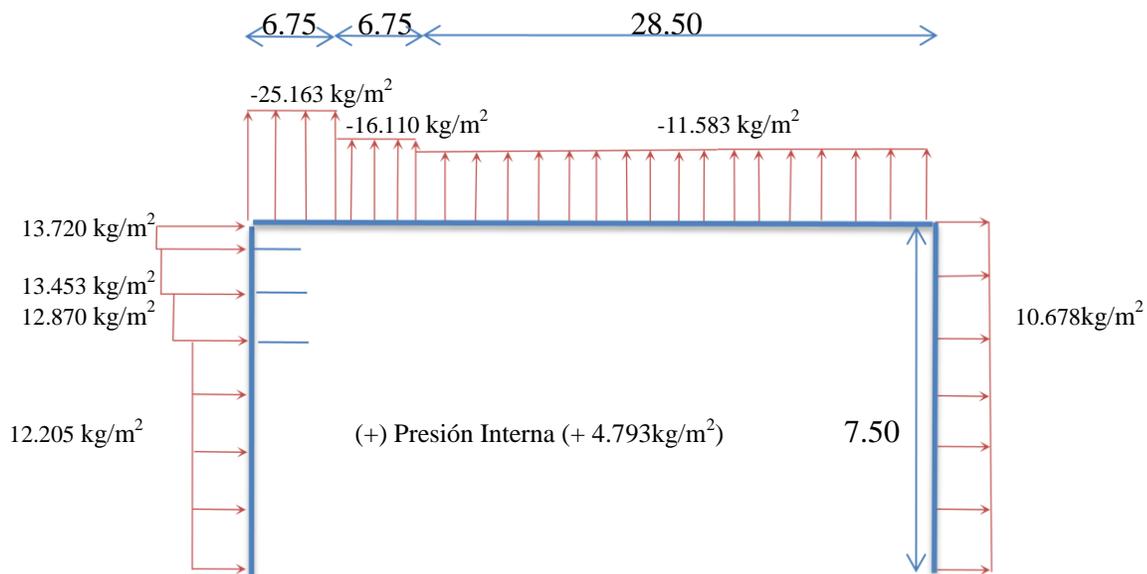


Gráfico 3. 6: Presión de Viento Paralelo al Cumbre con Presión Interna (+), actuando en las Paredes (CIRSOC – 102)

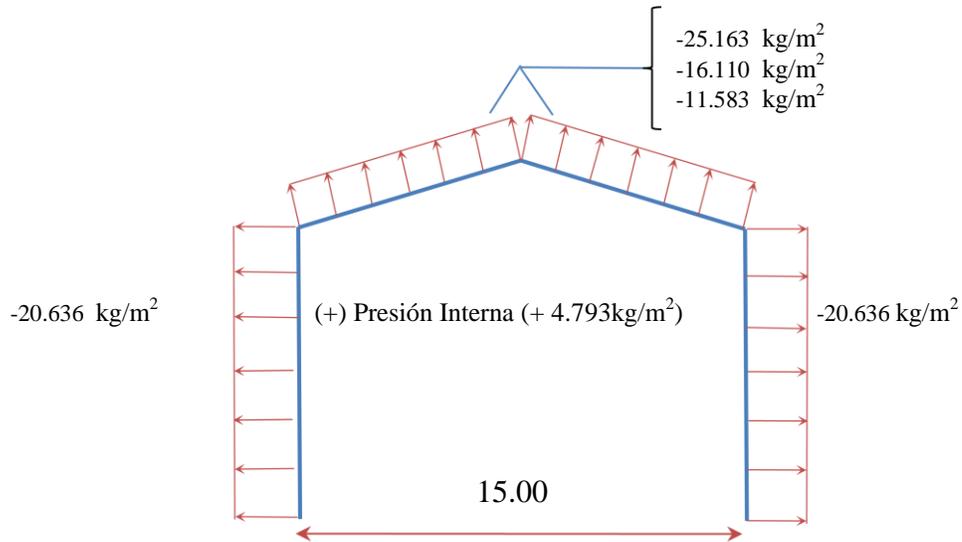


Gráfico 3. 7: Presión de Viento Paralelo al Cumbre con Presión Interna (-), actuando en la Estructura Principal Resistente a la Presión de Viento (CIRSOC – 102)

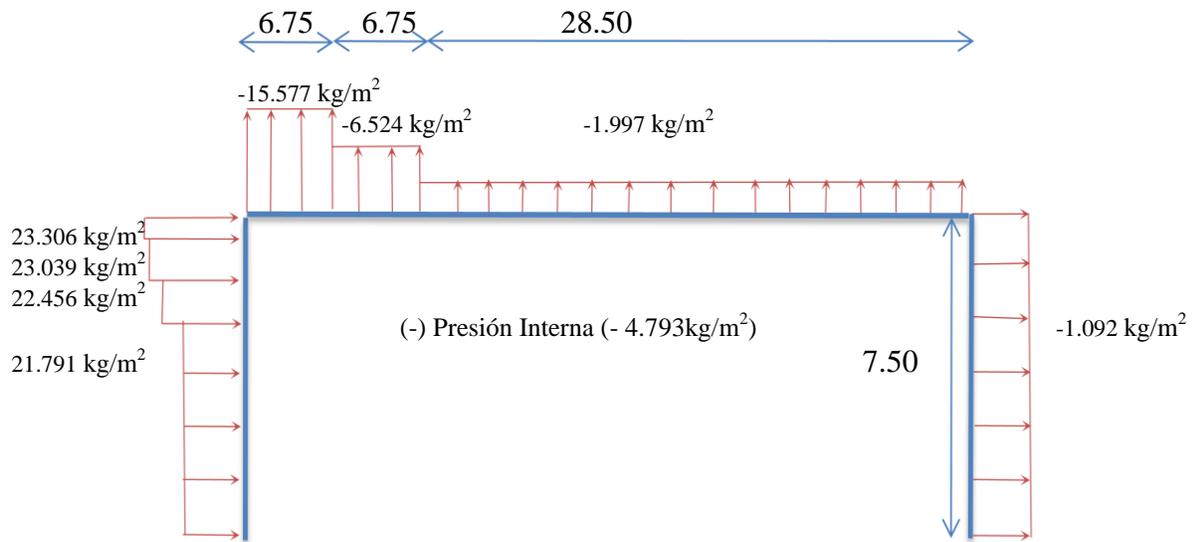


Gráfico 3. 8: Presión de Viento Paralelo al Cumbre con Presión Interna (-), actuando en las Paredes (CIRSOC – 102)

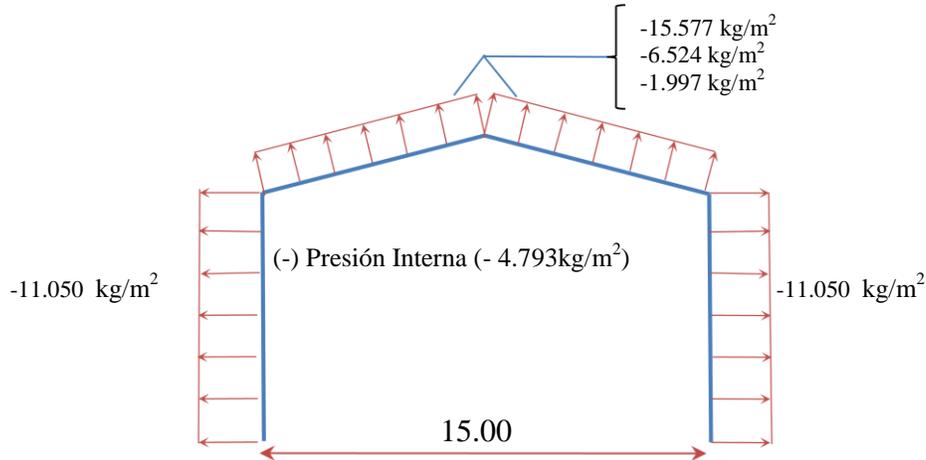


Gráfico 3. 9: Presión de Viento Paralelo al Cumbrelo actuando en la Estructura Principal Resistente a la Presión del Viento (CIRSOC – 102)

3.3.3. Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante las Normas Mexicanas

Consideraciones Generales de la Estructura

La estructuración y dimensiones del galpón se puede observar en el gráfico No 3.3

Tipo de Estructura de Acuerdo a su Importancia: B

Tipo de Estructura de Acuerdo a su respuesta ante la acción del Viento: Tipo I

Velocidad del Viento → $V_R = 25$ m/s

Tipo de Terreno: R2 (Clasificación de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias)

Tipo de Topografía: T2 (Clasificación de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias)

Velocidad de Diseño:

$$V_D = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R$$

$F_{\alpha} = 1 \rightarrow z \leq 1$
$F_{TR} = 0.90$

$$V_D = 22.5 \text{ m/s}$$

Determinación de la Presión de Viento

$$P_z = 0.47 C_p V_D^2$$

Coeficiente C_p

Superficie	C_{PE}	C_{PI}
Pared de Barlovento	0.8	0.75
Pared de Sotavento	-0.4	-0.6
Paredes Laterales	-0.8	-0.5
Cubierta a Barlovento	-1.148	-1.148
Cubierta a Sotavento	-0.7	-0.700

Presiones de Viento sobre el Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento

Superficie	Presión Neta en (kg/m^2)	
	C_{PE}	C_{PI}
Pared a Barlovento	19.410	18.197
Pared a Sotavento	-9.705	-14.558
Paredes Laterales	-19.410	-12.131
Cubierta a Barlovento	-27.844	-27.844
Cubierta a Sotavento	-16.984	-16.984

Gráficos de Presiones de Viento

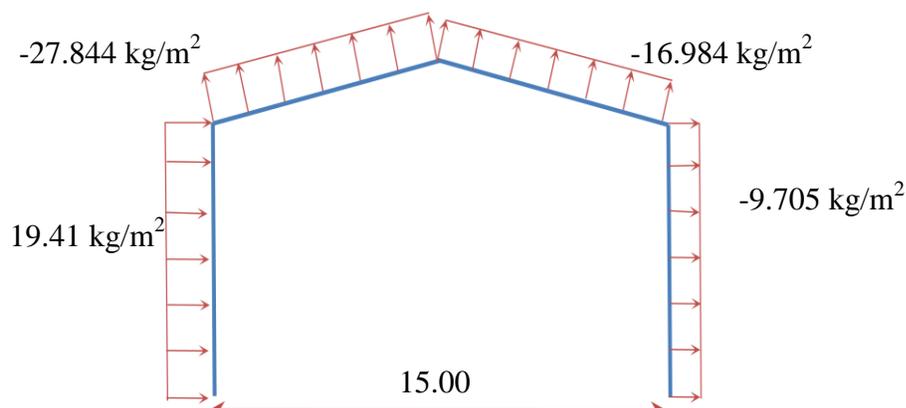


Gráfico 3. 10: Presión de Viento, Coeficiente de Presión Externa (Normas Mexicanas)

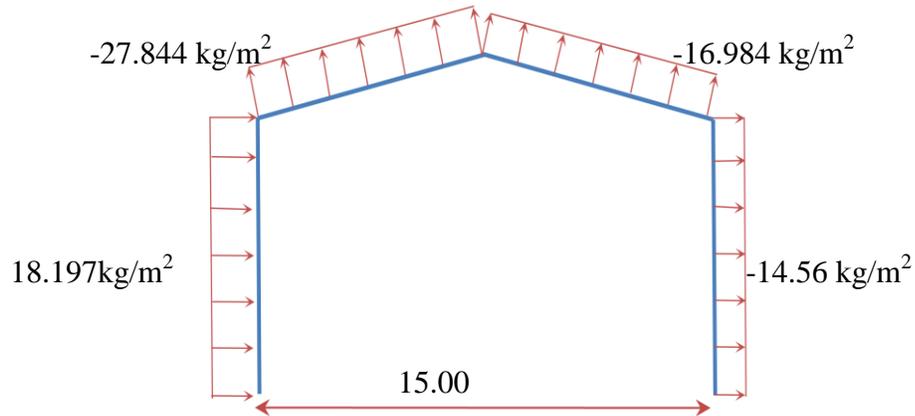


Gráfico 3. 11: Presión de Viento, Coeficiente de Presión Interna (Normas Mexicanas)

3.3.4. Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el Uniform Building Code UBC - 97

Consideraciones generales para el cálculo de cargas

El galpón a estudiar es el mismo para el análisis de las cargas de viento por los códigos en estudio, para información de dimensiones y estructuración del galpón ver el gráfico No 3.3

Tipo de estructura: Estructura Cerrada

Tipo de exposición: Exposición C

Velocidad de Viento

$V = 25 \text{ m/s}$
$V = 55.92 \text{ millas/h}$

Determinación de la Presión del Viento

$$P = C_e * C_q * q_s * I_w$$

Presión Estándar¹ q_s , a la altura de 33 pies (10.058 m)

$q_s = 6.6 \text{ lb/pie}^2$
$q_s = 32.224 \text{ kg/m}^2$

Factor de Importancia

$$I_w = 1.00$$

Coefficiente de Presión C_q

Superficie	Dirección del Viento	C_q
Pared a Barlovento	Todas	0.8
Pared a Sotavento	⊥ al Cumbre	-0.5
	II al Cumbre	-0.7
Cubierta a Barlovento	Todas	-0.9
	Todas	0.3
Cubierta a Sotavento	Todas	-0.7
Paredes Laterales	Todas	-1.2

Coefficiente de Exposición C_e

Altura(m)	C_e
1.00	1.060
2.00	1.060
3.00	1.060
4.00	1.060
5.00	1.080
6.00	1.126
6.50	1.147
7.00	1.167
7.50	1.186

¹ 55.92 millas/h, es muy baja para las velocidades generadas en el UBC, para el cálculo se extrapoló, hasta conseguir la presión de viento deseada.

² Para obtener p_{s30} a la velocidad de 55.92 millas/h (90 km/h), fue necesario extrapolar los valores dados en la tabla

Cálculo de Cargas de Viento: Viento Perpendicular al Cumbre

Superficie	Z(m)	Ce	Cq	Presión Neta (kg/m ²)
Pared a Barlovento	1.00	1.060	0.8	27.326
	2.00	1.060	0.8	27.326
	3.00	1.060	0.8	27.326
	4.00	1.060	0.8	27.326
	5.00	1.080	0.8	27.833
	6.00	1.126	0.8	29.017
Pared a Sotavento	Todas	1.147	-0.5	-18.480
Cubierta a Barlovento	Todas	1.147	-0.9	-33.264
	Todas	1.147	0.3	11.088
Cubierta a Sotavento	Todas	1.147	-0.7	-25.872

Gráficos de Presiones de Viento

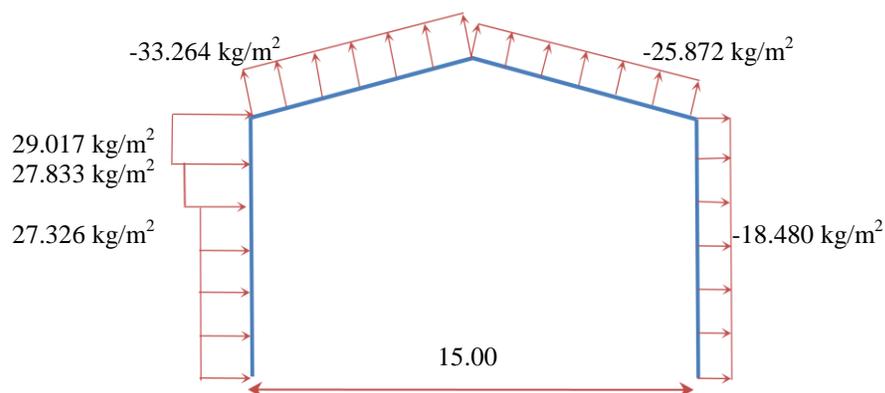


Gráfico 3. 12: Presión de Viento, $C_q = -0.9$, para la Cubierta a Barlovento (UBC – 97)

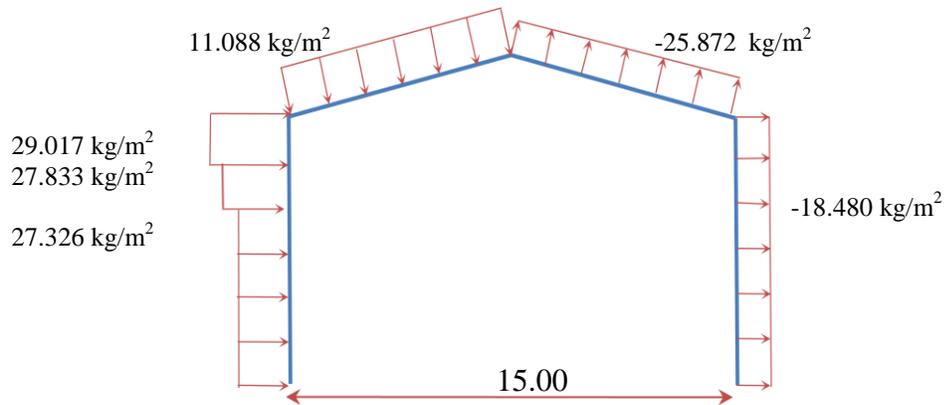


Gráfico 3. 13: Presión de Viento, $C_q = 0.3$, para la Cubierta a Barlovento (UBC - 97)

Cálculo de Cargas de Viento: Viento Paralelo al Cumbrero

Superficie	C_e	C_q	Presión Neta (N/m^2)
Pared a Barlovento	1.147	0.8	29.568
Pared a Sotavento	1.147	-0.7	-25.872
Paredes Laterales	1.147	-1.2	-44.352
Cubierta	1.147	-0.7	-25.872

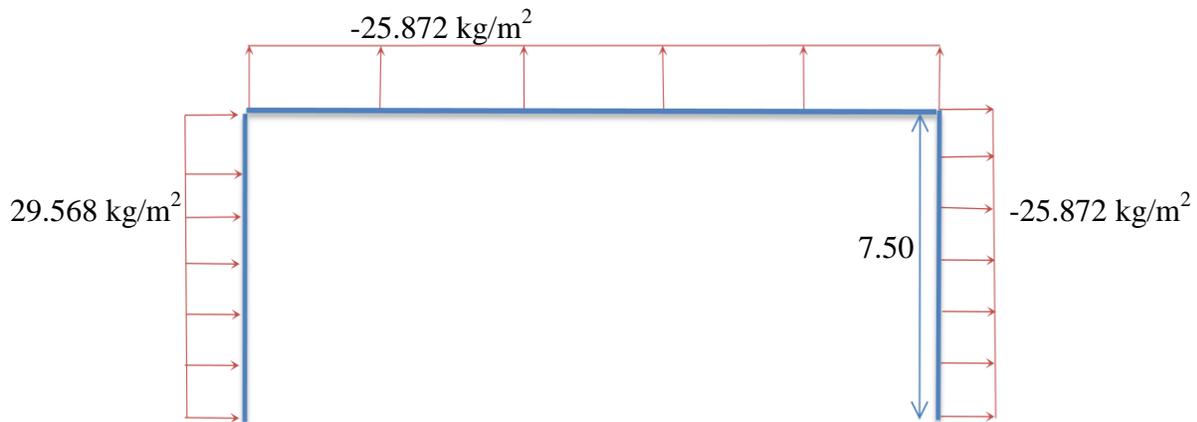


Gráfico 3. 14: Presión de Viento, paralelo al cumbrero (UBC - 97)

3.3.5. Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el ASCE 7-05

Consideraciones Generales

Las dimensiones y estructuración del galpón se puede observar en el gráfico No 3.3

Tipo de Exposición de la Edificación: Exposición C

Importancia de la Edificación: Importancia Tipo II según el ASCE 7-05

Edificio Totalmente Cerrado

Velocidad del Viento: $V = 25$ m/s

Factor de Importancia

$I = 1.00$

Factor Topográfico K_{zt}

$K_{zt} = 1.00$ (No existen Efectos Topográficos)

Factor de Efecto de Ráfaga G

$G = 0.85$

Factor de Direccionalidad del Viento: $K_d = 0.85$

Factor de Exposición ante la Presión Generada por la Velocidad del Viento (K_z)

Altura(m)	K_z
1.00	0.848884
2.00	0.848884
3.00	0.848884
4.00	0.848884
5.00	0.865028
6.00	0.898876
6.75	0.921443
7.00	0.928525
7.50	0.94211

Presión de la Velocidad del Viento (q_z)

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Altura (m)	q_z (N/m ²)	q_z (kg/m ²)
1.00	325.2287	33.164
2.00	325.2287	33.164
3.00	325.2287	33.164
4.00	325.2287	33.164
5.00	331.4137	33.795
6.00	344.3818	35.117
6.75	353.028	35.999
7.00	355.7413	36.276
7.50	360.9461	36.806

$$q_h = 35.999 \text{ kg/m}^2$$

Coefficientes de Presión Interna (GCpi)

GCpi = 0.18
GCpi = -0.18

Relación de Dimensiones Necesarias para Determinar el Coeficiente de Presión Externa

L = 15.00 m
B = 42.00 m

Relación para Viento Perpendicular al Cumbre L/B = 0.357

Relación para Viento Paralelo al Cumbre B/L = 2.8

Relación de la Altura con Respecto a la Distancia Paralela al Viento

$$h = 6.75 \text{ m}$$

$$h/L = 0.45$$

Coeficientes de Presión Externa (Cp)

Superficie	Dirección del Viento	Relación	Cp
Pared a Barlovento	Todas	Todas	0.8
Pared a Sotavento	⊥ al Cumbre	0.357	-0.5
	∥ al Cumbre	2.8	-0.3
Paredes Laterales	Todas	---	-0.7
Cubierta a Barlovento	⊥ al Cumbre	0.45	-0.7
	⊥ al Cumbre	0.45	-0.18
Cubierta a Sotavento	⊥ al Cumbre	0.45	-0.5

Presiones de Viento de Diseño

Presiones en el MWFRS: Viento Perpendicular al Cumbre

$$p = (q * G * C_p) - (q_i * G C_{pi})$$

Superficie	z(m)	q (kg/m ²)	Cp	Presión Neta en (kg/m ²)	
				(+GC _{pi})	(-GC _{pi})
Pared a Barlovento	0 - 4.00	33.164	0.8	16.072	29.031
	5.00	33.795	0.8	16.501	29.460
	6.00	35.117	0.8	17.400	30.359
Pared a Sotavento	Todas	35.999	-0.5	-21.779	-8.820
Paredes Laterales	Todas	35.999	-0.7	-27.899	-14.940
Cubierta a Barlovento	--	35.999	-0.7	-27.899	-14.940
	--	35.999	-0.18	-11.988	0.972
Cubierta a Sotavento	--	35.999	-0.5	-21.779	-8.820

$$\text{Presión interna} = 6.480 \text{ kg/m}^2$$

Gráficos de presiones de Viento

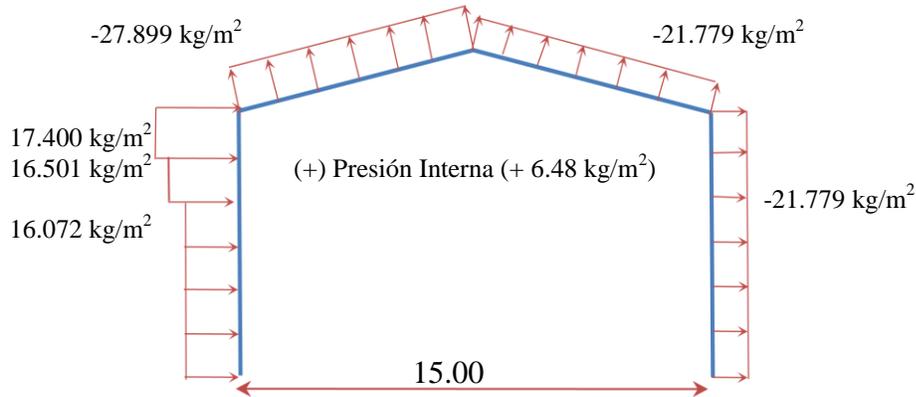


Gráfico 3. 15: Presión de Viento, perpendicular al cumbrero, con presión interna (+); (ASCE 7 - 05)

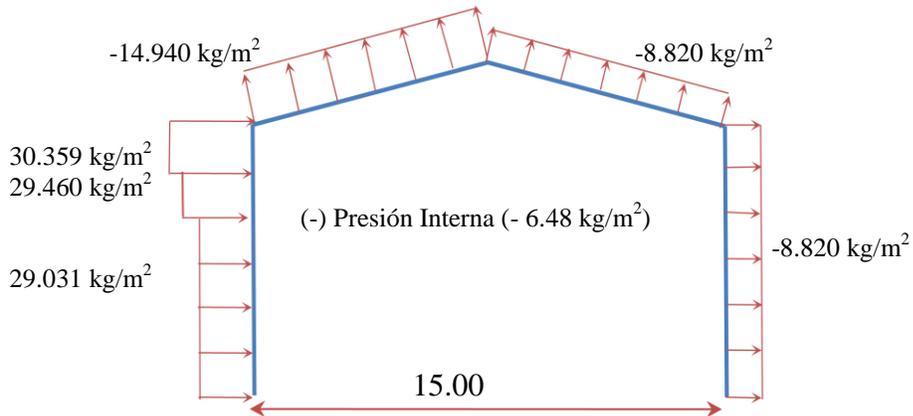


Gráfico 3. 16: Presión de Viento, perpendicular al cumbrero, presión interna (-); (ASCE 7 - 05)

Coefficientes de Presión Externa Para el Viento Paralelo al Cumbrero

$$h/B = 0.161$$

Superficie	h/B	Dist. Desde el Borde a Barlovento	Cp ₁	Cp ₂
Cubierta	≤ 0.5	0 a h/2	-0.9	-0.18
		h/2 a h	-0.9	-0.18
		h a 2h	-0.5	-0.18
		>2h	-0.3	-0.18

Presiones en el MWFRS: Viento Paralelo al Cumbre

Superficie	z(m)	q (N/m ²)	Cp	Presión Neta en (kg/m ²)	
				(+GCpi)	(-GCpi)
Pared a Barlovento	0 - 4.00	33.164	0.8	16.072	29.031
	5.00	33.795	0.8	16.501	29.460
	6.00	35.117	0.8	17.400	30.359
	7.00	36.276	0.8	18.188	31.147
	7.50	36.806	0.8	18.548	31.508
Pared a Sotavento	Todas	35.999	-0.3	-15.659	-2.700
Paredes Laterales	Todas	35.999	-0.7	-27.899	-14.940
Cubierta	0 a h	35.999	-0.9	-34.019	-21.059
	0 a h	35.999	-0.18	-11.988	0.972
	h a 2h	35.999	-0.5	-21.779	-8.820
	h a 2h	35.999	-0.18	-11.988	0.972
	>2h	35.999	-0.3	-15.659	-2.700
	>2h	35.999	-0.18	-11.988	0.972

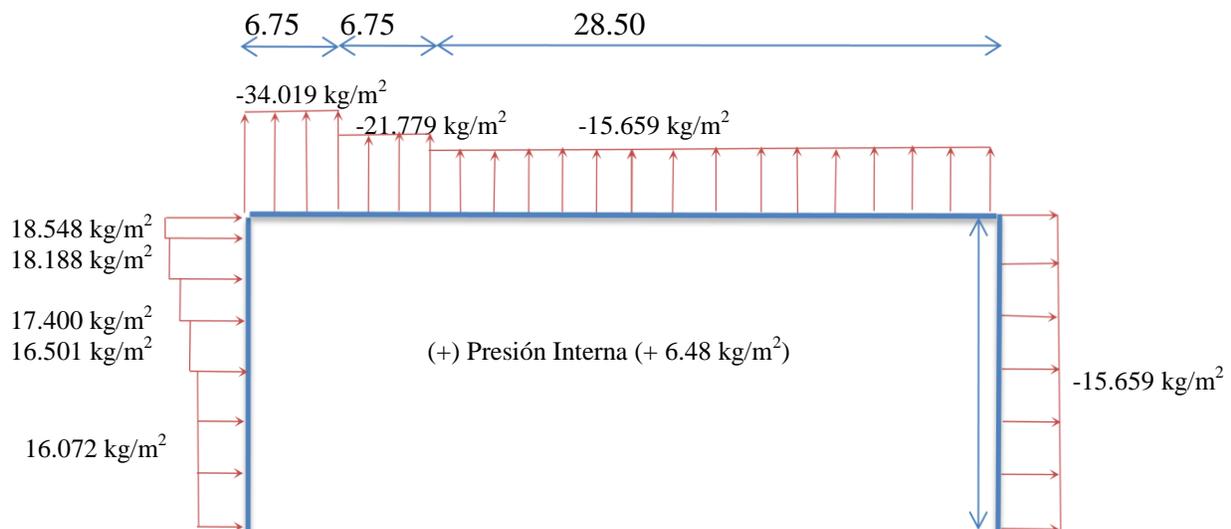


Gráfico 3. 17: Presión de Viento, paralelo al cumbre, aplicado a las paredes, presión interna (+); (ASCE 7 - 05)

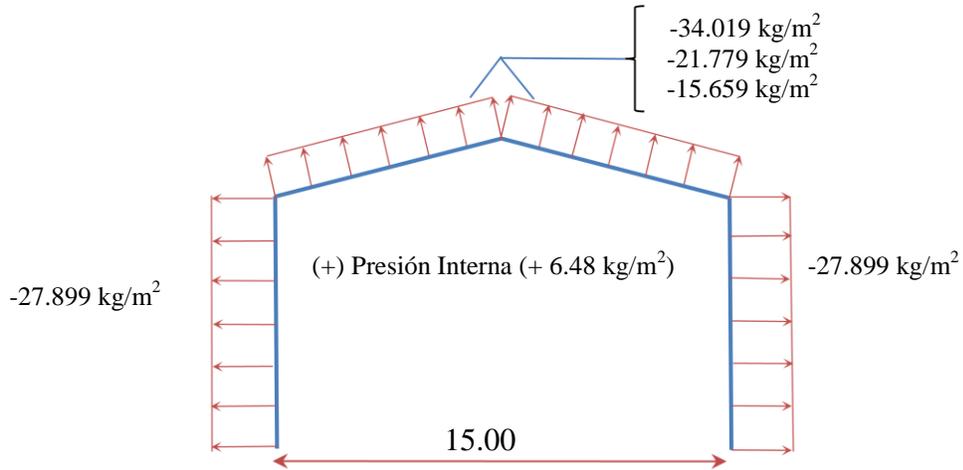


Gráfico 3. 18: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado al sistema principal resistente a presiones de viento, presión interna (+); (ASCE 7 - 05)

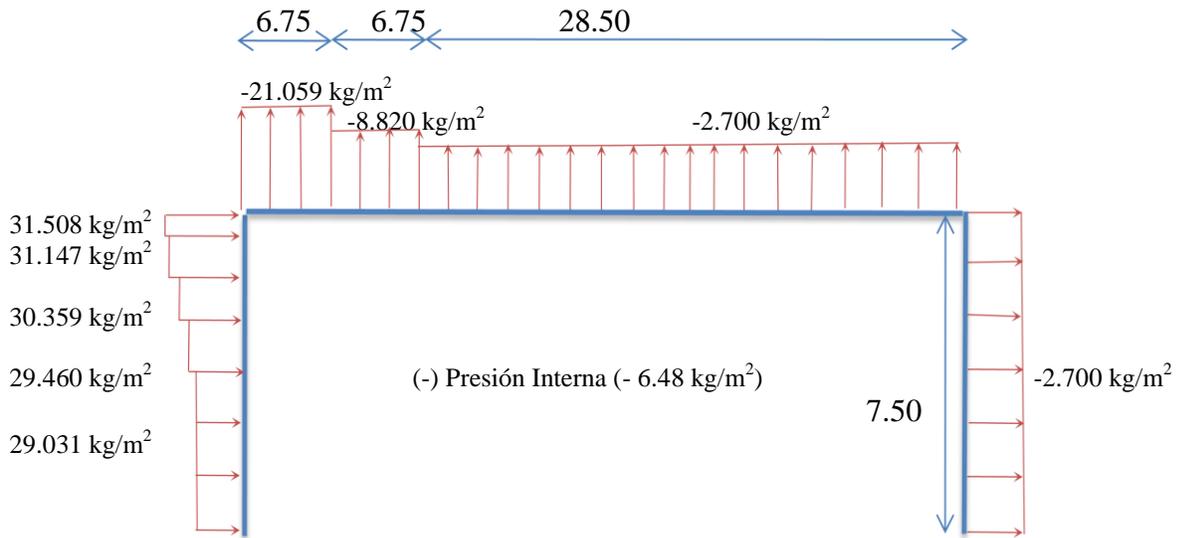


Gráfico 3. 19: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado a las paredes, presión interna (-); (ASCE 7 - 05)

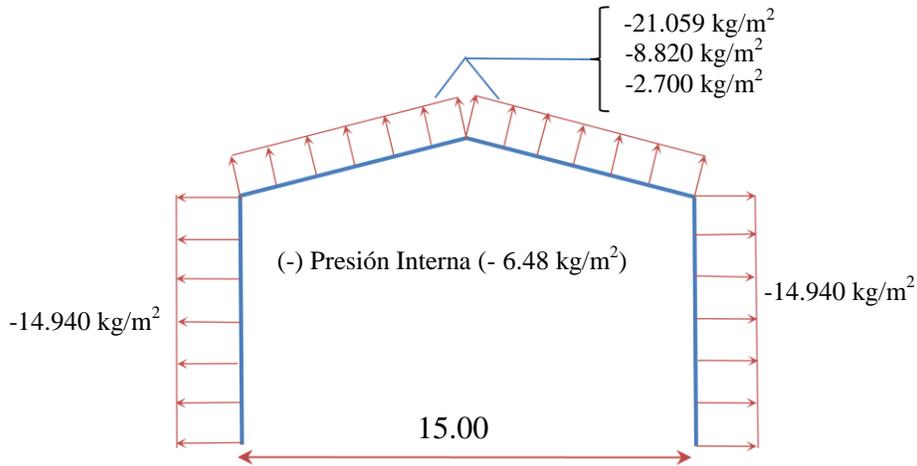


Gráfico 3. 20: Presión de Viento, paralelo al cumbrero, aplicado al sistema principal resistente a presiones de viento, presión interna (-); (ASCE 7 - 05)

3.3.6. Cálculo de Cargas de Viento para un Galpón mediante el IBC-2003

Consideraciones Generales

Las dimensiones y estructuración del galpón se puede observar en el gráfico No 3.3

Tipo de Exposición de la Edificación: Exposición C

Importancia de la Edificación: Importancia Tipo II según el IBC-2003

Edificio Totalmente Cerrado

Cargas de Viento

$$p_s = \lambda * I_w * p_{S30}$$

Factor de Importancia

Velocidad del Viento

$I_w = 1.00$

$V = 55.92$ millas/h

Factor de Ajuste de la Presión de Viento (λ)

Altura (m)	λ
1.00	1.210
2.00	1.210
3.00	1.210
4.00	1.210
5.00	1.227
6.00	1.266
6.75	1.296
7.00	1.306
7.50	1.325

Determinación de la Presión $^2P_{S30}$

Superficie	$P_{S30}(N/m^2)$
Pared a Barlovento	445.2857
Pared a Sotavento	-388.3306
Cubierta a Barlovento	-417.0611
Cubierta a Sotavento	-187.2307

Calculo de las Presiones de Viento

Superficie	Altura (m)	Ps (N/m ²)	Ps (kg/m ²)
Pared a Barlovento	1.00	538.796	54.942
	2.00	538.796	54.942
	3.00	538.796	54.942
	4.00	538.796	54.942
	5.00	546.299	55.707
	6.00	563.830	57.495
Pared a Sotavento	--	-503.178	-51.310
Cubierta a Barlovento	--	-540.406	-55.106
Cubierta a Sotavento	--	-242.604	-24.739

² Para obtener p_{S30} a la velocidad de 55.92 millas/h (90 km/h), fue necesario extrapolar los valores dados en la tabla 6.2.1 del IBC 2003, ya que las presiones generadas en este código se han calculado para velocidades de viento mayores a 80 millas/h (128.5 km/h)

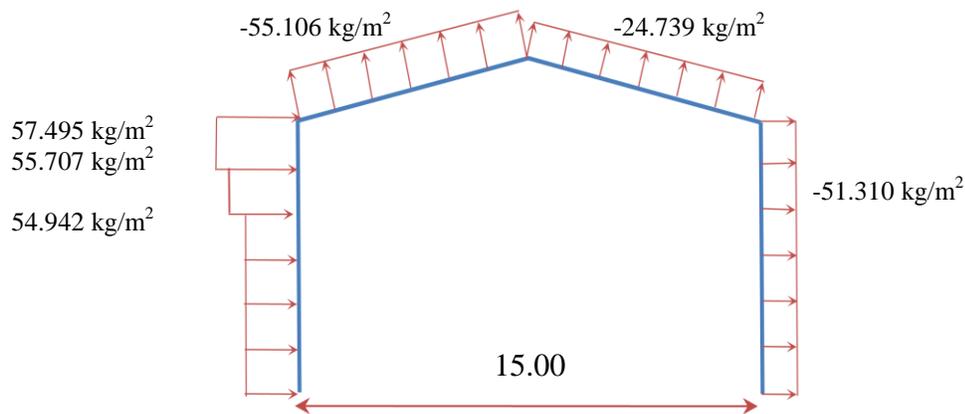


Gráfico 3. 21: Presión de Viento, perpendicular al cumbrero, aplicado al sistema principal resistente a presiones de viento; (IBC - 2003)

3.4. Resumen de Presiones de Viento

A continuación se muestra el resumen de las presiones de viento, calculada mediante los códigos CIRSOC – 102, Normas Técnicas Mexicanas Complementarias para Diseño por Viento, UBC – 97, ASCE 7 – 05, IBC 2003.

Estructura Principal

Pared a Barlovento, Viento Perpendicular al Cumbrero

Presiones Netas en (Kg/m ²) Para la Pared a Barlovento [Presiones Internas (+)]					
Altura (m)	Código				
	CIRSOC -102	Mexicano	UBC-97	ASCE 7-05	IBC - 2003
1.00	12.205	19.410	27.326	16.072	54.942
2.00	12.205	19.410	27.326	16.072	54.942
3.00	12.205	19.410	27.326	16.072	54.942
4.00	12.205	19.410	27.326	16.072	54.942
5.00	12.205	19.410	27.883	16.501	55.707
6.00	12.870	19.410	29.017	17.400	57.495
q _h (6.75)	26.628	19.410	32.224	35.999	45.406

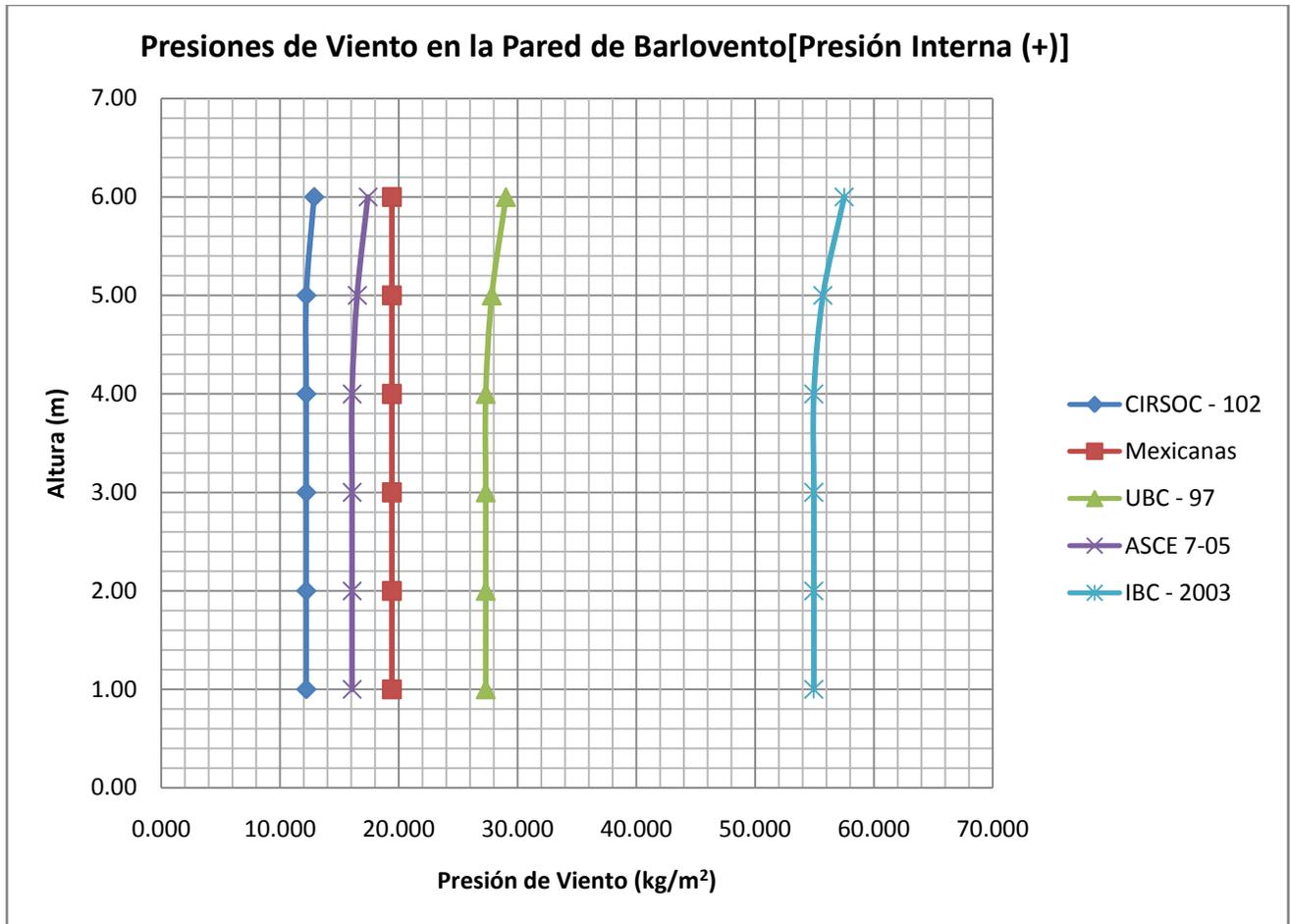


Gráfico 3. 22: Comparación de las Presiones de Viento, para la pared de barlovento, presiones internas (+)

Pared a Barlovento, Viento Perpendicular al Cumbre

Presiones Netas en (kg/m²) Para la Pared a Barlovento [Presiones Internas (-)]					
Altura (m)	Código				
	CIRSOC -102	Mexicano	UBC-97	ASCE 7-05	IBC - 2003
1.00	21.791	18.197	27.326	29.031	54.942
2.00	21.791	18.197	27.326	29.031	54.942
3.00	21.791	18.197	27.326	29.031	54.942
4.00	21.791	18.197	27.326	29.031	54.942
5.00	21.791	18.197	27.833	29.460	55.707
6.00	22.456	18.197	29.017	30.359	57.495

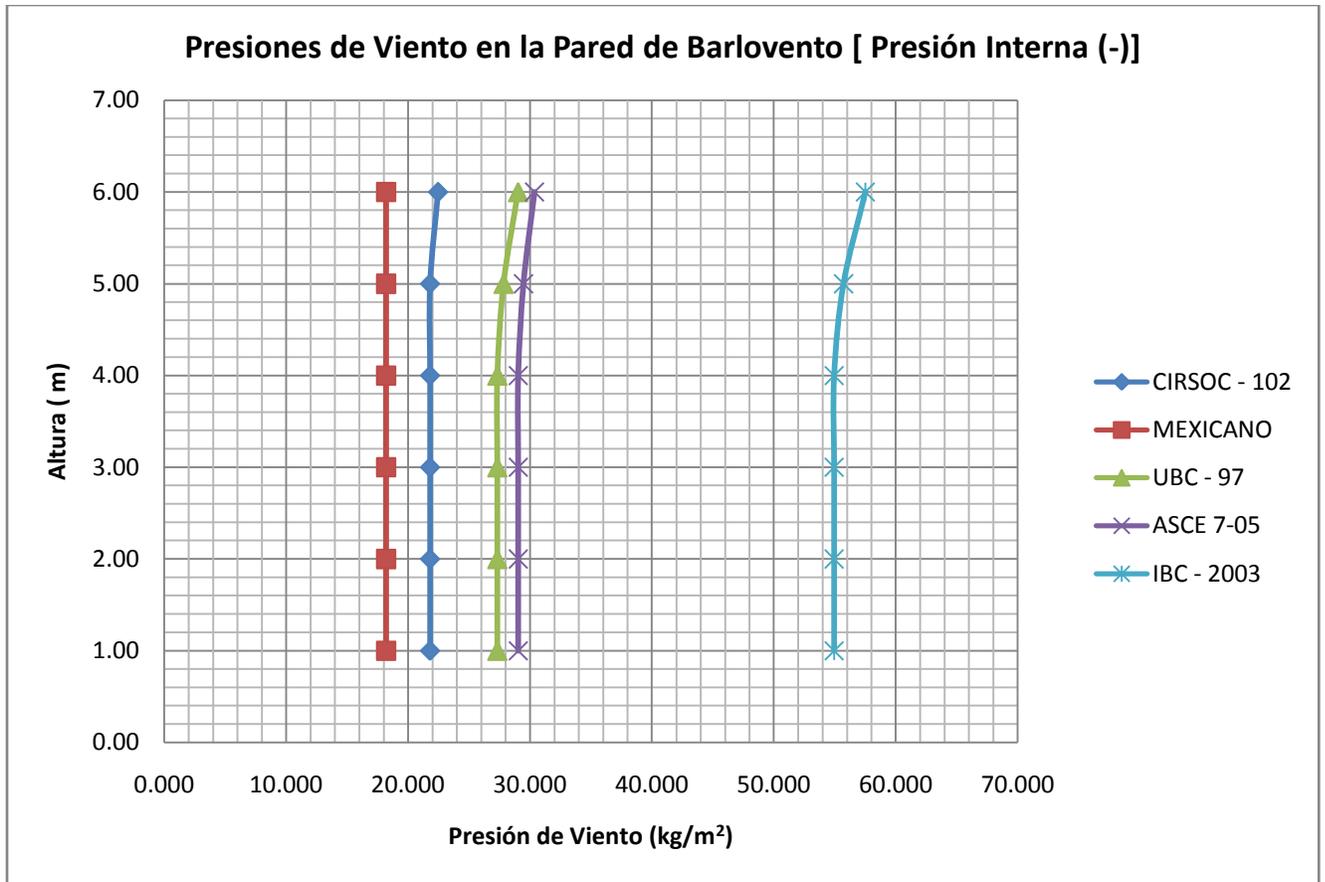


Gráfico 3. 23: Comparación de las Presiones de Viento, para la pared de barlovento, presión interna (-)

Pared a Sotavento, Viento Perpendicular al Cumbrero

Presiones Netas en (kg/m²) Para la Pared a Sotavento [Presión Interna (+)]					
Altura (m)	Código				
	CIRSOC -102	Mexicano	UBC-97	ASCE 7-05	IBC - 2003
1.00	-16.110	-9.705	-18.480	-21.779	-51.310
2.00	-16.110	-9.705	-18.480	-21.779	-51.310
3.00	-16.110	-9.705	-18.480	-21.779	-51.310
4.00	-16.110	-9.705	-18.480	-21.779	-51.310
5.00	-16.110	-9.705	-18.480	-21.779	-51.310
6.00	-16.110	-9.705	-18.480	-21.779	-51.310

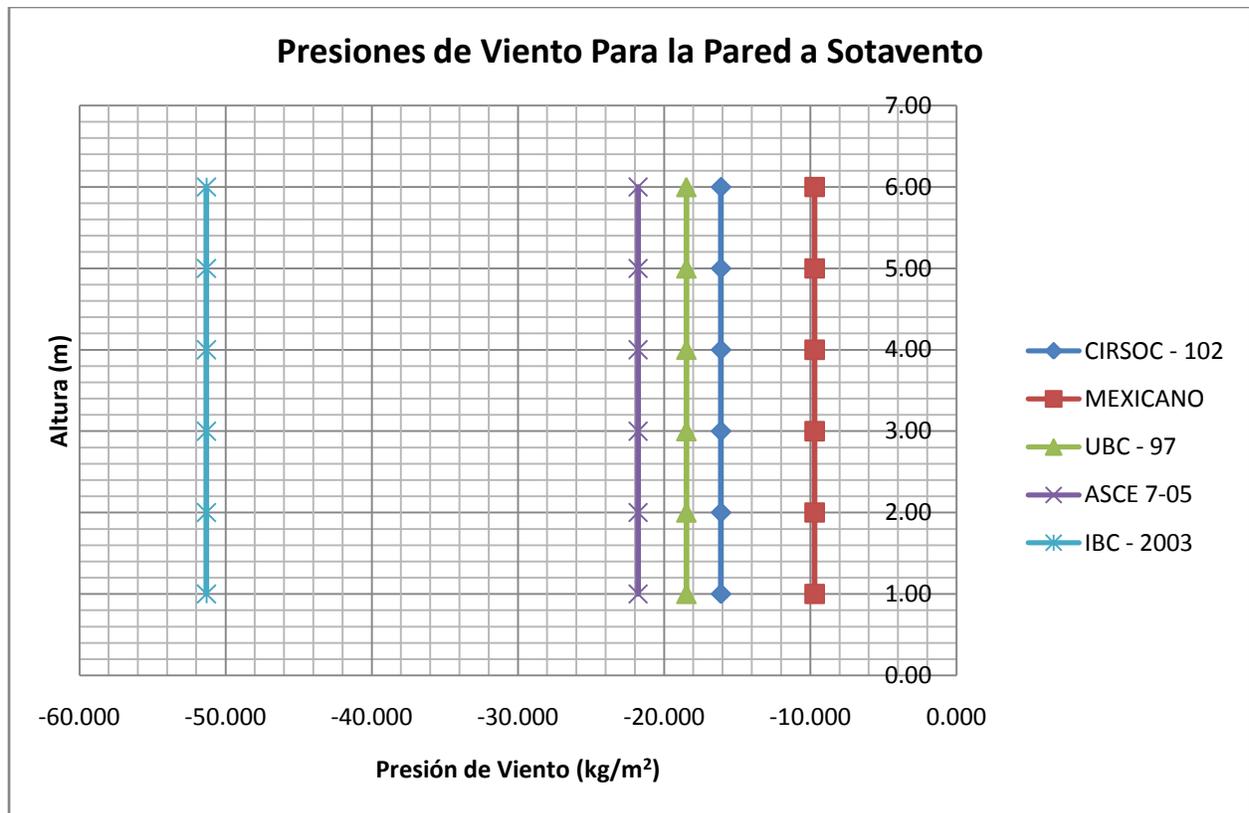


Gráfico 3. 24: Comparación de las Presiones de Viento, para la pared de sotavento

Cubierta a Barlovento, Viento Perpendicular al Cumbre

Presiones Netas en (kg/m²) Para la Cubierta a Barlovento [Presiones Internas (+)]					
Distancia (m)	Código				
	CIRSOC -102	Mexicano	UBC-97	ASCE 7-05	IBC - 2003
1.00	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106
2.00	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106
3.00	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106
4.00	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106
5.00	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106
6.00	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106
7.50	-23.977	-27.844	-42.437	-27.899	-55.106

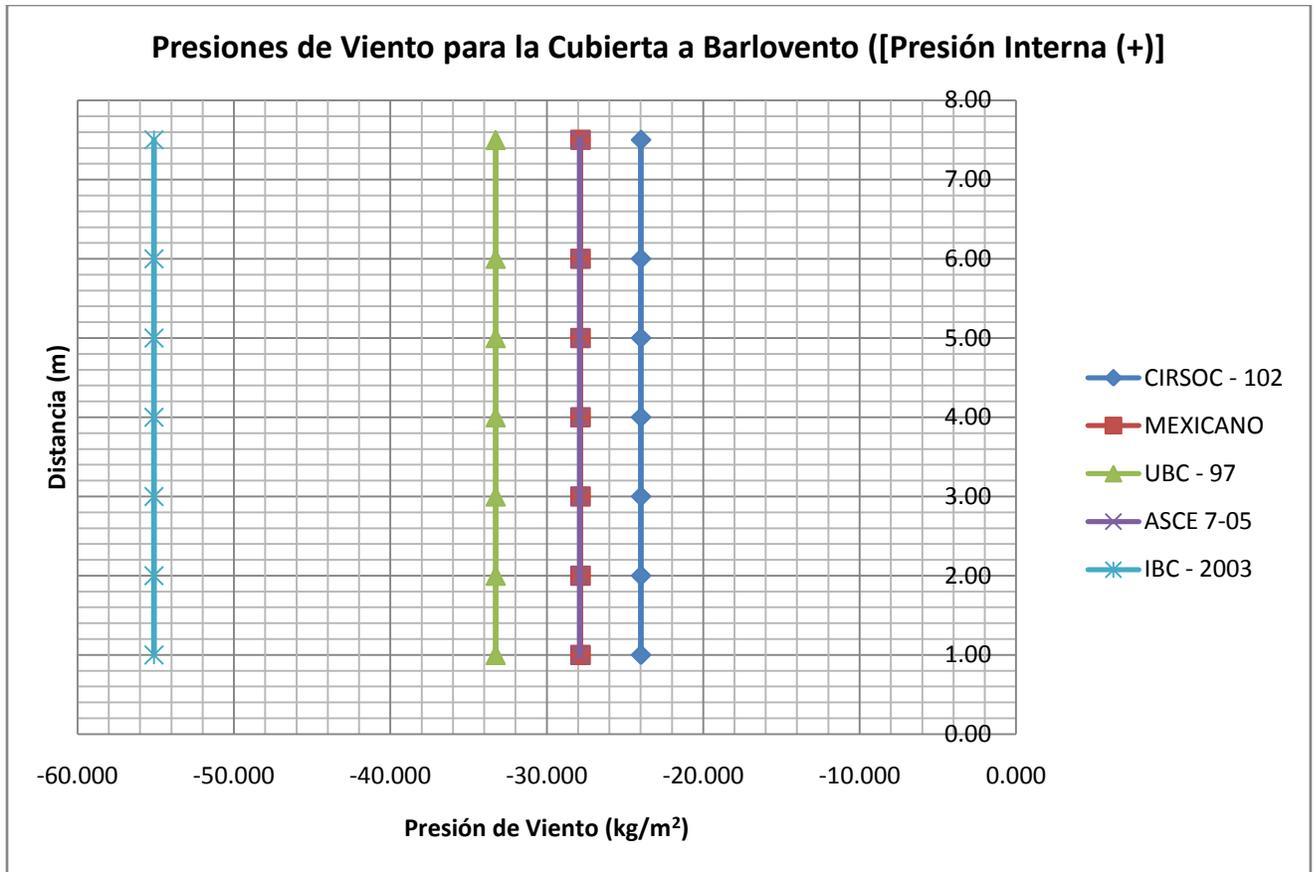


Gráfico 3. 25: Comparación de las Presiones de Viento, para la cubierta a barlovento

Cubierta a Sotavento, Viento Perpendicular al Cumbre

Presiones Netas en (N/m ²) Para la Cubierta a Sotavento [Presiones Internas (+)]					
Distancia (m)	Código				
	CIRSOC -102	Mexicano	UBC-97	ASCE 7-05	IBC - 2003
1.00	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739
2.00	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739
3.00	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739
4.00	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739
5.00	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739
6.00	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739
7.50	-16.110	-16.984	-33.006	-21.779	-24.739

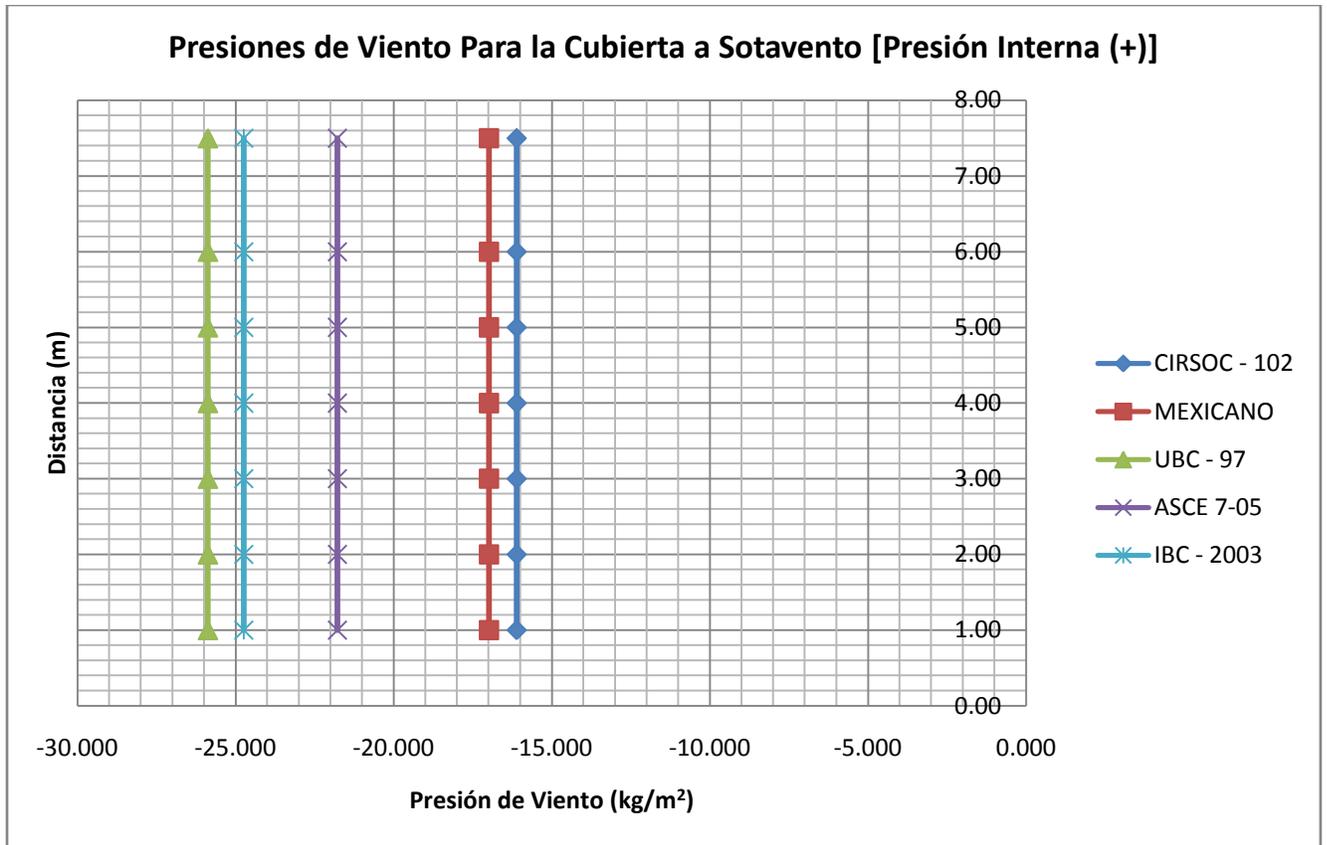


Gráfico 3. 26: Comparación de las Presiones de Viento, para la cubierta de sotavento

3.5. Elección del Mejor Código para el Ecuador

Para elegir el mejor código que podría ajustarse al comportamiento del viento en el Ecuador, es necesario basarse en métodos estadísticos que ayuden a identificar el más apropiado de acuerdo a parámetros de presión y velocidad de viento, es así que se realizó un análisis estadístico, basándose en diseño experimental, el tipo de diseño experimental a utilizarse es **“Diseño de Bloques Completos al Azar”**, en el que considera la siguiente hipótesis nula y la hipótesis alternativa respectivamente:

- No existe diferencia entre los códigos
- Al menos un código difiere del resto

Los factores de variabilidad son los siguientes:

- El factor de Tratamientos, que en este caso son los Códigos de Viento
- El Factor de bloques, que en este caso son las superficies a analizar de la estructura principal resistente a la presión de viento
- El Error Aleatorio, que es un factor de seguridad que tiene el procedimiento

Este método estadístico compara varios procedimientos y escoge el más apropiado, tratando de probar la afirmación de la respuesta media poblacional lograda con cada tratamiento (Código de Viento).

El análisis de varianza controla las dos fuentes de variación importantes para el análisis estructural de las edificaciones, que en este caso son los códigos internacionales y las superficies a analizar. Mediante este análisis de varianza logra probar la hipótesis inicial y escoger el mejor.

3.5.1. Diseño de Bloques Completos al Azar para Determinar Estadísticamente el Mejor Código para el Ecuador

Suponga que se tienen tratamientos que se quieren comparar en bloques.

Bloque 1	Bloque 2	...	Bloque b
y_{11}	y_{12}	...	y_{1b}
y_{21}	y_{22}	...	y_{2b}
...
...
...
y_{t1}	y_{t2}	...	y_{tb}

El diseño de bloques (completos) al azar implica que en cada bloque hay una sola observación de cada tratamiento. El orden en que se “corren” los tratamientos dentro de cada bloque es aleatorio (restricción en la aleatorización). El modelo estadístico para este diseño es:

$$y_{ij} = \mu + \tau_i + \beta_j + \epsilon_{ij} \quad i = 1, \dots, t \quad j = 1, \dots, b$$

Donde:

μ : Media general

τ_i : Efecto del i-ésimo tratamiento

β_j : Efecto del j-ésimo bloque

ϵ_{ij} : Erros experimental del tratamiento i en el bloque j

Se supone que los efectos de tratamientos y bloques son aditivos. La aditividad significa que no hay interacción entre tratamientos y bloques. Es decir, la relación entre los tratamientos es la misma en cada uno de los bloques.

tratamiento	bloque				medias de tratamientos
	1	2	...	b	
1	y_{11}	y_{12}	...	y_{1b}	$\bar{y}_{1.}$
2	y_{21}	y_{22}	...	y_{2b}	$\bar{y}_{2.}$
..
..
t	y_{t1}	y_{t2}	...	y_{tb}	$\bar{y}_{t.}$
medias de bloque	$\bar{y}_{.1}$	$\bar{y}_{.2}$...	$\bar{y}_{.b}$	$\bar{y}_{..}$

Hipótesis en Prueba

$$H_0: \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_t$$

H_1 : Existe por lo menos un efecto diferente.

Tabla de Análisis de Varianza

F.V.	g.l.	SS	CM	F	$E(CM)$
trat's	$t - 1$	$b \sum_{i=1}^t (\bar{y}_{i.} - \bar{y}_{..})^2$	$SS_{trat}/(t - 1)$	$\frac{CM_{trat}}{CM_E}$	$\sigma^2 + b \sum_{i=1}^t \frac{\tau_i^2}{t-1}$
bloques	$b - 1$	$t \sum_{j=1}^b (\bar{y}_{.j} - \bar{y}_{..})^2$	$SS_{bloques}/(b - 1)$		
error	$(t - 1)(b - 1)$	$\sum_i \sum_j (y_{ij} - \bar{y}_{i.} - \bar{y}_{.j} + \bar{y}_{..})^2$	$SS_E/(t - 1)(b - 1)$		σ^2
total	$bt - 1$	$\sum_i \sum_j (y_{ij} - \bar{y}_{..})^2$			

Si $F_c > F_{t-1, (t-1)(b-1)}^\alpha$ se rechaza $H_0: \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_t$

Elección del Mejor Código de Viento para el Ecuador Mediante el Procedimiento Estadístico

"Diseño de Bloques Completos al Azar"

BLOQUES	TRATAMIENTOS				
	CIRSOC - 102	MEXICANO	UBC - 97	ASCE 7-05	IBC - 2003
Pared a Barlovento	119.693	190.350	511.591	157.610	834.259
Pared a Sotavento	-157.983	-95.175	-441.384	-213.582	-818.938
Cubierta a Barlovento	235.136	-273.058	-794.492	-273.597	-856.165
Cubierta a Sotavento	157.983	-166.556	-617.938	-213.582	-558.363

$$\left(\sum_{j=1}^b \sum_{i=1}^k Y_{ij} \right) = -3274.191$$

$$\left(\sum_{j=1}^b \sum_{i=1}^k Y_{ij} \right)^2 = Y_{..}^2 = 10720327.040$$

b = 4	Número de i observaciones
k = 5	Número de j observaciones
N = 20	Número Total de Valores

$$\frac{Y_{..}^2}{N} = 536016.352$$

Cuadrado de los Valores Y(i,j)

BLOQUES	CIRSOC - 102	MEXICANO	UBC - 97	ASCE 7-05	IBC - 2003	$\Sigma (Y_{.j}^2)$
Pared a Barlovento	14326.414	36233.123	261725.37	24840.912	695987.579	1033113.402
Pared a Sotavento	24958.628	9058.281	194820.00	45617.271	670659.717	945113.899
Cubierta a Barlovento	55288.938	74560.517	631216.80	74855.163	733018.477	1568939.903
Cubierta a Sotavento	24958.628	27740.984	381847.20	45617.251	311769.682	791933.750
$\Sigma (Y_{i.}^2)$	119532.609	147592.905	1469609.38	190930.597	2411435.45	

$$\sum_{j=1}^b \sum_{i=1}^k Y_{ij}^2 = 4339100.953$$

$$SC_T = \sum_{j=1}^b \sum_{i=1}^k Y_{ij}^2 - \frac{Y_{..}^2}{N} = \mathbf{3803084.601}$$

BLOQUES	CIRSOC - 102	MEXICANO	UBC - 97	ASCE 7-05	IBC - 2003	Y.j	Y.j ²
Pared a Barlovento	119.693	190.350	511.591	157.610	834.259	1813.503	3288792.12
Pared a Sotavento	-157.983	-95.175	-441.384	-213.582	-818.938	-1727.062	2982744.37
Cubierta a Barlovento	235.136	-273.058	-794.492	-273.597	-856.165	-1962.175	3850130.56
Cubierta a Sotavento	157.983	-166.556	-617.938	-213.582	-558.363	-1398.456	1955680.48
Yi.	354.829	-344.439	-1342.223	-543.151	-1399.208		
Yi.²	125903.61	118638.202	1801561.43	295012.650	1957782.58		

$$\sum_{i=1}^k Y_{i.}^2 = 4298898.489$$

$$\frac{\sum_{i=1}^k Y_{i.}^2}{b} = 1074724.62$$

$$SC_{TRAT} = \sum_{i=1}^k \frac{Y_{i.}^2}{b} - \frac{Y_{..}^2}{N} = \mathbf{538708.27}$$

$$\sum_{j=1}^b Y_{.j}^2 = 12077347.538$$

$$\frac{\sum_{j=1}^b Y_{.j}^2}{k} = 2415469.508$$

$$SC_B = \sum_{j=1}^b \frac{Y \cdot j^2}{k} - \frac{Y_{..}^2}{N} = 1879453.16$$

Fuentes de variabilidad	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrados medios	F0	p - value	0.05
Tratamientos	538708.270	4	134677.068	1.16694185	0.37325352	ACEPTA
Bloques	1879453.156	3	626484.385	5.42832466	0.013630272	
Error	1384923.176	12	115410.265			
Total	3803084.601	19				

Por lo Tanto se Acepta cualquier Código de Viento para el Ecuador

El resultado que se obtuvo fue el aceptar la hipótesis nula, es decir que se puede escoger cualquier código para el país, ya que todos cumplen con una distribución de probabilidad continua de snedecor.

Estadísticamente no se pudo determinar un código de viento para el Ecuador. Para escoger un código de viento se analizó otros parámetros de ingeniería, como economía de la edificación, y análisis de las velocidades de viento.

Para poder escoger el mejor código que asegure y economice las edificaciones se realizó el siguiente procedimiento:

- a. Se calculó las cargas de viento a la estructura utilizando los códigos CIRSOC – 102, Normas Técnicas Mexicanas Complementarias para Diseño por Viento, UBC – 97, ASCE 7 – 05, IBC – 2003.
- b. Se analizó solo la estructura principal resistente a la presión de viento
- c. De acuerdo a las consideraciones de la edificación se determinó la presión de viento para cada elemento en estudio de la estructura principal resistente a la presión de viento
- d. Se comparó mediante graficas donde detallan la presión de viento a diferentes alturas con respecto a la superficie del suelo. Para la cubierta parte de la estructura principal resistente al viento se graficó la presión de viento con respecto a la distancia de dicho elemento
- e. Se ha tomado el código que proporcione presiones de viento medias, como se indicó anteriormente esta elección se ha basado en la economía de la edificación y las velocidades de viento que se presentan en el Ecuador, mas no a la presión de viento que

estos códigos generen a cada elemento de la estructura principal resistente a la fuerza de viento.

Cabe recalcar que cada código genera Isotacas de velocidad de viento, esto es muy importante tomar en cuenta, ya que en EEUU, Argentina y México, dichos valores de velocidad de viento son muy altos para el Ecuador, si observamos cada código las velocidades mínimas de viento que tienen esos países son de 35 m/s.

Basándonos en esta explicación, es posible considerar el código que presente presiones de viento medias con respecto a los demás códigos, de esta manera aseguramos la estructura a analizar y evitamos un costo excesivo en la misma.

Una vez explicado el procedimiento que se utilizó, se ha podido determinar que el mejor código en cuanto a velocidad de viento, presión de viento y a economía es el código “**Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Hecho por la American Society of Civil Engineers (ASCE 7-05)**”

A continuación se presenta las tablas con las que se determinó la presión de viento de la estructura, para poder utilizarlos en el Ecuador y especialmente en el diseño de las estructuras resistentes al viento para facilidades petroleras.

Consideraciones Principales para el uso del ASCE 7 - 05:

Antes de usar el código es necesario definir la importancia de la edificación, la zona donde se encuentra, y describir todo el medio que lo rodea.

Además de describir el área circundante a la edificación se debe determinar si la edificación es cerrada, si es rígida, si es de baja altura, el tipo de cubierta y todos los aspectos que nos guíen para poder escoger los valores de los coeficientes correctos para dicha estructura.

Una vez descritos todos esos parámetros se procede a determinar los valores de:

a. Factor de Importancia de la Edificación de acuerdo a la siguiente tabla

Category	Non-Hurricane Prone Regions and Hurricane Prone Regions with V = 85-100 mph and Alaska	Hurricane Prone Regions with V > 100 mph
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

b. Se determina la velocidad de Viento de acuerdo al lugar donde se encuentre, en el Ecuador los valores de velocidad están dados por los mapas de Isotacas generados por el Ing. Alex Hurtado.

c. Se determina el factor de exposición ante la velocidad del viento mediante la siguiente tabla.

Height above ground level, z		Exposure (Note 1)			
		B		C	D
ft	(m)	Case 1	Case 2	Cases 1 & 2	Cases 1 & 2
0-15	(0-4.6)	0.70	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.70	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.70	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.89	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.93	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.96	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.99	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	1.04	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	1.09	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	1.13	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	1.17	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	1.20	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	1.28	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.35	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.41	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.47	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.52	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.56	1.56	1.77	1.89

Notes:

- Case 1:**

 - All components and cladding.
 - Main wind force resisting system in low-rise buildings designed using Figure 6-10.

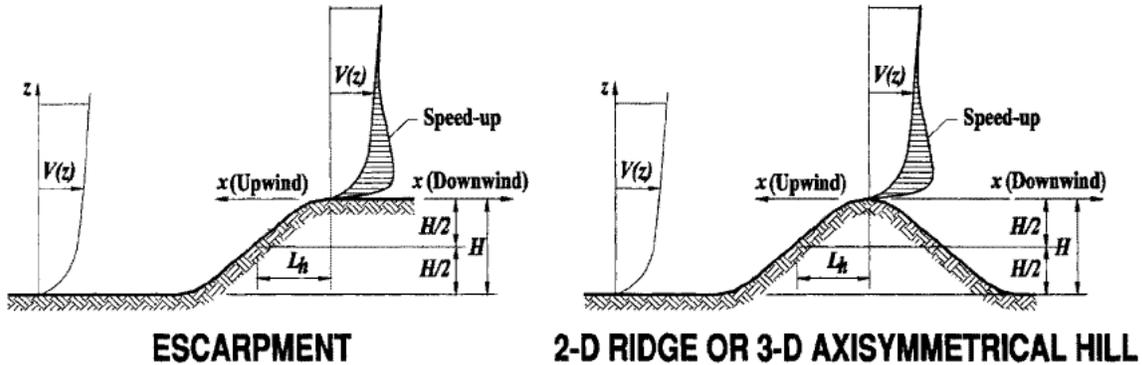
Case 2:

 - All main wind force resisting systems in buildings except those in low-rise buildings designed using Figure 6-10.
 - All main wind force resisting systems in other structures.
- The velocity pressure exposure coefficient K_z may be determined from the following formula:

For $15 \text{ ft.} \leq z \leq z_g$	For $z < 15 \text{ ft.}$
$K_z = 2.01 (z/z_g)^{2/\alpha}$	$K_z = 2.01 (15/z_g)^{2/\alpha}$

Note: z shall not be taken less than 30 feet for Case 1 in exposure B.
- α and z_g are tabulated in Table 6-2.
- Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
- Exposure categories are defined in 6.5.6.

d. Se determina el factor topográfico mediante las siguientes tablas:



Topographic Multipliers for Exposure C										
H/L _h	K ₁ Multiplier			x/L _h	K ₂ Multiplier		z/L _h	K ₃ Multiplier		
	2-D Ridge	2-D Escarp.	3-D Axisym. Hill		2-D Escarp.	All Other Cases		2-D Ridge	2-D Escarp.	3-D Axisym. Hill
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Notes:

- For values of H/L_h, x/L_h and z/L_h other than those shown, linear interpolation is permitted.
- For H/L_h > 0.5, assume H/L_h = 0.5 for evaluating K₁ and substitute 2H for L_h for evaluating K₂ and K₃.
- Multipliers are based on the assumption that wind approaches the hill or escarpment along the direction of maximum slope.
- Notation:
 - H: Height of hill or escarpment relative to the upwind terrain, in feet (meters).
 - L_h: Distance upwind of crest to where the difference in ground elevation is half the height of hill or escarpment, in feet (meters).
 - K₁: Factor to account for shape of topographic feature and maximum speed-up effect.
 - K₂: Factor to account for reduction in speed-up with distance upwind or downwind of crest.
 - K₃: Factor to account for reduction in speed-up with height above local terrain.
 - x: Distance (upwind or downwind) from the crest to the building site, in feet (meters).
 - z: Height above local ground level, in feet (meters).
 - μ: Horizontal attenuation factor.
 - γ: Height attenuation factor.

Equations:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

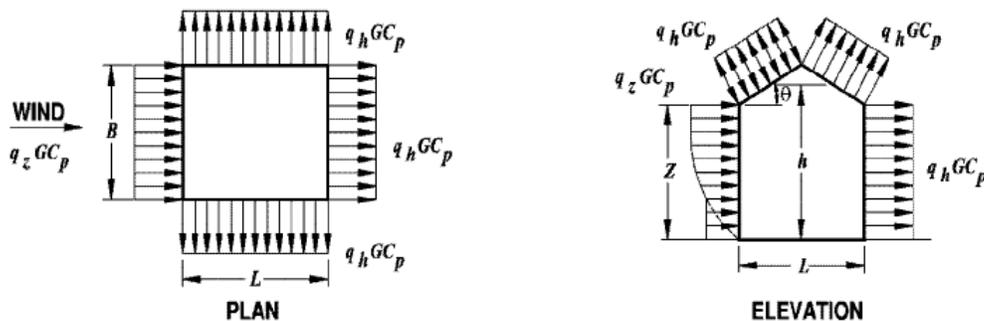
K_1 determined from table below

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

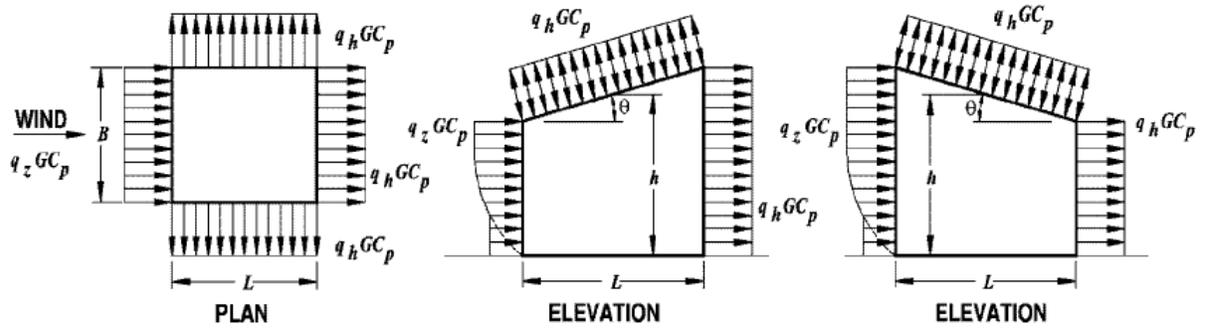
$$K_3 = e^{-\gamma z/L_h}$$

Parameters for Speed-Up Over Hills and Escarpments						
Hill Shape	$K_1/(H/L_h)$			γ	μ	
	Exposure				Upwind of Crest	Downwind of Crest
	B	C	D			
2-dimensional ridges (or valleys with negative H in $K_1/(H/L_h)$)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
2-dimensional escarpments	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
3-dimensional axisym. hill	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

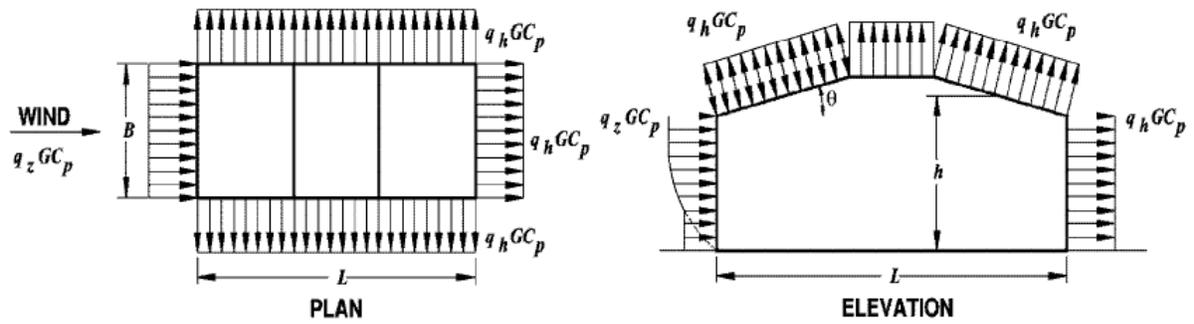
- e. Se determina el factor de efecto de ráfaga mediante las ecuaciones ya explicadas en el capítulo anterior de este documento.
- f. Se determinan los factores de presión interna mediante las siguientes tablas:



GABLE, HIP ROOF



MONOSLOPE ROOF (NOTE 4)



MANSARD ROOF (NOTE 8)

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	L/B	C_p	Use With
Windward Wall	All values	0.8	q_z
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Side Wall	All values	-0.7	q_h

Roof Pressure Coefficients, C_p , for use with q_h													
Wind Direction	Windward									Leeward			
	Angle, θ (degrees)									Angle, θ (degrees)			
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\#$	10	15	≥ 20	
Normal to ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥ 1.0	-1.3**	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0*	0.3	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6
Normal to ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to ridge for all θ	≤ 0.5	Horiz distance from windward edge			C_p		*Value is provided for interpolation purposes. **Value can be reduced linearly with area over which it is applicable as follows						
		0 to $h/2$			-0.9, -0.18								
		$h/2$ to h			-0.9, -0.18								
		h to $2h$			-0.5, -0.18								
≥ 1.0	0 to $h/2$			-1.3**, -0.18		Area (sq ft)		Reduction Factor					
						≤ 100 (9.3 sq m)		1.0					
						200 (23.2 sq m)		0.9					
		$> h/2$			-0.7, -0.18		≥ 1000 (92.9 sq m)		0.8				

Notes:

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
2. Linear interpolation is permitted for values of L/B , h/L and θ other than shown. Interpolation shall only be carried out between values of the same sign. Where no value of the same sign is given, assume 0.0 for interpolation purposes.
3. Where two values of C_p are listed, this indicates that the windward roof slope is subjected to either positive or negative pressures and the roof structure shall be designed for both conditions. Interpolation for intermediate ratios of h/L in this case shall only be carried out between C_p values of like sign.
4. For monoslope roofs, entire roof surface is either a windward or leeward surface.
5. For flexible buildings use appropriate G_f as determined by Section 6.5.8.
6. Refer to Figure 6-7 for domes and Figure 6-8 for arched roofs.
7. Notation:
B: Horizontal dimension of building, in feet (meter), measured normal to wind direction.
L: Horizontal dimension of building, in feet (meter), measured parallel to wind direction.
h: Mean roof height in feet (meters), except that eave height shall be used for $\theta \leq 10$ degrees.
z: Height above ground, in feet (meters).
G: Gust effect factor.
 q_z, q_h : Velocity pressure, in pounds per square foot (N/m^2), evaluated at respective height.
 θ : Angle of plane of roof from horizontal, in degrees.
8. For mansard roofs, the top horizontal surface and leeward inclined surface shall be treated as leeward surfaces from the table.
9. Except for MWFRS's at the roof consisting of moment resisting frames, the total horizontal shear shall not be less than that determined by neglecting wind forces on roof surfaces.

#For roof slopes greater than 80° , use $C_p = 0.8$

g. Se determina los valores de presión interna mediante la siguiente tabla:

Enclosure Classification	GC_{pi}
Open Buildings	0.00
Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55
Enclosed Buildings	+0.18 -0.18

h. Una vez determinados todos estos valores se determina la presión o fuerza de viento según sea el caso. Cabe recalcar que el procedimiento que se está detallando a continuación es el Método Analítico descrito por el ASCE 7-05.

CAPITULO IV

4. ESTUDIO DE EDIFICACIONES PETROLERAS.

4.1. Estudio de un Pipe Rack

Los Pipe Racks son estructuras que soportan tuberías y equipos auxiliares de apoyo dentro y entre las áreas de procesos de plantas industriales. La carga de la tubería puede variar mucho de un proyecto a otro así como las cargas de viento y sísmicas. Evidentemente, es difícil definir criterios específicos para el diseño de estas estructuras. El presente trabajo, sin embargo, establece los requisitos generales, que el ingeniero debe incorporar en los diseños de Pipe Rack como por ejemplo los que se indican a continuación:

- El diseño en acero estructural se hará de conformidad con lo referido en el código AISC y sus especificaciones. El método plástico de diseño no se utiliza en el manual AISC para el diseño con acero. Para el diseño de Pipe Racks normalmente se utilizará acero A-36 o ASTM A992/A992M (Abu-Adas, 2002: 6)
- Los Pipe Racks y sus cimientos deberán estar diseñados para soportar las cargas asociadas con la utilización plena del espacio disponible, y cualquier expansión futura que se prevea.
- Los cimientos de hormigón estarán diseñados de acuerdo con el ACI 318. Para esto se tomara en cuenta un mínimo de 28 días de fraguado y una resistencia mínima a la compresión del hormigón de 4000 psi (280 kg/m²).
- La cimentación y la superestructura del Pipe Rack deberán estar diseñadas para las cargas y combinaciones de cargas especificadas.

- Los requisitos de deflexión para vigas y vigas transversales en Pipe Rack será el siguiente:

La deflexión máxima permitida en vigas (D_{max}) debido a la carga total será la siguiente:

$$D_{max} = L/240 \quad (4.1)$$

L = Longitud del vano

Los límites máximos permisibles de deriva para las estructuras *Pipe Rack* no excederán $H/100$ (donde H = altura del *Pipe Rack*), dados por el ASCE 7-05. Las conexiones para Pipe Racks de acero se ajustarán a los siguientes requisitos:

Las conexiones pueden ser empernadas o soldadas. Las conexiones al piso en lo posible deberán estar empernadas. Las conexiones pueden estar soldadas al piso cuando las condiciones son tales que una conexión empernada, no es adecuada.

Para las conexiones empernadas de miembros primarios se utilizan pernos de alta resistencia conforme a la norma ASTM A-325-N, y en una conexión de tipo rodamiento que incluye un plano de corte. Además en las conexiones con deslizamiento crítico deberían ser utilizados, ya que estas conexiones están sujetas a vibraciones o esfuerzo reversible.

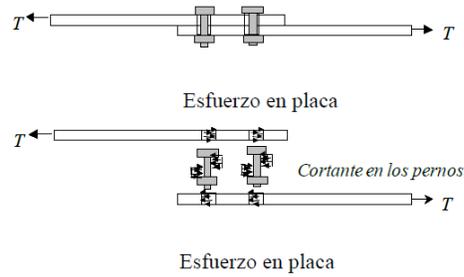


Gráfico 4. 1: Esfuerzo de corte en los pernos

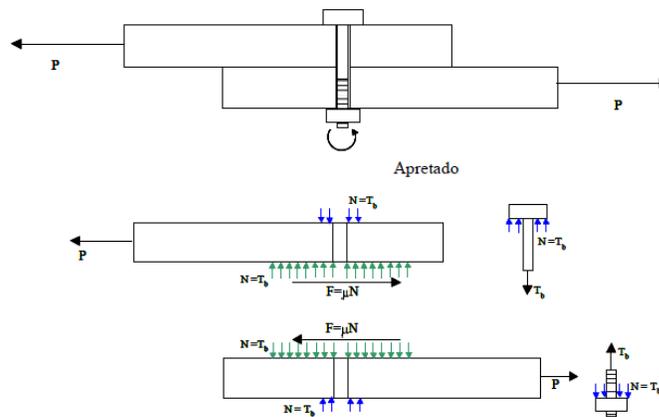


Gráfico 4. 2: Esfuerzo axial en las placas

Las conexiones estándar se diseñarán de conformidad con las especificaciones del proyecto de construcción y cargas indicadas en los planos. Los momentos en las conexiones y conexiones especiales serán diseñados por el ingeniero y se consignarán en los planos estructurales del proyecto. Conexiones por momento final serán, preferentemente, del tipo placa emperrada como la que se muestra a continuación:



Gráfico 4.3: Detalle de los pernos de anclaje al suelo

4.1.1. Cargas a Considerar en el Diseño de un Pipe Rack

Para el diseño del Pipe Rack es necesario considerar cargas principales primordiales que puedan asegurar la futura construcción de dicho elemento estructural.

Es importante describir la cantidad de tuberías que soportará el Pipe Rack, existen varios casos para poder considerar las cargas que soportará el Pipe Rack, estas consideraciones dependen de la cantidad de tuberías que deberá soportar. Para ello se han considerado las siguientes cargas:

D → Carga Muerta

PL → Carga de Producto

Pt → Carga de Prueba

TL → Carga Térmica

W → Carga de Viento

E → Carga Sísmica

4.1.1.1. Carga Muerta (D)

Se denomina carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como muros divisorios, los revestimientos de los pisos, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma permanente

sobre la estructura. Para los Pipe Rack la carga muerta, incluirá el peso de todos los equipos de proceso, tuberías, válvulas y accesorios, bandejas eléctricas y conductos de alumbrado, el tablero de switch, instrumentación, protección contra incendios, aislamiento, placas de acero estructural, etc. El peso de la cimentación de concreto junto con cualquier sobrecarga del suelo también se considerará como carga muerta. Todas las tuberías se considerarán vacías de carga de producto (PL) en el cálculo de la carga muerta. Los Pipe Racks estarán diseñados para cargas muertas presentes y futuras. La tubería y las cargas eléctricas no serán inferiores a las siguientes:

- a) Una carga mínima de tubería de cubierta de 23 libras por pie cuadrado (112.17 kg/m^2) se utilizará para el diseño de Pipe Racks importantes. Esto es equivalente a 8 pulgadas (203 mm) de diámetro, cédula 40 tubos espaciados a 15 pulgadas (381 mm) desde los centros.
- b) Junto con las cargas mínimas de tuberías de cubierta antes mencionadas, una carga concentrada, se añade en las tuberías que son más grandes de 12 pulgadas (300 mm) de diámetro nominal en el apoyo. La carga concentrada en libras, P_{DL} , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{DL} = S * (W_{DL} - pDL * D) \quad (4.2)$$

Donde:

S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft)

W_{DL} = peso de la tubería grande por pie (lb/ft)

pDL = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft²)

D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft)

Las bandejas de cables eléctricos de un nivel individual y doble nivel deberán tener un mínimo de peso a distribuirse de manera uniforme de 20 libras por pie cuadrado (97.89 kg/m²) y 40 libras por pie cuadrado (195.78 kg/m²), respectivamente. La carga de la bandeja de cables se considerará como carga muerta. Los lugares de la bandeja serán según se indica en los planos eléctricos.

Para calcular el peso total por unidad de longitud de una tubería, se utiliza la siguiente fórmula:

$$W_t = W_e + W_i + W_w * G \quad (4.3)$$

Donde:

W_t = peso total de la tubería por unidad de longitud

W_e = peso de la tubería vacía por unidad de longitud

W_i = peso del aislamiento térmico por unidad de longitud

W_w = peso del fluido contenido en la tubería por unidad de longitud

G = gravedad específica del fluido que circula por la tubería

Es importante considerar el diámetro y la cantidad de tuberías que soportará el Pipe Rack, es decir de acuerdo los parámetros antes mencionados se podrá calcular la carga muerta que será soportada por la estructura, de esta manera tenemos 4 casos, basados en estos dos criterios:

a. Rack lleno de tuberías del mismo diámetro e igualmente espaciadas

Si las tuberías contenidas en el rack de tuberías son de diámetro menor o igual a 12", se usa la siguiente fórmula:

$$p = \frac{12*Wt}{x} \quad (4.4)$$

Donde:

p = Intensidad de carga actuante en la tubería (lbf/pies²)

Wt = peso total de la tubería por unidad de longitud (lbf/pies)

x = distancia entre centros de tuberías (pulg)

Si las tuberías contenidas en el rack de tuberías son de diámetro mayor a 12", se calcula el soporte de tuberías con la aplicación de cargas concentradas.

b. Rack lleno de tuberías de diferentes diámetros

Si las tuberías contenidas en el rack de tuberías son de diámetro menor o igual a 12", se usa la siguiente fórmula:

$$p = \frac{Sum(Wt)}{B} \quad (4.5)$$

Donde:

p = Intensidad de carga actuante en la tubería (lbf/pies²)

Wt = peso total de la tubería por unidad de longitud (lbf/pies)

B = ancho del soporte de tuberías (pies)

Si las tuberías contenidas en el rack de tuberías son de diámetro mayor a 12", se calcula el soporte de tuberías con la aplicación de cargas concentradas.

c. Rack lleno de tuberías pequeñas de diferentes diámetros, excepto una o dos de gran diámetro

En este caso, se debe seguir el siguiente procedimiento:

Paso 1: Para las tuberías contenidas en el rack de tuberías de diámetro menor o igual a 12", se usa la siguiente fórmula:

$$p = \frac{\text{Sum}(Wt)}{B} \quad (4.6)$$

Donde:

p = Intensidad de carga actuante en la tubería (lbf/pies²)

Wt = peso total de la tubería por unidad de longitud (lbf/pies)

B = ancho del soporte de tuberías (pies)

Paso 2: Calcular las cargas concentradas correspondientes a las tuberías contenidas en el rack de tuberías de diámetro mayor a 12".

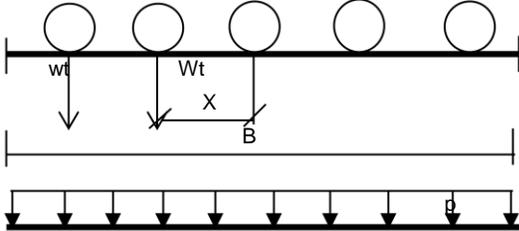
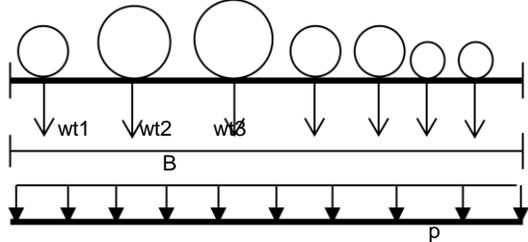
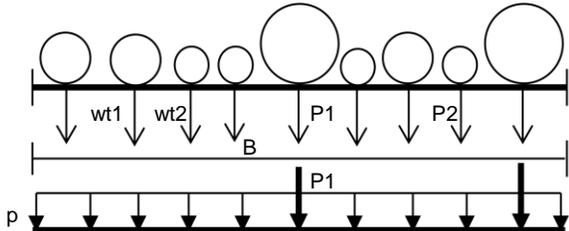
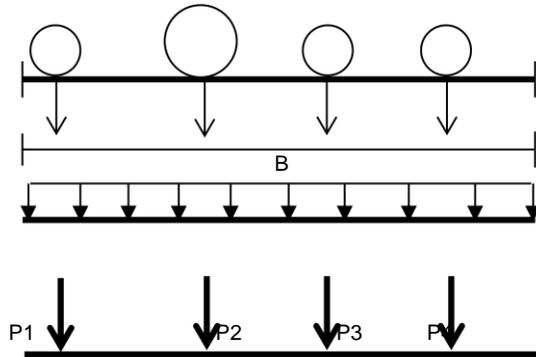
Paso 3: Superponer los efectos de las dos cargas

d. Rack generalmente vacío, con muy pocas tuberías

Si las tuberías contenidas en el rack de tuberías son de diámetro menor o igual a 12", se asigna un valor de $p = 35$ (lbf/pies²). Si las tuberías contenidas en el rack de tuberías son de diámetro mayor a 12", se calcula el soporte de tuberías con la aplicación de cargas concentradas.

Los criterios para la asignación de valores para la intensidad de carga actuante en la tubería, se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4. 1: Casos de análisis dependiendo el número de tuberías

<p>Caso 1:</p> <p>a) Si $D \leq 12"$: $p = 12 * Wt / x$ (lb/pie²)</p> <p>b) Si $D > 12"$: Use cargas concentradas</p>	<p>Rack lleno de tuberías del mismo tamaño igualmente espaciadas</p> 
<p>Caso 2:</p> <p>a) Si $D \leq 12"$: $p = \text{Sum}(Wt) / B$ (lb/pie²)</p> <p>b) Si $D > 12"$: Use cargas concentradas</p>	<p>Rack lleno de tuberías de diferentes diámetros</p>  <p>$p = (n1 * w1 + n2 * w2 + \dots) / B$</p>
<p>Caso 3:</p> <p>a) Si $D1, D2 > 12"$: las otras $\leq 10"$ $p = \text{Sum}(Wt) / B +$ Cargas concentradas (P1, P2)</p>	<p>Rack lleno de tuberías pequeñas excepto una o dos tuberías grandes</p>  <p>Procedimiento:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Calcular q usando: $p = (n1 * w1 + n2 * w2 + \dots) / B$ 2) Calcular las cargas concentradas 3) Superponer los dos efectos
<p>Caso 4:</p> <p>a) Si $D \leq 12"$: $p = 35$ (lbf/pies²)</p> <p>b) Si $D > 12"$: Use cargas concentradas</p>	<p>Rack generalmente vacío con muy pocas tuberías</p>  <p>$p = 35$ pies/pies² Usar las cargas reales como concentradas</p>

Para determinar el peso de las tuberías petroleras se basa en las siguientes tablas:

Tabla 4. 2: Pesos nominales de tuberías

D (inch)	OD (inch)	Tubería Estándar (ST)				Tubería XS				Tubería XXS 160			
		t (inch)	We (lbf/ft)	Ww (lbf/ft)	Wf (lbf/ft)	t (inch)	We (lbf/ft)	Ww (lbf/ft)	Wf (lbf/ft)	t (inch)	We (lbf/ft)	Ww (lbf/ft)	Wf (lbf/ft)
1	1.32	0.133	1.7	0.4	2.1	0.179	2.2	0.3	2.5	0.358	3.7	0.1	3.8
1½	1.875	0.145	2.7	0.9	3.6	0.2	3.6	0.7	4.3	0.375	6.0	0.4	6.4
2	2.375	0.154	3.7	1.5	5.2	0.218	5.0	1.3	6.3	0.400	8.4	0.8	9.2
3	3.5	0.215	7.6	3.2	10.8	0.3	10.3	2.9	13.2	0.600	18.6	1.8	20.4
4	4.5	0.237	10.8	5.5	16.3	0.337	15.0	5.0	20.0	0.674	27.6	3.4	31.0
5	5.6	0.258	14.7	8.8	23.5	0.375	20.9	8.0	28.9	0.75	38.9	5.7	44.6
6	6.625	0.28	19.0	12.5	31.5	0.432	28.6	11.3	39.9	0.864	53.2	8.2	61.4
8	8.625	0.322	28.6	21.7	50.3	0.5	43.4	19.8	63.2	0.906	74.8	15.8	90.6
10	10.75	0.365	40.5	34.2	74.7	0.5	54.8	32.4	87.2	1.125	115.8	24.6	140.4
12	12.75	0.375	49.6	49.0	98.6	0.5	65.5	47.0	112.5	1.312	160.4	34.9	195.3
14	14.0	0.375	54.6	59.8	114.4	0.5	72.2	57.5	129.7	1.406	189.3	42.6	231.9
16	16.0	0.375	62.6	79.2	141.8	0.5	82.8	76.6	159.4	1.593	245.3	55.9	301.2
18	18.0	0.375	70.7	101.3	172.0	0.5	93.5	98.4	191.9	1.718	299.0	72.2	371.2
20	20.0	0.375	78.7	126.1	204.8	0.5	104.2	122.9	227.1	1.968	379.4	87.8	467.2
22	22.0	0.375	86.7	153.7	240.4	0.5	114.9	150.1	265.0	*1.00	224.5	136.1	360.6
24	24.0	0.375	94.7	184.0	278.7	0.5	125.6	180.0	305.6	2.343	542.4	127.0	669.4
26	26.0	0.375	102.7	217.0	319.7	0.5	136.3	212.7	349.0	*1.00	267.3	196.0	463.3
28	28.0	0.375	110.7	252.7	363.4	0.5	147.0	248.1	395.1	*1.00	288.6	230.1	518.7
30	30.0	0.375	118.8	291.2	410.0	0.5	157.7	286.2	443.9	*1.00	310.0	266.8	576.8
32	32.0	0.375	126.8	332.4	459.2	0.5	168.4	327.1	495.5	*1.00	331.4	306.3	637.7
34	34.0	0.375	134.8	376.3	511.1	0.5	179.1	370.6	549.7	*1.00	352.8	348.5	701.3
36	36.0	0.375	142.8	422.9	565.7	0.5	189.8	416.9	606.7	*1.00	374.2	393.4	767.6
42	42.0	0.375	166.9	579.1	746.0	0.5	221.8	572.1	793.9	*1.00	438.3	544.5	982.8

Donde:

D = Diámetro nominal de la tubería

OD = Diámetro exterior de la tubería

t = Espesor de pared

We = Peso de la tubería vacía (lbf/pie)

Ww = Peso del agua contenida en la tubería (lbf/pie)

Wf = Peso de la tubería llena de agua (lbf/pie)

* = Máximo tamaño en stock

Tabla 4. 3: Pesos nominales de tuberías [SI]

D (inch)	OD (inch)	Tubería Estándar (ST)				Tubería XS				Tubería XXS 160			
		t (inch)	We (kg/m)	Ww (kg/m)	Wf (kg/m)	t (inch)	We (kg/m)	Ww (kg/m)	Wf (kg/m)	t (inch)	We (kg/m)	Ww (kg/m)	Wf (kg/m)
1	1.32	0.133	2.5	0.6	3.1	0.179	3.3	0.4	3.7	0.358	5.5	0.1	5.7
1½	1.875	0.145	4.0	1.3	5.4	0.2	5.4	1.0	6.4	0.375	8.9	0.6	9.5
2	2.375	0.154	5.5	2.2	7.7	0.218	7.4	1.9	9.4	0.400	12.5	1.2	13.7
3	3.5	0.215	11.3	4.8	16.1	0.3	15.3	4.3	19.6	0.600	27.7	2.7	30.3
4	4.5	0.237	16.1	8.2	24.2	0.337	22.3	7.4	29.8	0.674	41.1	5.1	46.1
5	5.6	0.258	21.9	13.1	23.5	0.375	31.1	11.9	43.0	0.75	57.9	8.5	66.3
6	6.625	0.28	28.3	18.6	46.9	0.432	42.5	16.8	59.4	0.864	79.1	12.2	91.3
8	8.625	0.322	42.5	32.3	74.8	0.5	64.6	29.5	94.0	0.906	111.3	23.5	134.8
10	10.75	0.365	60.2	50.9	111.1	0.5	81.5	48.2	129.7	1.125	172.3	36.6	208.8
12	12.75	0.375	73.8	72.9	146.7	0.5	97.4	69.9	167.3	1.312	238.6	51.9	290.5
14	14.0	0.375	81.2	89.0	170.2	0.5	107.4	85.5	192.9	1.406	281.6	63.4	345.0
16	16.0	0.375	93.1	117.8	210.9	0.5	123.2	113.9	237.1	1.593	364.9	83.2	448.0
18	18.0	0.375	105.2	150.7	255.9	0.5	139.1	146.4	285.5	1.718	444.8	107.4	552.2
20	20.0	0.375	117.1	187.6	304.6	0.5	155.0	182.8	337.8	1.968	564.4	130.6	695.0
22	22.0	0.375	129.0	228.6	357.6	0.5	170.9	223.3	394.2	*1.000	334.0	202.5	536.4
24	24.0	0.375	140.9	273.7	414.6	0.5	186.8	267.8	454.6	2.343	806.8	188.9	995.8
26	26.0	0.375	152.8	322.8	475.6	0.5	202.8	316.4	519.1	*1.000	397.6	291.6	689.2
28	28.0	0.375	164.7	375.9	540.6	0.5	218.7	369.1	587.7	*1.000	429.3	342.3	771.6
30	30.0	0.375	176.7	433.2	609.9	0.5	234.6	425.7	660.3	*1.000	461.1	396.9	858.0
32	32.0	0.375	188.6	494.5	683.1	0.5	250.5	486.6	737.1	*1.000	493.0	455.6	948.6
34	34.0	0.375	200.5	559.8	760.3	0.5	266.4	551.3	817.7	*1.000	524.8	518.4	1043.2
36	36.0	0.375	212.4	629.1	841.5	0.5	282.3	620.2	902.5	*1.000	556.6	585.2	1141.8
42	42.0	0.375	248.3	861.4	1109.7	0.5	329.9	851.0	1180.9	*1.000	652.0	810.0	1461.9

Donde:

D = Diámetro nominal de la tubería

OD = Diámetro exterior de la tubería

t = Espesor de pared

W_e = Peso de la tubería vacía (Kg/m)

W_w = Peso del agua contenida en la tubería (Kg/m)

W_f = Peso de la tubería llena de agua (Kg/m)

* = Máximo tamaño en stock

Además del cálculo del peso de las tuberías se debe también determinar el peso que el material de aislamiento aporta para la carga muerta del material, es así que se tiene las siguientes tablas:

Tabla 4. 4: Volúmenes de aislamiento de tuberías

Volúmenes de Aislamiento de Tuberías, V (pies³/pie)												
D (inch)	OD (inch)	Espesor de Aislamiento										
		1"	1½"	2"	2½"	3"	3½"	4"	4½"	5"	5½"	6"
3	3.5	0.10	0.16	0.24	0.33	0.43	0.54	0.65	0.79	-	-	-
4	4.5	0.12	0.20	0.28	0.38	0.49	0.61	0.74	0.88	1.04	-	-
5	5.6	0.14	0.23	0.33	0.44	0.56	0.69	0.83	0.99	1.15	-	-
6	6.625	0.17	0.27	0.38	0.5	0.63	0.77	0.93	1.09	1.27	-	-
8	8.625	-	0.33	0.46	0.61	0.76	0.93	1.11	1.29	1.49	1.7	-
10	10.75	-	0.40	0.56	0.72	0.90	1.09	1.29	1.50	1.72	1.95	-
12	12.75	-	0.47	0.64	0.83	1.03	1.24	1.46	1.69	1.94	2.19	2.45
14	14.0	-	0.51	0.70	0.9	1.11	1.34	1.57	1.82	2.07	2.34	2.62
16	16.0	-	0.57	0.79	1.01	1.24	1.49	1.75	2.01	2.29	2.58	2.88
18	18.0	-	0.64	0.87	1.12	1.37	1.64	1.92	2.21	2.51	2.82	3.14
20	20.0	-	0.70	0.96	1.23	1.51	1.79	2.09	2.41	2.73	3.06	3.4
24	24.0	-	0.83	1.13	1.45	1.77	2.10	2.44	2.80	3.16	3.54	3.93

Peso unitarios de los Materiales de Aislamiento

Tabla 4. 5: Pesos unitarios del material de aislamiento

	Insulating Material	Unit weight (lb/pies ³)		Insulating Material	Unit weight (lb/pies ³)
1	Amosite asbestos	16	7	Kaylo	12.5
2	Calcium silicate	11	8	Mineral wool	8.5
3	Carey temperatur	10	9	Perlite	13
4	Fiberglass	7	10	Polyurethane	2.2
5	Foam-glass	9	11	Styrofoam	1.8
6	High temperature	24	12	Super-X	25

Para el cálculo del aislamiento de las tuberías se calcula con la siguiente fórmula:

$$w_i = V (\text{pies}^3/\text{pie}) * \text{peso unitario (lbf/pie}^3) \quad (4.7)$$

4.1.1.2. Cargas por Productos (P_L)

La carga por producto se define como la carga impuesta por la gravedad al material líquido o viscoso en la tubería durante la operación. La estructura tipo Pipe Racks estará diseñada para cargas de productos actuales y futuras. Las cargas de producto no deberán ser inferiores a las siguientes:

Una carga de productos mínima de 17 libras por pie cuadrado (82.59 kg/m²) se utilizarán en cada nivel para el diseño de Pipe Racks importantes. Esto es equivalente a tuberías de agua de 8 pulgadas (203 mm) espaciados a 15 pulgadas (381 mm) entre centros.

Junto con el mínimo de cargas de tubería de los productos mencionados anteriormente, una carga concentrada, se añade en las tuberías que son mínimo de 12 pulgadas (300 mm) de diámetro nominal. La carga concentrada en libras, P_{PL} , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{PL} = S * (W_{PL} - p_{PL} * D) \quad (4.8)$$

Donde:

S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft)

WPL = peso de la tubería grande por pie (lb/ft)

pPL = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft²)

D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft)

4.1.1.3. Carga de Prueba (Pt)

La carga de prueba se define como la carga de gravedad impuesta por el líquido (normalmente agua) a la presión de ensayo de la tubería. Grandes líneas de vapor pueden requerir pruebas hidráulicas. Si es así, puede ser posible probar una a la vez, mientras las otras líneas en el soporte están vacías y evitar así una pesada carga en el soporte de las tuberías. Cuando se utilicen tales procedimientos, se deben colocar notas especiales en los planos estructurales y de tuberías para especificar los procedimientos de prueba. Las pequeñas líneas de vapor, se consideran normalmente llenas de agua.

4.1.1.4. Cargas Térmicas (TL)

Se define a la carga térmica como las fuerzas causadas por cambios en la temperatura de la tubería. Los soportes para las tuberías deben ser diseñados para resistir fuerzas longitudinales resultantes de la expansión y contracción térmica de tuberías. En el sistema de tuberías promedio, las líneas se expanden y contraen cantidades variables en momentos aleatorios. Estas cargas se aplican a las vigas transversales ya sea por fricción o por medio de los anclajes de la

tubería. Las cargas térmicas se considerarán como carga muerta y se incluyen en las combinaciones de carga adecuadas.

a. Fuerzas de Fricción (FF)

Las fuerzas de fricción son causadas por el calentamiento de las líneas y el deslizamiento sobre el soporte de tuberías durante el arranque y parada, se supone que son parcialmente resistidas por las líneas frías adyacentes. La fuerza resultante longitudinal de fricción, sin embargo, se tomará como el mayor de los siguientes:

- 10% del peso global de funcionamiento de todas las líneas afluentes en el soporte.
- 30% del peso global de funcionamiento de las líneas afluente al soporte, que se expanden o se contraen de forma simultánea.

Se recomienda que: El 10% del peso total de las tuberías se tomará como un estimado de las fuerzas de rozamiento longitudinal (FF), y esto es sólo es aplicable a las vigas soportantes locales. Sin embargo, una fuerza de rozamiento estimado equivalente al 5% del peso total de las tuberías se acumulará y será llevada a puntales, columnas, marcos arriostrados de anclaje, y la cimentación del Pipe Rack. Las cargas de fricción de la tubería no podrán combinarse con el viento o cargas sísmicas para el diseño de los puntales, columnas, marcos arriostrados de anclaje, y la cimentación del Pipe Rack, cuando hay varios marcos. Se debe mencionar, que si se produjera viento fuerte o un sismo, la vibración y la deformación de los soportes con carga; probablemente aliviarán las fuerzas de rozamiento.

b. Fuerzas de Anclaje (AF)

Las fuerzas de anclaje pueden dictar el uso de canales horizontales o refuerzos horizontales y también verticales anclados inclinadamente. Esto no debe ocurrir con demasiada frecuencia

desde tuberías principales como también a barras de grandes líneas de conducción, se permitirá sólo unos pocos refuerzos inclinados en un sistema de tuberías. La localización de los anclajes y las guías de fuerzas se obtendrá a partir del análisis de deformación y dibujos isométricos de las tuberías.

Las vigas, soportes, columnas, marcos de anclaje arriostrados, y la cimentación de los *Pipe Racks* deberán ser diseñados para resistir las cargas reales de anclaje de las tuberías y guías. Para el diseño local de vigas se consideran sólo la brida superior que actúa en flexión horizontal a menos que el tubo de anclaje involucre ambos patines de la viga. El anclaje y las fuerzas de la tubería se obtendrán del análisis de esfuerzos de la tubería realizado en computadora.

El ancla y carga guía (excepto su componente de fricción) se combinan con el viento o cargas sísmicas.

c. Fuerzas por Temperatura (TF)

Se debe considerar en el diseño la fuerza térmica causada por la expansión y contracción de la estructura, esto se hará con el chequeo del acero estructural marcado por el cambio de temperatura. El cálculo de temperatura deberá ser definido como la diferencia entre el valor máximo y mínimo de temperatura registrado en un día promedio, la temperatura del acero estructural para efectos del calentamiento por sol se puede estimar en alrededor de 20 ° C.

4.1.1.5. Cargas de Viento (W)

Para el cálculo de las cargas de viento se realizara mediante el código que se ha determinado en el presente tema de tesis como el apropiado para el Ecuador, en este caso el ASCE 7-05, es el código que ayudara a determinar las cargas de viento para el análisis y futuro cálculo estructural

Se seguirán todas las recomendaciones y los procedimientos que el código mencione para la buena determinación tanto del medio que rodea a la estructura como las características propias de la misma que ayuden a determinar los valores y coeficientes adecuados para así lograr una carga de viento que se ajuste a las necesidades del Ecuador.

4.1.1.6. Carga Sísmica (E)

Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la estructura (amortiguamiento masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas. Son cargas dinámicas que también pueden ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes. Los edificios pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático, pero también se puede utilizar un análisis modal o dinámico. Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura. La carga sísmica se calculará y aplicará de acuerdo con la norma del CEC. 2001. Las cargas por sismo en el CEC. 2001 son cargas sísmicas estado límite y esto debe tenerse en cuenta cuando se utilicen el método de esfuerzos permisible y la aplicación de factores de carga de otros códigos, etc. Se utilizará también, para el diseño sísmico la Orientación de Evaluación Sísmica de Diseño de Instalaciones Petroquímicas del ASCE. Los factores R_w de las Tablas 4.4 de las Directrices sísmicas del ASCE se pueden convertir a los factores R para su uso con ASCE 7 para lo que se dividirá por 1,4. Para Pipe Rack de acero, Pórtico Resistente a Momentos Ordinarios, el valor de R_w es 6. Por lo tanto, el factor de modificación de respuestas que se utilizará en ASCE 7 es de 6 dividido por 1,4 es igual a $R = 4,29$. En zonas sísmicas, la aceleración máxima efectiva,

velocidad máxima efectiva y el coeficiente de sitio del suelo se determinará de conformidad con SAES-A-112 "Datos de Diseño Meteorológicas y Sísmicas". Todas las estructuras en el área de la planta se considerarán instalaciones esenciales. El Factor de Importancia I será Categoría IV.

4.1.2. Combinaciones de Carga

Las siguientes combinaciones de carga son para uso en conjunción con el método de esfuerzo admisible de diseño. Las combinaciones que se muestran son las más comunes, pero no pueden cubrir todas las posibles. Cualquier combinación de carga creíble que podría producir la tensión máxima o influir en la estabilidad, debe ser considerada en los cálculos. Las siguientes combinaciones de carga son las que se tendrán en cuenta para la superestructura y el diseño de la cimentación de Pipe Racks.

Combinación de Carga 1 (Cargas Gravitatorias en Máxima Operación)

$$D + P_L + FF + AF \quad (4.9)$$

Combinación de Carga 2 (Mínima Carga Muerta y Viento)

$$0.75 * (0.9D + W) \quad (4.10)$$

Combinación de Carga 3 (Carga Muerta y Viento)

$$0.75 * (D + W) \quad (4.11)$$

Combinación de Carga 4 (Carga Muerta y Máximo Viento)

$$0.9D \pm 1.3W \quad (4.12)$$

Según el ASCE 7-05, las fuerzas de viento y las fuerzas de sismo no se deben considerar simultáneamente.

Al finalizar la evaluación el ingeniero debe usar su criterio para determinar la combinación de carga óptima para su diseño.

4.2. Estudio de una Tea o Chimenea

Se definen como chimeneas a los conductos construidos para dar salida a la atmósfera libre a gases resultantes de una combustión o de una reacción química (“gases de cola”), para su dispersión en el medio ambiente.

4.2.1. Consideraciones Generales

El propósito de las chimeneas es expulsar los gases producto de la refinación primaria del petróleo. En la definición de una chimenea intervienen fundamentalmente, los siguientes elementos:

- Sección interior, o de paso de gases.
- Altura para dispersión de gases en la atmósfera libre.
- Altura Para la obtención de una depresión mínima determinada en su base.
- Tipo de material estructural (o externo).
- Tipo de material de revestimiento interior.
- Resistencia a la temperatura y ataque físico-químico de los gases.

Para determinar las características de una chimenea es imprescindible conocer el tipo de fluido que se espera que circule por ella. Normalmente se trata de humos producto de la combustión de combustibles fósiles (carbón, derivados líquidos o gaseosos del petróleo), madera, etc., en aire ambiente. Sin embargo, aun en estos casos, hay que tener en cuenta la posible “contaminación” de estos humos con sustancias desprendidas de los procesos en los que intervienen, una ilustración se da en los hornos de reverbero. En el caso frecuente de combustibles líquidos (fuel-

oil, gasoil, etc.) o gaseosos (hidrocarburos gaseosos o “gas natural”), estos gases se componen de:

- N_2 : procedente del aire comburente.
- CO_2 y H_2O (vapor): procedentes de la combustión de los combustibles orgánicos, junto con pequeñas cantidades provenientes de la propia composición del aire comburente.
- O_2 : procedente del aire comburente, en exceso respecto al necesario para una combustión estequiométrica.
- NO_x : si la temperatura alcanzada por la llama supera los $1.300^\circ C$ en alguna zona, la combinación del nitrógeno del aire (o de los compuestos nitrogenados presentes en el combustible) con el oxígeno se efectúa a velocidades apreciables, contaminando el aire con óxidos de nitrógeno en proporciones suficientes como para sobrepasar las normativas de ciertos países.
- SO_x : algunos combustibles, especialmente los líquidos, contienen azufre en proporciones que pueden variar entre menos de un 1% (combustibles B.T.S.) hasta algo más de un 5% (fueles pesados) que combinado con el oxígeno del aire, da lugar a diferentes compuestos de azufre, todos ellos considerados como contaminantes por las administraciones de diferentes países.
- CO : resultado de una combustión incompleta
- Radicales libres, partículas sólidas (fundamentalmente de carbono) y otras, procedentes de impurezas en el combustible (metales pesados, por ejemplo), aunque todos ellos en muy pequeñas proporciones. Las propiedades de los humos se asemejan a las del aire ambiente (con un 50% de humedad relativa). Normalmente, la combustión se realiza en

ambientes con exceso de aire comburente respecto de la proporción estequiométrica, llegándose a duplicar o triplicar esta proporción.

La velocidad mínima de evacuación de los humos por la coronación de la chimenea suele venir fijada por la normativa correspondiente de la Administración Pública del lugar. A modo de orientación, puede decirse que las velocidades medias deberían oscilar entre un mínimo de 5 m/s y los 15 m/s. a continuación se presenta una recomendación de velocidades de salida de los gases dependiendo de la altura de la chimenea:

Tabla 4. 6: Velocidades de salida de los gases de una chimenea

Altura(m)	Velocidad(m/s)
Hasta 20	6
20 – 45	9
Mayor de 45	12

Además de dispersar los humos en la atmósfera, corrientemente las chimeneas tienen por objeto, la creación de una depresión en su base, o aspiración, que permite la circulación de estos humos desde su origen (hogar, horno, caldera, etc.) hasta su salida a la atmósfera libre, a unas velocidades determinadas. Esto exige la creación, dentro del circuito completo, de un diferencial de presiones que compense tanto las pérdidas de carga de los humos dentro de los aparatos en los que se generan (ΔP_1), como en la propia chimenea (ΔP_2), y proporcionarles la energía cinética para su salida por la coronación de la chimenea a la velocidad V ($\Delta P_c = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2$).

El valor de ΔP_1 vendrá determinado por el tipo de instalación de que se trate. La pérdida de carga ΔP_2 en la chimenea puede expresarse como un factor de la energía cinética de los humos y de su altura relativa H/D:

$$\Delta P_2 = \frac{1}{2} * f * \rho V^2 \frac{H}{D} \quad (4.13)$$

Siendo

f el factor adimensional de Fanning, que a su vez es una función del número de Reynolds correspondiente a la circulación de esos humos.

A esta presión hay que añadir el valor de la presión dinámica en la coronación de la chimenea:

$$\Delta P_c = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \quad (4.14)$$

El valor total de la depresión necesaria puede expresarse como:

$$\Delta P = \frac{1}{2} * \rho * V^2 * \left(1 + f * \frac{H}{D}\right) + \Delta P_1 \quad (4.15)$$

Esta depresión puede obtenerse al pie de la chimenea por diferentes procedimientos, de entre los cuales cabe destacar:

Tiro natural

Para ello se aprovecha el efecto de empuje de Arquímedes que sufren los gases calientes rodeados por otros fríos. La chimenea contiene una columna de humos calientes, rodeada de aire a una temperatura ambiente, inferior. El empuje o tiro, se calcula por la diferencia del peso de ambas columnas, de altura igual a la de la chimenea. La forma más sencilla de estimar esta

diferencia consiste en considerar las dos columnas como de aire a temperaturas distintas pero uniformes:

Para la columna caliente, la temperatura será la de entrada de los humos en la chimenea, menos una cantidad por pérdidas, que puede estimarse en $\sim 0,08$ °C/m.

Para el aire ambiente, la de éste a nivel del suelo:

$$\Delta P \approx \rho_0 * H * 273 * \left(\frac{1}{273 + T_a} - \frac{1}{273 + T_H} \right) \cdot \frac{P}{P_0} \text{ mm c. a.} \quad (4.16)$$

ρ_0 = Densidad de los gases a 0°C y 1 atm, Kg/m³ ($\approx 1,3$)

H = Altura de la chimenea [m]

T_a = Temperatura ambiente [°C]

T_H = Temperatura de los humos en la base, menos $0,08 \cdot H$, °C

P = Presión atmosférica en la base de la chimenea

P₀ = Presión atmosférica a la altura del mar (~ 10.331 mm c.a.) que puede quedar así:

De acuerdo con la composición y temperaturas de los humos, el interior de la chimenea deberá revestirse con materiales adecuados, y sujetos convenientemente al material estructural que lo sostendrá.

Estos materiales suelen ser de naturaleza refractaria, silicoaluminosos o similares. Comúnmente los humos, por debajo de cierta temperatura y en el ambiente oxidante y húmedo propio del exceso de comburente, toman un carácter ácido (formación de ácidos sulfurosos, nitrosos, etc.) que pueden atacar el interior de la chimenea.

Hasta mediados del siglo XX, la mayor parte este tipo de estructuras se construían de ladrillo, conservándose hoy en día algunas chimeneas de ladrillo, verdaderas obras maestras de arquitectura industrial del pasado. Posteriormente, se utilizaron bloques prefabricados de hormigón, huecos, que se iban rellenando de hormigón y de las varillas correspondientes de acero para armar el conjunto a medida que se iba subiendo en altura. Por último, las técnicas actuales utilizan los encofrados deslizantes para la construcción de chimeneas (y silos) de hormigón armado.

Existen varios métodos para la construcción de chimeneas, el ACI 307-98 hace referencia al hormigón armado en sitio, es decir que se realiza el armado del refuerzo y a continuación la colocación del hormigón.

Para su construcción los componentes del hormigón se rigen al código ACI 318, y su resistencia deberá ser evaluada en los testigos de hormigón (cilindros) a los 28 días realizando ensayos de compresión para verificar que la resistencia considerada en el diseño es la correcta para evitar que la estructura colapse. Para evitar el fisuramiento del hormigón se debe curar siguiendo las recomendaciones del ASTM C 309 inmediatamente se retire el encofrado, según las especificaciones antes mencionadas indican que no se aceptan juntas verticales, las juntas horizontales se deben mantener a una distancia constante a lo largo de la chimenea, la colocación del hormigón también es importante para evitar problemas en la resistencia del mismo, es decir la altura a la cual debe colocarse el hormigón debe ser menor a 40 cm.

El encofrado de las chimeneas según el ACI 307-98 menciona que debe ser de acero, madera, u otro material que se encuentre en el sitio de construcción, las cuales deben asegurar la estabilidad

de la estructura mientras esta se encuentra en construcción, y deben ser retiradas una vez que la resistencia del hormigón alcance el valor establecido en el diseño.

El revestimiento de la chimenea puede ser con láminas de acero resistentes a la corrosión, las cuales pueden soportar temperaturas entre 95°C y 1100°C.

El acero de refuerzo que se calculará deberá ser colocado en la cara exterior y asegurado por acero de refuerzo vertical, el cual debe ubicarse en intervalos no mayores a 60 cm, es importante que el ingeniero residente de obra se asegure que la ubicación del refuerzo esté en a posición correcta, ya que una varilla desplazada puede generar problemas en la resistencia de la estructura.

Como se indicó anteriormente existen varios métodos para la construcción de este tipo de estructuras, a continuación se detalla dos tipos de construcción comunes:

- Placas sin juntas verticales
- Placas con juntas verticales

Las chimeneas que consideran a los elementos estructurales como placas sin juntas verticales basan su explicación al asumir que los anillos de hormigón armado que se encuentran entre juntas horizontales consecutivas se comportan como uno solo, para ello el espesor de la placa generalmente está entre 115 mm y 250 mm, además el diámetro exterior y el espesor de las placas son usualmente uniformes a lo largo de la altura de la chimenea.

El refuerzo vertical es colocado en los lugares especificados por el diseñador, es importante que la longitud del acero de refuerzo sea la misma en toda la chimenea, el traslape entre varillas se

puede realizar generando una rosca que y hacer coincidir con la otra varilla de refuerzo, no es recomendable soldar, ni considerar una longitud de traslape.

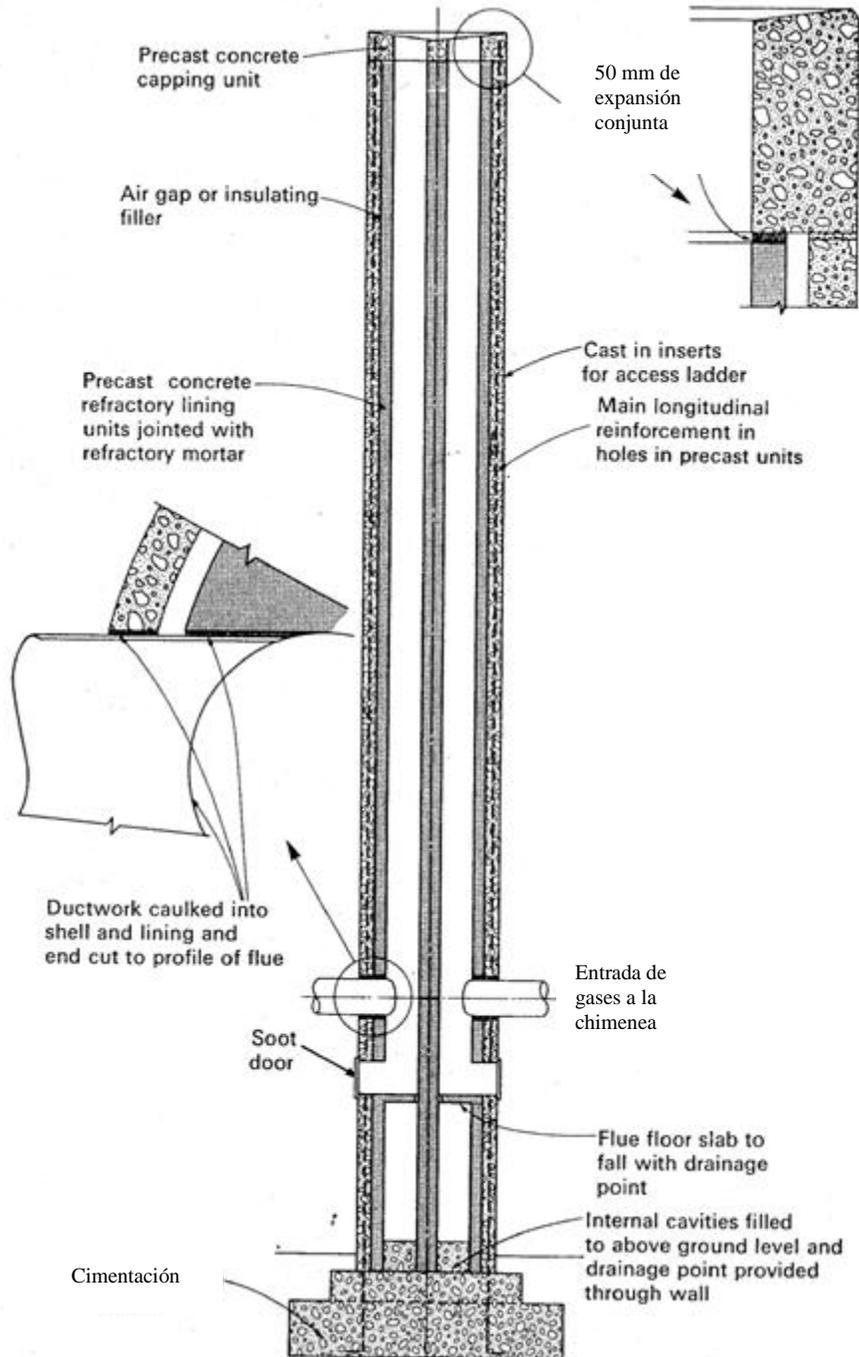


Gráfico 4. 4: Detalle de chimeneas sin considerar juntas de construcción

Las chimeneas que consideran juntas de construcción están compuestas por anillos de hormigón separados, generando dovelas y unidas entre sí.

El espesor de las placas que usan este método constructivo es de 150 mm, el acero de refuerzo se coloca en huecos pre establecidos por el diseñador, el mismo que es acoplado mediante traslapes, pero esto se produce cuando se usan varillas de diámetros pequeños.

Las juntas que se producen entre las dovelas deben ser selladas con materiales apropiados que aseguren la resistencia y durabilidad de la estructura. La altura a la que se debe vaciar el hormigón es la misma que para chimeneas sin juntas de construcción.

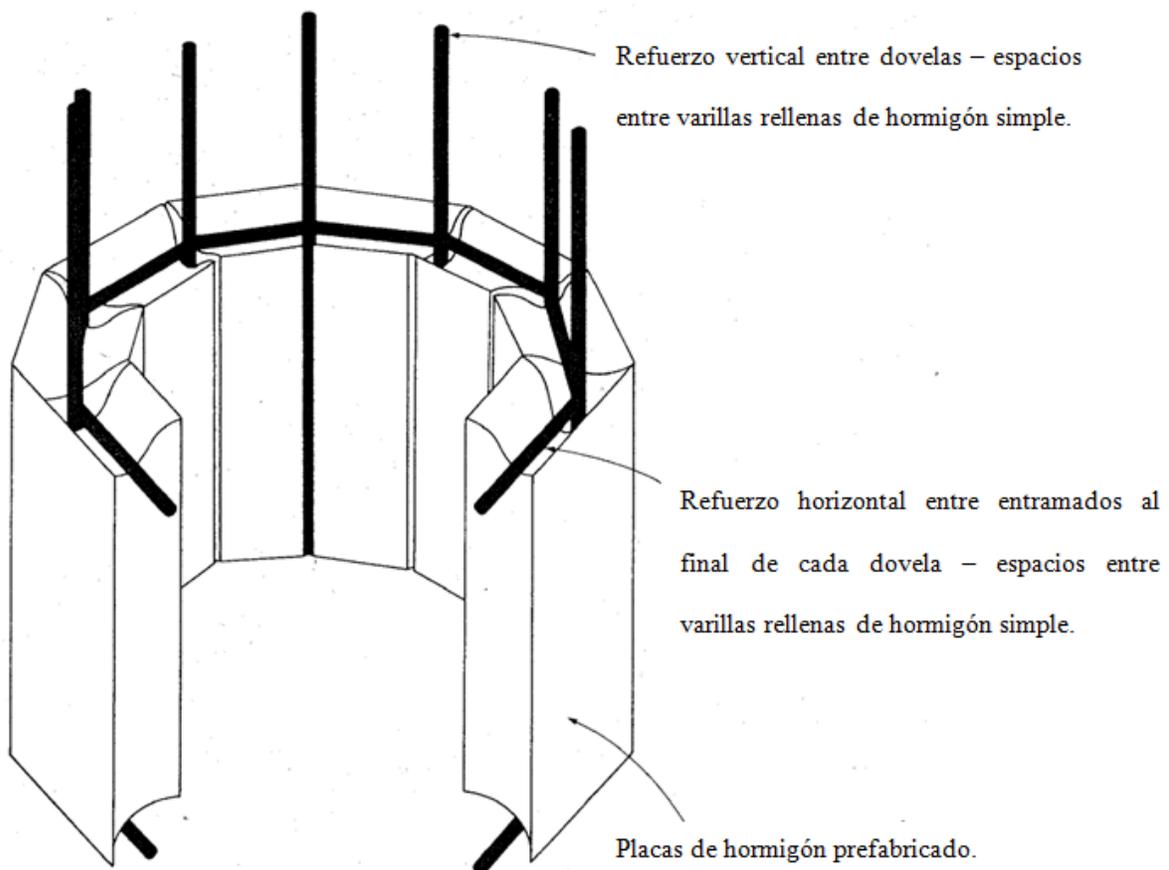


Gráfico 4. 5: Detalle de chimeneas que considera juntas de construcción

El control de calidad para este tipo de estructuras se realiza a cada una comprobándola generalmente con ensayos no destructivos que aseguren la resistencia del hormigón, para minimizar la creación de fisuras en el hormigón es necesario que el mismo sea curado correctamente, no es necesario usar acelerantes o aditivos que ayuden a la resistencia del hormigón.

La chimenea que se desea diseñar tiene una altura de 118.50 m de altura, el diámetro interno es de 17.50m.

El espesor de las paredes es variable, en la parte superior existe un espesor de 25 cm y en la parte superior tiene un espesor de 60 cm, como se muestra en la figura:

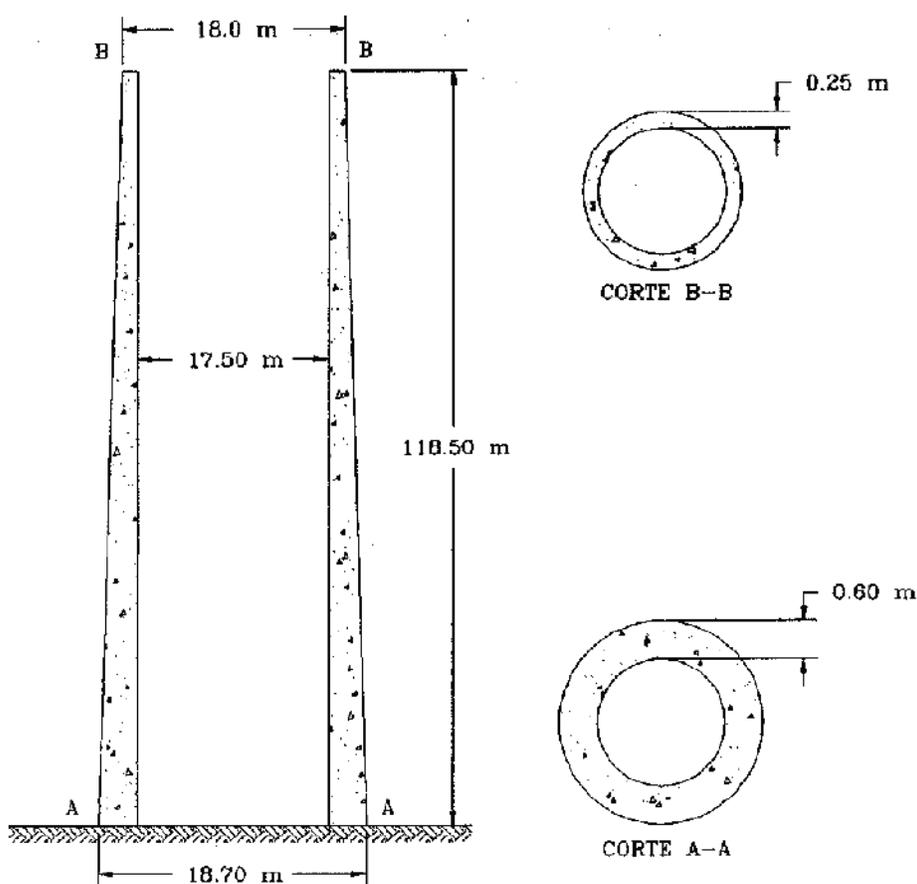


Gráfico 4. 6: Esquema de la chimenea que se diseñará

Esta chimenea es usada para eliminar los gases que se producen en la producción petrolera, previamente se han determinado tanto la altura como el diámetro necesarios para una correcta evacuación de dichos gases.

Para proteger la estructura también se considera una plancha de acero de 4 mm de espesor, como revestimiento interno que puede soportar una temperatura máxima de 500°C

4.2.2. Cargas a Considerar en la chimenea o Tea

Para el diseño de la chimenea es necesario considerar cargas principales primordiales que puedan asegurar la futura construcción de dicho elemento estructural. Para ello se han considerado las siguientes cargas:

D → Carga Muerta

L → Carga Viva

TL → Carga Térmica

W → Carga de Viento

E → Carga Sísmica

O → Otras Cargas

Para seleccionar las cargas en la superestructura se debe seguir las definiciones de carga que se explicaron para un Pipe Rack, donde se detalla con detenimiento la naturaleza de las cargas que se han considerado.

Las cargas que se consideran tienen la misma naturaleza y el mismo concepto de las estructuras de acero, pero este tipo de estructuras son de hormigón armado, por lo tanto se basa en el CEC2001 (Código Ecuatoriano de la Construcción), y el ACI 318 (American Concrete Institute). Para considerar las cargas y la manera de aplicar a este tipo de estructuras se basa en el código ACI 307-98, este código es una guía para chimeneas de hormigón armado.

4.2.3. Combinaciones de Carga para una Tea o Chimenea

Las combinaciones de carga se basan de acuerdo a lo especificado por el ACI 318, el cual, a su vez es parte del código Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures redactada por el ASCE 7-05, gracias al estudio de estos dos códigos el ACI 307-98, en su norma para chimeneas de hormigón armado sugiere las siguientes combinaciones de carga:

Combinación de Carga 1 (Cargas Gravitatorias en Máxima Operación)

$$D \quad (4.17)$$

Combinación de Carga 2 (Mínima Carga Muerta, Temperatura y Viento)

$$1.1D + 1.4T + 1.3W \quad (4.18)$$

Combinación de Carga 3 (Carga Muerta y Viento)

$$0.9D + 1.4T + 1.3W \quad (4.19)$$

Según el ASCE 7-05, las fuerzas de viento y las fuerzas de sismo no se deben considerar simultáneamente, por esta razón solo se ha considerado viento.

Al finalizar la evaluación el ingeniero debe usar su criterio para determinar la combinación de carga óptima para su diseño.

4.3. Estudio de Soportes en Instalaciones Petroleras

Los soportes de una tubería petrolera, son estructuras que resisten y dan seguridad estructural al sistema de tuberías que se encarga de transportar el petróleo mediante un sistema de tuberías de alta resistencia desde el lugar de extracción de petróleo hacia un sector donde se pueda realizar la refinación del mismo.

La selección y el diseño de soportes para tuberías es una parte importante en el estudio ingenieril de cualquier instalación de procesos industriales. Los problemas para diseñar tuberías para altas presiones y temperaturas, tienden a ser críticos en un punto donde es imperativo qué aspectos de diseño, tales como el efecto de cargas en soportes concentradas en estructuras, cargas sobre equipos conectados debido al peso de la tubería y tolerancias de los soportes respecto a tuberías y estructuras; sean tomados en consideración en las primeras etapas de un proyecto.

4.3.1. Consideraciones Generales de los soportes de Tuberías Petroleras

A continuación se discutirán varios pasos involucrados en el diseño de soportes.

a. Recopilación de Información Básica

El primer paso involucrado en el diseño de soportes es determinar y obtener la cantidad necesaria de información básica antes de proceder a los cálculos y detalles de los soportes. Es recomendable recopilar la siguiente información:

- Especificación del soporte, cuando sea disponible.
- Un señalamiento completo de dibujos de tuberías.
- Un señalamiento completo de estructuras.

- Una especificación apropiada de tuberías y datos que incluyan: tamaño de la tubería, composición, espesor de pared, temperaturas y presiones de operación.
- Una copia de la especificación del aislante con su densidad.
- Válvulas y accesorios especiales, indicando sus características (peso, dimensiones, etc.).
- Deflexiones de todas las conexiones de succión de equipos críticos como fondos de caldera, tambores de vapor, conexiones de tuberías, etc.

b. Guías generales sobre ubicación de soportes

La ubicación apropiada de soportes colgantes o soportes fijos involucra consideraciones de la propia tubería, de la estructura a la cual se transmite la carga y de las limitaciones de espacio.

Los puntos preferidos de fijación de la tubería son:

- Sobre tubería propiamente y no sobre componentes tales como: válvulas, accesorios o juntas de expansión. Bajo cargas concentradas (puntuales), las bridas y juntas roscadas pueden gotear y los cuerpos de válvulas pueden deformarse produciendo goteo, trabazón del vástago o goteo a través del asiento.
- Sobre tramos rectos de tuberías en lugar de sobre codos de radios agudos, juntas angulares o conexiones de ramales prefabricados, puesto que en estos sitios se encuentra la tubería ya sometida a esfuerzos altamente localizados, a los cuales se agregarían los efectos locales de la fijación.
- Sobre tramos de tuberías que no requieran remoción frecuente para limpieza o mantenimiento.
- Tan cerca como sea posible de concentraciones grandes de carga, tales como: tramos verticales, ramales de tubería, válvulas motorizadas o bien válvulas pesadas y recipientes menores, tales como separadores, colabores.

c. Espaciamientos de soportes

La localización de los soportes depende del tamaño de la tubería, configuración de la misma, localización de las válvulas y accesorios y de la estructura disponible para el soporte de tuberías.

En un tendido de tubería horizontal, sencillo, en campo abierto, el espaciamiento de soportes depende únicamente de la resistencia del tubo. Dentro de los límites de una unidad de proceso, por otra parte, el espaciamiento de soportes está determinado mayormente por el espaciamiento de columnas convenientemente ubicadas.

Comúnmente el espaciamiento o tramo entre pórticos de un puente de tubería se determinará con base en la tubería más débil. Las líneas de diámetro pequeños pueden apuntalarse a lo largo de extensas luces proveyéndolas de soportes intermedios, sujetos a las tuberías adyacentes más grandes; un grupo de tales líneas pueden también atarse juntas, de manera tal que aumente la inercia combinada.

El máximo espacio sugerido entre soportes, esta dado mediante la siguiente tabla:

Tabla 4. 7: Máximo espaciamiento entre soportes

Ø Exterior	Pulg	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4
		Mm	25,4	38,1	50,8	63,5	76,5	88,9
Espacio	Pies	7	9	10	11	12	13	14
	Mts.	2,134	2,743	3,048	3,353	3,658	3,962	4,267
Ø Exterior	Pulg.	5	6	8	10	12	14	16
	Mm	127	152,4	203,2	254	304,8	355,6	406,4
Espacio	Pies	16	17	19	22	23	25	27
	Mts.	4,877	5,182	5,791	6,706	7,01	7,62	8,23

Este espaciado se basa sobre un esfuerzo de torsión y cortante combinado de 1500 Psi (10.34 MPa), cuando la tubería está llena de agua y se permite una deflexión entre soportes de 1/10” (2.54 mm). Estos no se aplican cuando existen pesos concentrados tales como presencia de válvulas y otros accesorios pesados o cuando ocurran cambios de dirección en el sistema de tuberías.

El diseño en acero estructural se hará de conformidad con lo referido en el código AISC y sus especificaciones. El método plástico de diseño no se menciona en el manual AISC para el diseño con acero. Para el diseño de soportes normalmente se utilizará acero A-36 o ASTM A992/A992M (Abu-Adas, 2002: 6)

Las conexiones pueden ser empernadas o soldadas. Las conexiones al piso en lo posible deberán estar empernadas, estas pueden estar soldadas al piso cuando las condiciones son tales que una conexión empernada, no es adecuada.

Para las conexiones empernadas de miembros primarios se utilizan pernos de alta resistencia conforme a la norma ASTM A-325-N, y en una conexión de tipo rodamiento que incluye un plano de corte.

d. Tipo de Soporte a Diseñar

Los soportes rígidos son normalmente usados en puntos donde no ocurren movimientos verticales de la tubería. Las consideraciones de diseño para un soporte rígido son: la temperatura de la tubería para seleccionar el material de la abrazadera y la carga para seleccionar los componentes adecuados para el peso de la tubería implicada.

El material de la abrazadera de la tubería es usualmente acero al carbono para temperaturas de hasta 750°F (398.89°C), acero aleado para temperaturas superiores a 750°F (398.89°C) o hierro forjado para temperaturas de hasta 450°F (232.22°C).

Para sistemas de tuberías de baja temperatura de operación, donde la expansión vertical no es considerada, los componentes de ensamblaje del soporte son seleccionados y diseñados sobre el cálculo básico de resistencia de materiales o cargas aproximadas.

En algunas instancias, el soporte rígido además de ser usado como soporte del peso de la tubería, es también adecuado como una restricción del movimiento vertical de la tubería. En estos casos el ingeniero debe ejecutar con sumo cuidado la localización de los soportes rígidos y la carga de diseño que se use para seleccionar los componentes adecuados.

La instalación indiscriminada de un artefacto restrictor sobre un sistema de tubería, podría alterar los esfuerzos y reacciones en la tubería de manera severa, cambiando el diseño del sistema a uno en el cual se exceden los límites de un buen diseño. Es por ello que se deben revisar los valores generados por la instalación de estos soportes durante el cálculo de los esfuerzos y reacciones, para que no sobrepasen los permisibles recomendados por los códigos ANSI/ASME para el diseño de tuberías.

4.3.2. Cargas a Considerar en Soportes de Tuberías Petroleras

En el diseño de soportes, abrazaderas y anclajes, debe considerarse los siguientes puntos importantes:

- Los soportes deben diseñarse para sostener la tubería, sin causar excesivos esfuerzos locales y sin imponer grandes fuerzas de fricción axiales o laterales que puedan impedir el libre desplazamiento deseado del ducto según las condiciones de diseño.

- Pueden ocasionalmente requerirse abrazaderas y/o dispositivos de amortiguamiento para evitar la vibración de la tubería.

Las expansiones térmicas de tubería en instalaciones modernas con altas presiones y temperaturas de operación, hacen necesario para el diseñador, especificar soportes flexibles, para lo cual se requiere un cálculo preciso para determinar la carga a considerar para el soporte.

Un sistema de suspensión bien balanceado dará como resultado valores aproximadamente iguales de las cargas en los colgadores y soportes, siempre y cuando toda la tubería sea del mismo tamaño y, no haya cargas altamente concentradas ubicadas cerca de un soporte o colgador. Donde haya cargas concentradas dentro del sistema, las cargas en los soportes y colgadores adyacentes serán correspondientemente mayores.

Las siguientes cargas deben ser consideradas en los cálculos de diseño para soportes:

- Peso de la tubería y el aislamiento, sólo donde sea especificado.
- Peso de los fluidos contenidos en la línea, basado en agua o el fluido contenido; el que sea mayor. Cuando las líneas no son probadas hidrostáticamente, el peso del contenido de la línea puede ser basado sólo en los fluidos contenidos.
- Las cargas laterales ocasionadas por el movimiento de la línea o soportes.

De esta manera se ha escogido las siguientes cargas:

Cargas Vivas. (L) Incluyen el peso del fluido transportado y cualquier otro material externo tal como hielo o nieve que se encuentre adherido al ducto.

Cargas Muertas. (D) Incluyen el peso propio del tubo, componentes o accesorios, recubrimientos y relleno de la zanja.

Cargas Dinámicas. Incluyen: sismo, viento, oleaje, corriente, impacto, etc.

Para nuestro caso las cargas dinámicas a considerar son solo viento y sismo.

4.3.3. Combinación de Cargas para Soportes de Tuberías Petroleras

Basándose en el ASCE 7-05, se ha escogido las combinaciones de carga, de acuerdo a este código y el criterio del ingeniero se escogerán las combinaciones de carga adecuadas y aquella que domine el diseño, es así que se ha escogido las siguientes combinaciones de carga:

Combinación de Carga 1

$$D + H + F + L + T \quad (4.20)$$

Combinación de Carga 2

$$D + H + F + 0.75W + 0.75L + R \quad (4.21)$$

Combinación de Carga 3

$$0.9D \pm 1.3W \quad (4.22)$$

Combinación de Carga 4

$$0.75 * (0.9D + W) \quad (4.23)$$

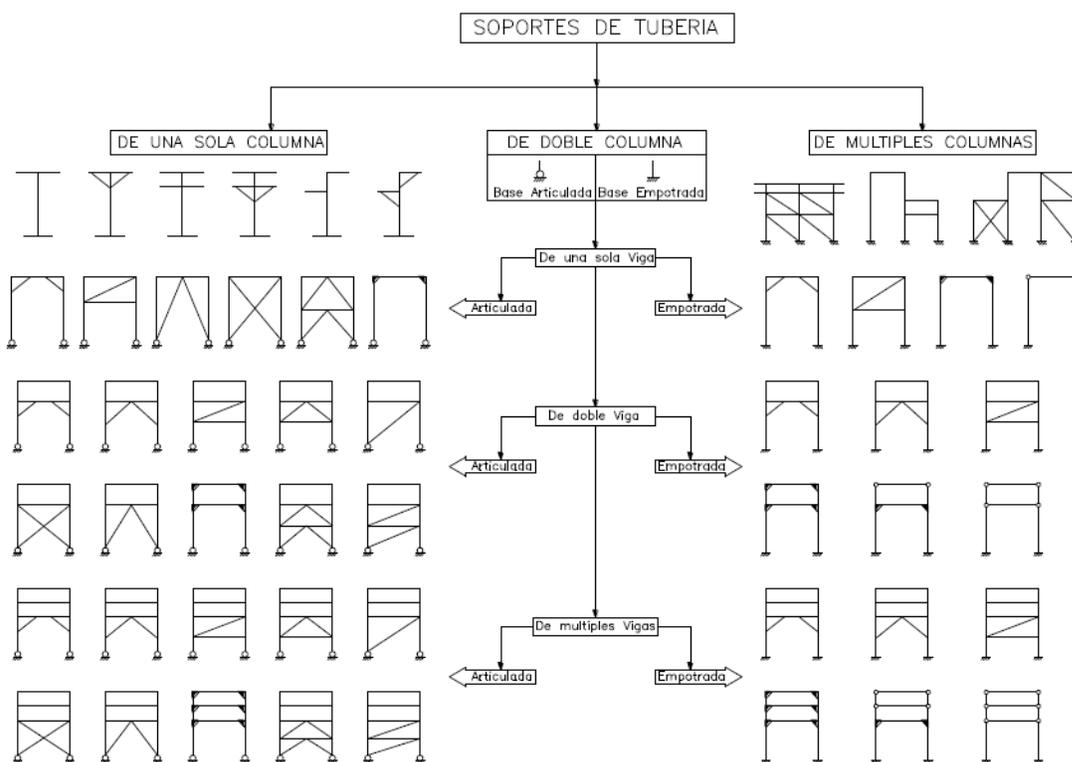
CAPITULO V

5. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL RESISTENTE AL VIENTO DE ESTRUCTURAS PETROLERAS.

5.1. Análisis y Diseño Estructural de un Pipe Rack Resistente al Viento

Los principales componentes estructurales de un Pipe Rack son las vigas transversales, columnas, puntales longitudinales, verticales y refuerzos. Los criterios de diseño aplicables a cada uno de estos componentes se presentan a continuación. En general, el sistema de apoyo de tuberías está diseñado como una estructura rígida con inclinaciones fijas o sujetas a sus bases en el sentido transversal y como marcos arriostrados en la dirección longitudinal. A continuación se presentan algunos de los soportes de tubería más utilizados.

Tabla 5. 1: Soportes de tuberías



Los componentes estructurales del Pipe Rack deben ser capaces de resistir las cargas axiales, cortantes, momentos, y la torsión producida por las combinaciones de carga. Generalmente se utiliza un análisis elástico para determinar los momentos y fuerzas en los miembros del Pipe Rack.

Para el diseño de Pipe Rack, se tomará en cuenta siempre la expansión de acero estructural y se adoptarán las disposiciones para la expansión térmica del acero, con el chequeo respectivo por el cambio de temperatura. Conexiones ranuradas (conexión de deslizamiento) se facilitará en cada segmento del Pipe Rack entre los refuerzos verticales para permitir la expansión térmica de acero estructural.

5.1.1. Elementos Estructurales que Conforman un Pipe Rack

a. Vigas Transversales

Una viga transversal es una barra sujeta a cargas normales a su eje, aunque este nombre se asigna comúnmente sólo cuando la barra es horizontal. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante. La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales, ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección está definida por una magnitud de las resultantes de los esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse y del brazo de palanca de dichas fuerzas. Para aumentar la eficiencia de una sección conviene concentrar más área cerca de los extremos. En acero las secciones I son ideales para esta función; en el concreto reforzado la sección T proporciona una mayor área de concreto en la parte superior para equilibrar en compresión la fuerza de tensión que puede desarrollar el acero en la parte inferior de la sección.

Se debe tomar en cuenta que al calcular la tensión admisible de flexión, F_b , la longitud libre se considerará el espacio de la viga entre los apoyos y el factor dado por el AISC C_b se utilizará para dar cuenta de la fijeza final. Un valor de 1,0 de C_b es una suposición muy conservadora y segura. En ningún caso se asumirá la del apoyo lateral de la tubería en el cómputo de F_b .

Como recomendación general, el espesor de los miembros horizontales no debe ser inferior a $1/24$ del tramo. Si las cargas laterales de la brida superior son significativas, la viga transversal será investigada por flexión y por torsión alrededor del eje $y-y$. Esto puede ser estimado por medio de $M_y \times 2 / S_y$.

b. Columnas

En Pipe Racks arriostrados, las columnas normalmente estarán diseñadas y fijadas con pernos a las bases en función de los requisitos de desplazamiento lateral.

En Pipe Racks no arriostrados, las bases de las columnas se considerarán empernadas en la dirección transversal y fijada en la dirección longitudinal. El eje principal de las columnas que normalmente debe ser perpendicular a la dirección longitudinal del Pipe Rack.

Los soportes "T" de bases de las columnas se consideran fijas tanto en sentido transversal como longitudinal. El eje principal de las columnas puede convertirse en cualquier dirección. Las placas base de la columna para *Pipe Racks* principales y soportes "T" se sujetarán a los cimientos de concreto con placas base de al menos cuatro pernos.

c. Puntales Longitudinales

En las zonas donde hay cargas por gravedad debe proveerse puntales, los puntales deberán estar diseñados para las cargas axiales producidas por las tuberías longitudinales más los momentos y, cortantes por cargas de gravedad. Estos soportes deben estar diseñados para resistir la carga real,

pero nunca menos del 50% de la carga de gravedad de la viga transversal que soporta la tubería. Este requisito de carga se considera para las tuberías comunes y los conductos eléctricos que son "desarrollados fuera " del Pipe Rack. Las cargas concentradas de tubos grandes, se incluirá también en el diseño.

d. Refuerzo Vertical

Cuando un modelo no es estable, para convertirlo en una estructura estable se puede recurrir a elementos específicos llamados refuerzos, que ante cambios de la configuración teórica de la estructura generan fuerzas que tienden a restituirla. Una estructura está adecuadamente arriostrada cuando cualquier cambio arbitrario de su configuración implica la deformación de elementos que generan fuerzas suficientes como para restituir la configuración original.

Tomando como referencia los sistemas Pipe Rack arriostrados, los tramos de esta estructura deben espaciarse a 140 pies (42,5 metros) como máximo. El refuerzo longitudinal deberá preverse aproximadamente cada cuatro vanos. El refuerzo por compresión para los sistemas Pipe Rack de acero normalmente se diseña con formas estructurales tipo "T" de ala ancha. Para refuerzos de tensión, se utiliza ángulos simples, aunque también pueden ser utilizados ángulos dobles o "T" estructurales.

5.1.2. Consideraciones Generales para el Análisis Estructural de un Pipe Rack Resistente al Viento

Para el análisis estructural de un Pipe Rack, basándose en el tipo de cargas, se supone que la carga muerta y carga de viento son las que podrían dominar la combinación de cargas. Por lo tanto, se ha escogido realizar un análisis estático lineal; procediendo bajo el método de fuerzas.

La razón por la que se escogió éste método de análisis, se debe a que las cargas que se han considerado son cargas estáticas y estas se aplican de forma relativamente lenta a una estructura y permanecen constantes durante un período de tiempo relativamente largo.

El método lineal es el basado en un comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar.

Se funda en la hipótesis de que la deformación del material en carga es lineal, sea cual sea la tensión; así, se supone que la deformación es proporcional a la tensión, o sea, que el material obedece la ley de Hooke con todas las cargas. Evidentemente deben considerarse las propiedades verdaderas del material, especialmente la tensión de fluencia, y posiblemente la resistencia, cuando se estudia si las fuerzas internas exceden o no de la resistencia de las secciones y las barras.

En estructuras hiperestáticas las fuerzas de las barras deben cumplir las condiciones de equilibrio y producir deformaciones compatibles con la continuidad elástica de la estructura y con las condiciones de apoyo. Las ecuaciones de equilibrio no bastan para hallar fuerzas desconocidas y necesitan el suplemento de relaciones geométricas simples entre las deformaciones de la estructura. Estas relaciones se denominan condiciones de compatibilidad porque aseguran que sean compatibles las deformaciones geométricas de la estructura deformada.

Las tensiones resultantes y los componentes de la reacción se pueden hallar mediante el método de flexibilidad, en el que se liberan fuerzas para que la estructura sea estáticamente determinada; las incógnitas son las fuerzas. Estas se hallan asumiendo que la estructura liberada experimenta deformaciones irregulares que se corrigen aplicando las fuerzas adicionales que convengan.

La solución en el método de fuerzas es un método elástico que consiste en hallar las fuerzas necesarias para restaurar la regularidad de la geometría; el análisis consiste en despejar varias ecuaciones simultáneas, tantas como fuerzas desconocidas, que son las que hay que liberar para lograr una estructura estáticamente determinada.

Existen varios métodos que se usan para analizar estructuras que son elásticas, es importante describir que todos los métodos que se describen están basados en el método de fuerzas, es así que existen muchos métodos de análisis:

- Método de Cross
- Método de Rigideces
- Método de la Viga Conjugada
- Entre otros

Para el análisis estructural de un Pipe Rack es necesario utilizar una herramienta computacional, que en este caso es el programa Sap2000 versión 14.

El programa Sap2000 se basa en el método de rigideces, que es una teoría basada en el método de fuerzas.

El método de la rigidez se basa en la hipótesis de que una estructura lineal todos los movimientos y esfuerzos son funciones lineales de las cargas. Para estudiar una estructura por el método de la rigidez, al igual que en cualquier otro problema elástico, disponemos de tres conjuntos de ecuaciones que deben cumplirse.

- Ecuaciones de compatibilidad
- Ecuaciones constitutivas

➤ Ecuaciones de equilibrio

Las ecuaciones de compatibilidad relacionan las deformaciones de barras con los desplazamientos nodales. Introduciendo estas relaciones en las ecuaciones constitutivas, relacionamos las fuerzas en los extremos de barras con los desplazamientos nodales.

Introduciendo estas últimas relaciones en las ecuaciones de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones de fuerzas nodales en función de desplazamientos nodales, que pueden ser consideradas como Ecuaciones de Equilibrio de la estructura en función de desplazamientos.

La resolución de este sistema de ecuaciones nos permite obtener el valor de las incógnitas (desplazamientos nodales), a partir de los cuales se obtienen las solicitaciones de las barras de la estructura, así como las reacciones.

Cuando se van a calcular las relaciones esfuerzos de extremo de barra - desplazamientos, es natural escoger un sistema de coordenadas que haga estas ecuaciones lo más sencillas posible.

Se tomará por lo tanto como eje X el que coincide con el eje geométrico de la pieza y los ejes Y y Z coincidentes con los ejes principales de la sección transversal.

Tal sistema pertenece a la barra, y no depende de la orientación de la misma en la estructura y se denomina sistemas de ejes locales.

Por el contrario, cuando las piezas se unen entre sí para formar la estructura, es necesario tener un sistema de coordenadas común para todos los movimientos y esfuerzos de extremo de barras para poder aplicar las condiciones de equilibrio y compatibilidad. A dicho sistema se le da el nombre de sistema de ejes globales.

Dichos esfuerzos de extremos de barras y desplazamientos dependerán del tipo de estructura que se está resolviendo, para barras de:

- Reticulado Plano: tendremos dos desplazamientos por nudo.
- Reticulado Espacial: tres desplazamientos por nudo. En ambos casos sólo se tendrá esfuerzos normales.
- Pórtico Plano: tres desplazamientos por nudo. (una rotación en el plano del pórtico y dos traslaciones), como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, un esfuerzo de corte y un momento flector.
- Pórtico Espacial: seis desplazamientos por nudo, tres traslaciones y tres rotaciones. Como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, dos esfuerzos de corte dos momentos flectores y un momento torsor.
- Emparrillado de vigas: tres desplazamientos nodales (un corrimiento normal al plano de la grilla) y dos rotaciones alrededor de los ejes contenidos en el plano mencionado). Los esfuerzos son un cortante y dos momentos (un torsor y un flector).

Una de las características más importantes del método de la rigidez es la forma en que las propiedades elásticas de las piezas, y su orientación dentro de la estructura, son introducidas en el cálculo antes de que se efectúe ninguna consideración sobre el equilibrio o la compatibilidad de los nudos.

Esto nos permite establecer relaciones entre las fuerzas de extremo de barras y los desplazamientos de nudo. Estas relaciones expresadas en forma matricial conforman la matriz de rigidez de barra.

Al considerar la interrelación de cada barra con las demás se obtiene un sistema global de ecuaciones que define el comportamiento de toda la estructura y nos conduce a la solución del problema.

Podemos considerar seis etapas fundamentales en la solución de un problema:

- Identificación estructural.
- Cálculo de la matriz de rigidez de barra y del vector de cargas nodales equivalentes.
- Cálculo de la matriz de rigidez global y del vector de cargas global de la estructura.
- Introducción de las condiciones de borde.
- Solución del sistema de ecuaciones.
- Cálculo de solicitaciones en los extremos de barras y reacciones nodales.

El método de rigideces es un método estático que permite determinar el comportamiento estructural de una edificación, para ello se ha usado una herramienta computacional que ayude a agilizar el análisis estructural.

Existen muchos programas computacionales que realizan este tipo de análisis estructural, por su versatilidad, y precisión se ha escogido el programa computacional Sap2000 versión 14.0, mediante esta herramienta computacional se basará el análisis estructural, usando el método descrito y considerando las cargas que se describieron en el capítulo anterior del presente documento, se podrá generar un modelo estructural que nos pueda generar las fuerzas, tanto axiales, cortantes y momentos, que ayudaran al futuro diseño estructural del Pipe Rack.

Es necesario conocer las propiedades del material a utilizar para este tipo de estructuras, como se mencionó en el capítulo anterior de este documento el material a utilizar es el acero A36.

a. Acero Estructural

Aceros estructurales de bajo y medio contenido de carbono, como los A36 y A50, son lo suficientemente dúctiles para aplicaciones de diseño resistente a cargas de viento. El uso de materiales de alta resistencia se debe evitar en la mayoría de las aplicaciones para evitar problemas con la disminución de ductilidad. Una doble especificación está siendo producida por varios proveedores.

El acero es relativamente dúctil y es capaz de alcanzar grandes deformaciones antes de la ruptura. Aceros estructurales de bajo grado de carbón (por ejemplo, A36, A992) exhiben un punto bien definido de rendimiento seguido de una meseta plana de rendimiento. Aceros de alta resistencia no tienen una clara ruptura en el límite elástico y la región de rendimiento no es muy lineal. Los materiales de acero con bajo carbón son especialmente adoptados para el diseño resistente a explosiones porque son capaces de deformarse mucho más allá del límite elástico sin romperse.

5.1.3. Consideraciones Generales para el Diseño Estructural de un Pipe Rack Resistente a Cargas de Viento

Al ser los Pipe Rack estructuras de acero deben estar sujetos a los códigos de diseño estructural vigentes en la actualidad; los dos métodos propuestos por el AISC (American Institute of Steel Construction) son: Diseño por Tensiones Admisibles (ASD) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Se debe mencionar que en el presente trabajo se eligió el método ASD por considerarlo el más adecuado para este tipo de cargas y sus efectos.

La alta capacidad de absorción de energía se logra mediante el uso de materiales adecuados y los detalles estructurales, como se ha mencionado previamente durante el desarrollo de este trabajo

el más recomendable es el acero tipo A36 por sus características y su composición química. Además se debe asegurar en el diseño que los elementos deben adaptarse a las desviaciones relativamente grandes y las rotaciones con el fin de proporcionar redundancia en la ruta de carga. La alta resistencia con baja ductilidad no es deseable para el diseño convencional, y cada vez menos deseable para el diseño resistente a cargas de viento.

Para el diseño estructural se debe considerar los siguientes aspectos:

- Factores de seguridad
- Combinaciones de carga
- Análisis lineal de estructuras

a. Factores de Seguridad

Las definiciones tradicionales de los factores de seguridad en términos de requisitos de resistencia, tales como factores de resistencia de carga o de tensiones admisibles, son aplicables en el diseño resistente a cargas de viento. Los factores de seguridad son más adecuados en términos de demanda de energía de deformación en comparación con la capacidad de deformación y absorción de energía. Las deformaciones admisibles son un método práctico para cuantificar la capacidad de absorción de energía.

b. Combinaciones de Carga

Como se mencionó en el capítulo anterior, se consideran dichas combinaciones de carga, cabe recalcar que el propósito de este tema es el diseño de estructuras resistentes al viento, por lo tanto es importante considerar el área tributaria que será la que reciba las cargas de viento, de ésta manera las combinaciones de carga que contemplen las cargas de viento serán las que predominen el diseño.

c. Análisis Lineal de Estructuras

El análisis lineal de estructuras a utilizar es el óptimo para éste tipo de estructuras, ya que las cargas de viento son fenómenos atmosféricos que afectan a la estructura y tratan de deformar los elementos estructurales de manera elástica lineal, por lo tanto, es un procedimiento factible y útil para el cálculo de reacciones de los miembros y sus respectivas deformaciones.

5.1.4. Diseño en Acero

Las aplicaciones para acero estructural en del diseño resistente a cargas de viento, incluyen vigas y columnas para el sostenimiento de las cargas normales al plano de cada elemento estructural.

El acero estructural tiene la ventaja de un montaje rápido en la obra.

Al ser un material producido en fábrica, el acero tiene una fuerza bien controlada y predecible además cuenta con propiedades de rendimiento posterior. A diferencia del hormigón, el acero tiene una buena tracción, así como resistencia a la compresión.

Las Especificaciones de Diseño del Factor de carga y resistencia AISC (ASD) se utilizan como base para el diseño resistente a cargas de viento. La resistencia de elementos estructurales de acero se calcula utilizando la resistencia de los materiales dinámicos.

Las consideraciones de delgadez son de particular importancia para la ductilidad de los miembros de acero estructural. El acero, en comparación con otros materiales de construcción utilizados en el diseño de explosiones, es considerablemente más delgado, tanto en términos de la estructura general como en los componentes de una típica sección de corte transversal. Como resultado, el efecto de la inestabilidad global y local sobre la capacidad final es una consideración importante. Disposiciones ancho-espesor deben aplicarse no sólo en la medida que

toda la capacidad plástica se puede lograr, sino en la medida que también altos coeficientes de ductilidad pueden ser alcanzados de manera segura.

5.1.5. Procedimiento de Diseño

La acción del viento ante estructuras es considerable ya que puede afectar a dichas edificaciones, es por esta razón que se han analizado 5 códigos de viento y se ha escogido uno que se ajuste a la realidad del Ecuador, de esta manera se puede tener un diseño real ajustado a las condiciones de viento para el país.

Es así que se ha elegido edificaciones para facilidades petroleras para ensayar y determinar la efectividad de este trabajo mediante un ejemplo de análisis y diseño estructural de un Pipe Rack.

Con los pasos que se describen a continuación se ha realizado el ejemplo del análisis y diseño estructural resistente a cargas de viento en facilidades petroleras ubicadas en el Ecuador, dicho ejemplo se encuentra en su totalidad en los anexos de éste trabajo. El procedimiento a utilizar para dicho propósito es:

- Determinación de las cargas de viento según el código ASCE 7-05.
- Determinación de las cargas de diseño.
- Determinación de la acción de las cargas sobre cada elemento estructural del Pipe Rack.
- Análisis estructural (Sap2000 versión 14).
- Selección de perfiles.

Siguiendo este procedimiento y todos los requisitos señalados en los capítulos 4 y 5 de éste documento y el cálculo de las cargas de viento mencionadas en el capítulo 3 se puede asegurar que el diseño será aceptable tanto en economía, durabilidad y seguridad, ya que las edificaciones petroleras son importantes para el desarrollo económico del país.

Además es importante indicar que el estudio del fenómeno de viento no existe en el Ecuador, por lo que los ingenieros deben basarse en códigos internacionales. Siendo así, es primordial mencionar que el código que se ha elegido como aceptable para Ecuador es una alternativa para los ingenieros que diseñan estructuras que se ven afectadas por cargas de viento.

5.1.6. Ejemplo del Análisis y Diseño Estructural de un Pipe Rack

Cálculo de Cargas sobre la Estructura

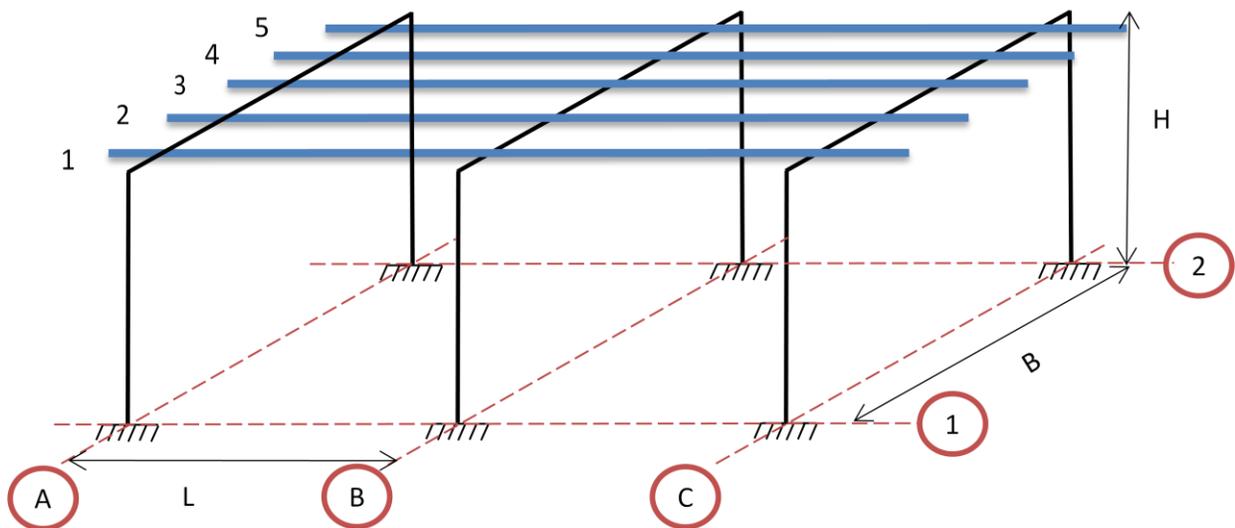


Gráfico 5. 1: Pipe Rack considerado para el ejemplo de aplicación en vista 3D

L=6.00 m
B=3.00 m
H=2.50 m

No	Diámetro (Pulg)
1	6
2	2
3	2
4	2
5	4

Cálculo del valor de la carga distribuida equivalente

Tubería y Recubrimiento	wf(kg/m)	wi(kg/m)	wt(kg/m)
Ø 6" Std - Aislada	46.9	3.8787	50.7787
Ø2"-Sch. 80-Aislada	7.7	2.4497	10.1497
Ø2"-Sch. 80-Aislada	7.7	2.4497	10.1497
Ø2"-Sch. 80-Aislada	7.7	2.4497	10.1497
Ø4"-Std-Aislada	24.2	2.8580	27.0580
TOTAL (lbf/pie)			108.2857

Cálculo de la Carga Muerta por m²

$$W = 36.0952 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la Carga Muerta por Metro Lineal: D = 216.5715 kg/m

Cálculo de la Carga de Viento

Velocidad del Viento

$$V = 25 \text{ m/s}$$

Clasificación de la Edificación según su Ocupación

Categoría: IV → Según ASCE 7-05, Tabla 1-1

Factor de Importancia:

$$I = 1.15$$

Edificación Totalmente Abierta

Tipo de superficie: C → Según ASCE 7-05

Factor Topográfico

$K_{zt} = 1.00 \rightarrow$ No existen Efectos Topográficos, según el ASCE 7-05, literal 6.5.7

Factor de Efecto de Ráfaga

$G = 0.85$

Factor de Direccionalidad del Viento y Presión del Viento (q_z)

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Altura (m)	K_z	$q_z(\text{kg/m}^2)$
0.5	0.8489	38.139
1	0.8489	38.139
1.5	0.8489	38.139
2	0.8489	38.139
2.5	0.8489	38.139

$$q_h = 38.139 \text{ kg/m}^2$$

Coefficientes de Presión Neta (C_N) \rightarrow Según ASCE 7-05, Figura 6-18A)

Relación H/B = 0.833

Superficie	$C_N (+)$	$C_N (-)$
Pared a Barlovento	1.2	-1.1
Pared a Sotavento	0.3	-0.1

Presiones de Viento de Diseño

Presiones en el MWFRS

$$p = q_h * G * C_N$$

Superficie	z(ft)	qz(kg/m ²)	G	Presión Neta en (kg/m ²)	
				C _N (+)	C _N (-)
Pared a Barlovento	Todas	38.139	0.85	38.901	-35.660
Pared a Sotavento	Todas	38.139	0.85	9.725	-3.242
Cubierta a Barlovento	Todas	38.139	0.85	38.901	-35.660
Cubierta a Sotavento	Todas	38.139	0.85	9.725	-3.242

Carga de Viento

Ancho Cooperante = L

Superficie	W(+) (kg/m)	W(-) (kg/m)
Pared a Barlovento	233.409	-213.958
Pared a Sotavento	58.352	-19.451
Cubierta a Barlovento	233.409	-213.958
Cubierta a Sotavento	58.352	-19.451

Gráfico de Cargas en los Pórticos

Carga Muerta

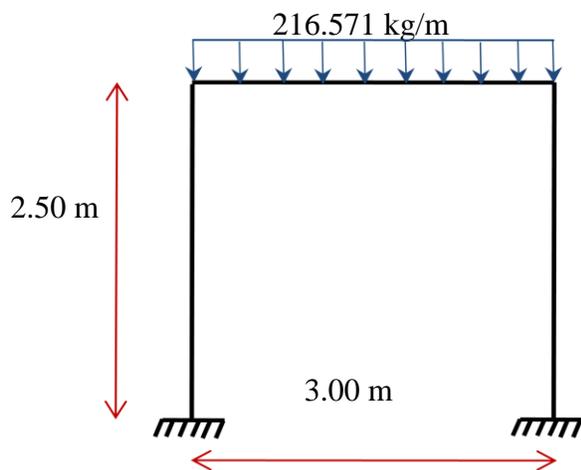


Gráfico 5. 2: Carga Muerta en el Pipe Rack

Carga de Viento con $C_N (+)$

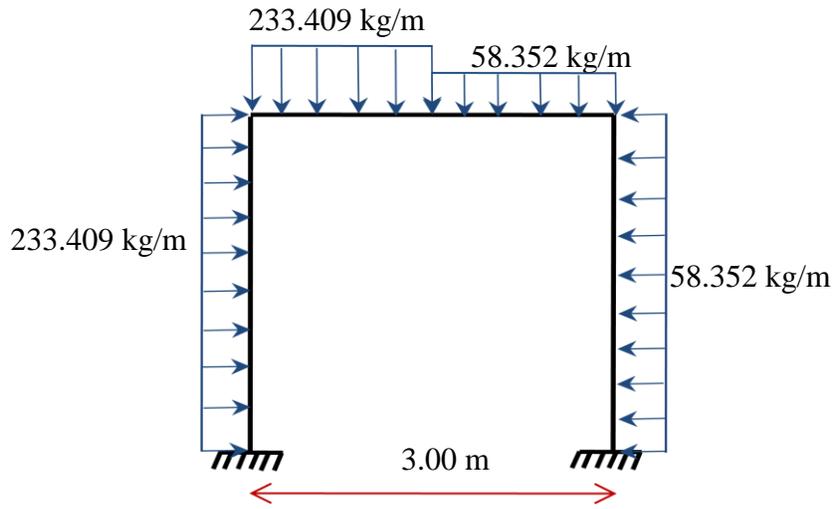


Gráfico 5. 3: Carga de Viento [Coeficiente de presión externa (+)]

Carga de Viento con $C_N (-)$

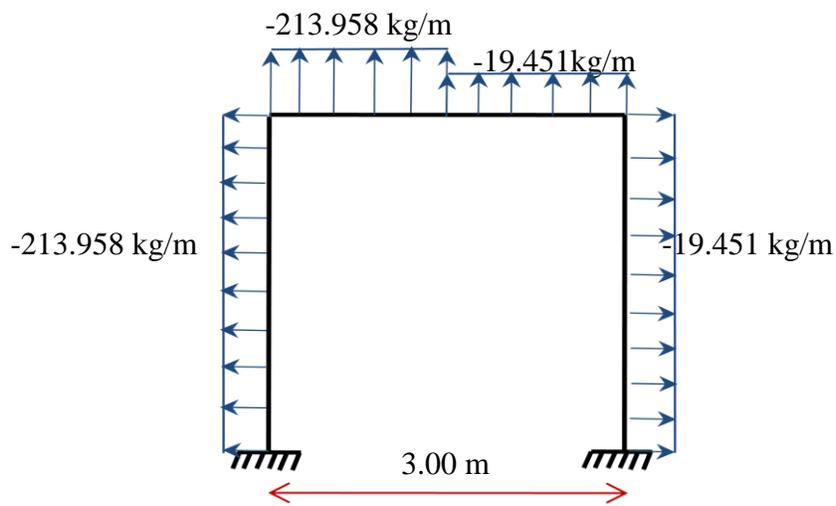


Gráfico 5. 4: Carga de Viento [Coeficiente de presión externa (-)]

Análisis Estructural del Pipe Rack

El análisis estructural de esta edificación se lo realizó mediante el programa Sap2000, los resultados se presentan a continuación:

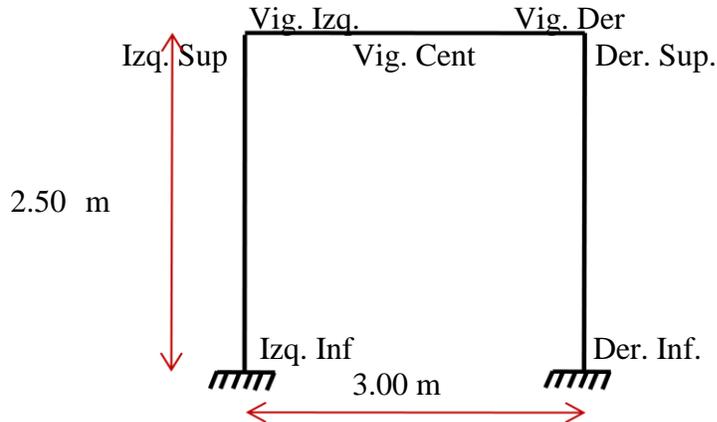


Gráfico 5. 5: Asignación de nombres para presentar los datos obtenidos por el Sap2000

Carga Axial (kg)

Elemento	Combinaciones de Carga			
	0.75*(0.9D+W)	0.75*(D+W)	0.9D+1.3W	0.9D-1.3W
Izq. Inf	-508.023	-539.775	-766.571	-31.751
Izq. Sup	-476.272	-503.488	-721.212	-9.072
Vig. Izq.	-217.724	-226.796	-358.338	172.365
Vig. Der	-217.724	-226.796	-358.338	172.365
Der. Sup.	-548.847	-580.598	-852.754	113.398
Der. Inf.	-585.134	-616.886	-898.113	158.757

Cortante (kg)

Elemento	Combinaciones de Carga			
	0.75*(0.9D+W)	0.75*(D+W)	0.9D+1.3W	0.9D-1.3W
Izq. Inf	219.54	212.28	399.16	-522.08
Izq. Sup	-219.54	-225.44	-360.15	174.18
Vig. Izq.	-474.91	-502.58	-723.03	11.34
Vig. Der	550.66	578.78	854.57	-157.40
Der. Sup.	219.54	225.44	360.15	-174.18
Der. Inf.	111.13	116.57	171.46	-111.13

Momento (kg*m)

Elemento	Combinaciones de Carga			
	0.75*(0.9D+W)	0.75*(D+W)	0.9D+1.3W	0.9D-1.3W
Izq. Inf	137.83	133.08	255.99	-378.32
Izq. Sup	140.33	149.44	207.11	56.44
Vig. Izq.	-140.33	-149.44	-207.11	-56.44
Vig. Cent.	176.12	187.09	268.31	-3.58
Vig. Der	-253.48	-263.21	-404.31	162.50
Der. Sup.	-253.48	-263.21	-404.31	162.50
Der. Inf.	159.68	164.50	259.82	-194.32

DISEÑO EN ACERO DE UN PIPE RACK

Diseño de la Viga del Pipe Rack

Evaluación de Cargas de diseño para la viga

M flexión= 404.312 kg*m

Pre-selección de Perfiles

$$fb_x = \frac{Mx}{Sx} < Fb$$

Donde:

fb_x = Esfuerzo de flexión en la viga (kg/m²)

Mx = Momento de flexión (kg-m)

Sx = Módulo de la sección (m³)

Fb = Esfuerzo flexión permisible (kg/m²)

Se asume

$$fb = 0.66 Fy$$

$$Fy = 25310505.6 \text{ kg/m}^2$$

$$Fb = 16704933.7 \text{ kg/m}^2$$

$$Sx = \frac{Mx}{Fb}$$

$$Sx = 24.203 \text{ cm}^3$$

De acuerdo a este valor Sx se busca en las tablas de AISC, y se determina el perfil adecuado

Selección: W4x13

Cálculo del Esfuerzo de Flexión Máximo Permissible Fb

Condiciones:

$$\text{SI } \left\{ \begin{array}{l} \frac{bf}{2tf} \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \\ y \\ \frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \end{array} \right\} \text{ Se considera como sección compacta}$$

Propiedades de la Sección adoptada W4x13 Acero A36 (Manual AISC-ASD)

A = 24.710 cm ²
b _f = 10.3124 cm
t _f = 0.6223 cm
S _x = 91.768 cm ³
J = 6.2435 cm ⁴
d = 10.5664 cm
ho = d - t _f
ho = 9.9441 cm

h = 6.985 cm
t _w = 0.7112 cm
E = 20389018400 kg/m ²
r _{ts} = 2.794 cm
r _y = 2.54 cm
c = 1
Z _x = 102.911 cm ³

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$8.286 \leq 10.785$$

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$9.821 \leq 106.717$$

SECCION COMPACTA

Chequeo del Soporte Lateral de la sección del perfil seleccionado

Si:

L_b ≤ L_p: Soporte lateral total, Por lo tanto

M_n = M_p

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Si:

$L_p < L_b \leq L_r$: →LTB inelástico (Pandeo Lateral inelástico), Por lo tanto:

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.75 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Si:

$L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Verificación de la Sección W4x13,

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y * S_x * h_o}{E * J * c} \right)^2}}$$

Lr=	743.106 cm
Lr=	7.431 m

Lb = Longitud Efectiva de la Viga
Lb = 3.00 m

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$L_p =$	126.880 cm
$L_p =$	1.269 m

Comportamiento de la Sección: **Existe Pandeo Lateral Inelástico**

$C_b =$ Coeficiente que considera el Momento de Gradiente

$$C_b = \frac{12.25 * M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} * R_m \leq 3.0$$

Donde:

$M_{\max} =$ Valor Absoluto del máximo momento

$M_A =$ Valor absoluto del momento al cuarto de la luz

$M_B =$ Valor absoluto del momento en la mitad de la luz

$M_C =$ Valor absoluto del momento a los tres cuartos de la luz

$R_m = 1.00$ para secciones W

$M_A =$	168.0903846 kg-m	$M_B =$	268.311408 kg-m
$M_{\max} =$	404.3128153 kg-m	$M_C =$	77.4780815 kg-m

$$C_b = 1.792$$

$$M_p = 2604.723416 \text{ kg-m}$$

$$M_n = 4174.181 \text{ kg-m}$$

$$M_n > M_p$$

Error Considerar M_p

$$M_n = M_p$$

$$M_n = 2604.723416 \text{ kg-m}$$

$$\Omega_b = 1.6 \text{ (Flexión ASD)}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 1627.952135 \text{ kg-m}$$

$$fb = \frac{Ma}{S_x} \quad \text{Donde:}$$

Ma = Momento producido por caras externas

$$Ma = 404.312815 \text{ kg-m}$$

$$fb = 440.584 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fb = \frac{M_n}{\Omega_b * S_x}$$

$$Fb = 1774.00 \text{ kg/cm}^2$$

Para determinar si el perfil es adecuado o no se debe cumplir lo siguiente:

$$fb \leq Fb$$

$$\underline{440.5836} \leq \underline{1773.9953}$$

El Perfil es Adecuado

Diseño de la Columna del Pipe Rack

$$\text{Max} = -404.312815 \text{ kg-m}$$

$$\text{Pa} = -898.112952 \text{ kg}$$

Preselección del Perfil Adecuado

$$f_b = M_x / S_x < F_b$$

Donde:

$$f_b = \text{Esfuerzo de flexión en la columna (kg/m}^2\text{)}$$

$$M_x = \text{Momento de flexión (kg*m)}$$

$$S_x = \text{Módulo de la sección (m}^3\text{)}$$

$$F_b = \text{Esfuerzo flexión permisible (kg/m}^2\text{)}$$

Se asume:

$$F_b = 0.66 F_y \quad F_y = 25310506 \text{ kg/m}^2$$

$$F_b = 16704934 \text{ kg/m}^2$$

$$S_x = M_x / F_b$$

$$S_x = 24.203 \text{ cm}^3$$

Preselección de Perfiles considerando S_x

Perfil Seleccionado: **W4x13**

Cálculo de Momentos y Cargas Resistentes según AISC-ASD

A =	24.710 cm ²
S _x =	91.768 cm ³
S _y =	31.135 cm ³
Lu =	39.624 cm

L _c =	10.922 cm
r _x =	4.3688 cm
r _y =	2.54 cm
r _{ts} =	2.794 cm

Propiedades del perfil seleccionado

Cálculo de la Carga Axial Resistente

$$\text{Esbeltez} = K * L / r_x$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva en la dirección y

L = Longitud de la columna (m)

r_y = Radio de giro en la dirección y (cm)

K = 1.2 → Tabla C-C2.2 Manual AISC

L = 2.50 m

r_x = 4.3688 cm

$$\text{Esbeltez} = 68.669$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(K * L / r_x)^2}$$

$$F_e = 42675430.894 \text{ kg/m}^2$$

Cuando:

$$\frac{K * L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$\frac{K * L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e$$

$$\frac{K * L}{r_x} = 68.669 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.681$$

$$F_{cr} = 19746577.9 \text{ kg/m}^2$$

$$F_a = 0.6 * F_{cr}$$

$$F_a = 11847946.77 \text{ kg/m}^2$$

$$F_a = \frac{P_n}{\Omega_c * A} \rightarrow \frac{P_n}{\Omega_c} = 29275.8 \text{ kg}$$

$$P_a = 898.112952 \text{ kg}$$

$$\frac{P_a}{P_n / \Omega_c} = 0.0307$$

Condicionamiento:

Si:

$$\frac{Pa}{Pn/\Omega_c} < 0.2 \rightarrow \frac{Pa}{2Pn/\Omega_c} + \left(\frac{Max}{Mnx/\Omega_b} + \frac{May}{Mny/\Omega_b} \right) \leq 1.00$$

Si:

$$\frac{Pa}{Pn/\Omega_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{Pa}{2Pn/\Omega_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Max}{Mnx/\Omega_b} + \frac{May}{Mny/\Omega_b} \right) \leq 1.00$$

Cálculo del Momento Nominal Mn

El perfil seleccionado para la columna es el mismo que para la viga, es por eso que se usarán los valores antes calculados para la viga

Sección Compacta

Chequeo del Soporte lateral del Perfil Seleccionado

$$L_r = 7.4311 \text{ m}$$

$$L_p = 1.26880 \text{ m}$$

$$L_b = 2.5 \text{ m (Longitud Efectiva de la Columna)}$$

Comportamiento de la Sección: **Existe Pandeo Lateral Inelástico**

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.75 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Cálculo de Cb

Cb = Coeficiente que considera el momento de gradiente

$$Cb = \frac{12.25 * M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} * Rm \leq 3.0$$

Donde:

Mmax= Valor absoluto del máximo momento

MA = Valor absoluto del momento al cuarto de la luz

MB = Valor absoluto del momento en la mitad de la luz

MC = Valor absoluto del momento a los tres cuartos de la luz

Rm = 1.00 para secciones W

MA = 123.212823 kg-m	MB = 12.44294672 kg-m
----------------------	-----------------------

Mmax= 404.395768 kg-m	MC = 208.7649949kg-m
-----------------------	----------------------

$$Cb = 2.458$$

$$Mp = 2604.72342 \text{ kg-m}$$

$$Mn = 5978.250 \text{ kg-m}$$

$$Mn > Mp$$

Error Considerar Mp

$$Mn = Mp$$

$$Mn = 2604.72342 \text{ kg-m}$$

$$\frac{Mn}{\Omega_b} = 1627.95 \text{ kg-m}$$

$$\frac{Pa}{Pn/\Omega_c} < 0.2 \rightarrow \frac{Pa}{2Pn/\Omega_c} + \left(\frac{Max}{Mnx/\Omega_b} + \frac{May}{Mny/\Omega_b} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{Pa}{2Pn/\Omega_c} = 0.0153$$

$$\frac{Max}{Mnx/\Omega_b} = 0.2484$$

$$\mathbf{0.2637 \leq 1.00}$$

El Perfil es Adecuado, No Hay Problema de Resistencia

5.2. Análisis y Diseño Estructural de una Chimenea o Tea Resistente a Cargas de Viento

La chimenea es una estructura de hormigón armado de sección circular, que se encarga de expulsar los gases producto de la refinación del petróleo. Cuenta con una altura de 118.5 m, el diámetro interno, que es por donde se expiden los gases tiene 17.5 m.

5.2.1. Elementos Estructurales que conforman una Chimenea para Facilidades

Petroleras Resistentes al Viento

La chimenea es un solo elemento estructural, con un troco-cónico de hormigón armado, considerando un elemento sin juntas de construcción.

El único elemento estructural será analizado como una columna hueca, en voladizo, el acero de refuerzo será calculado en el ejemplo de aplicación.

El espesor de la chimenea irá variando conforme ascienda en altura, esto se visualiza el gráfico 4.6, indicando dicha variación.

La razón principal para cambiar el espesor de la chimenea es por el comportamiento estructural, es decir en la base se tiene una sección de hormigón más grande y por ende una cantidad de acero mucho mayor, por generarse el mayor momento flector en ese sector, mientras la estructura asciende en altura el momento flector irá disminuyendo.

Otra parte de la chimenea es la sección hueca por donde circulan los gases.

5.2.2. Consideraciones Generales para el Análisis Estructural de una Chimenea Resistente a Cargas de Viento

En este capítulo se describirá el método para determinar la respuesta estructural de los miembros de la estructura sujeta a cargas estáticas y de viento. Para ello es necesario definir las cargas antes mencionadas, los materiales y sus propiedades mecánicas.

La chimenea es una estructura tipo placa, por lo que el método a utilizar para el análisis estructural es mediante elementos finitos.

El MEF (Método de Elementos Finitos), permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (medio continuo), sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales en forma débil o integral que caracterizan el comportamiento físico del problema, dividiéndolo en un número elevado de subdominios no-intersectantes entre sí denominados elementos finitos. El conjunto de elementos finitos forma una partición del

dominio llamada discretización. Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados nodos. Dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito; además, un nodo sobre la frontera de un elemento finito puede pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama malla.

Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. La generación de la malla se realiza usualmente con programas especiales llamados generadores de mallas, en una etapa previa a los cálculos que se denomina pre-proceso. De acuerdo a las relaciones de adyacencia o conectividad se asocia el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales (o linealizadas). La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos.

Típicamente el método de los elementos finitos se programa computacionalmente para calcular el campo de desplazamientos y, posteriormente, a través de relaciones cinemáticas y constitutivas las deformaciones y tensiones respectivamente, cuando se trata de un problema de mecánica de sólidos deformables o más generalmente un problema de mecánica de medios continuos. El método de los elementos finitos es muy usado debido a su generalidad y a la facilidad de introducir dominios de cálculo complejos (en dos o tres dimensiones). Además el método es fácilmente adaptable a problemas de transmisión de calor, de mecánica de fluidos para calcular campos de velocidades y presiones (mecánica de fluidos computacional, CFD) o de campo electromagnético. Dada la imposibilidad práctica de encontrar la solución analítica de

estos problemas, con frecuencia en la práctica ingenieril los métodos numéricos y, en particular, los elementos finitos, se convierten en la única alternativa práctica de cálculo.

Una importante propiedad del método es la convergencia, si se consideran particiones de elementos finitos sucesivamente más finas, la solución numérica calculada converge rápidamente hacia la solución exacta del sistema de ecuaciones.

Por esta razón el análisis estructural se lo realizara mediante una herramienta computacional, para este caso se ha elegido el programa Sap2000 versión 14.0, ayudándose de ésta herramienta se podrá ver el comportamiento estructural de la chimenea.

5.2.3. Consideraciones Generales para el Diseño Estructural de una Chimenea Resistente al Viento.

Las chimeneas de hormigón armado deben ser diseñadas por el método descrito en el código ACI 318, capítulo 10, por el método de fuerzas.

Según el ACI 307-98, el diseño de la columna hueca debe calcularse asumiendo las hipótesis dadas por el ACI 318, en los acápites 10.2.7, el cual menciona una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto para cualquier tipo de sección transversal, inclusive columnas huecas.

Para diseñar este tipo de estructuras es necesario realizar diagramas de iteración para poder determinar las

5.2.4. Procedimiento de Diseño para una Chimenea o Tea Resistente a Cargas de Viento para Facilidades Petroleras

Como se indicó anteriormente es necesario realizar una serie de procedimientos para poder estudiar una chimenea, éste documento pretende realizar un ejemplo de aplicación a una chimenea para facilidades petroleras.

Es así que se ha ejecutado el siguiente procedimiento en el análisis y diseño estructural de la chimenea resistente al viento para facilidades petroleras:

- Determinación de las solicitaciones de carga interna como carga muerta y carga viva.
- Determinación de la carga de viento.
- Determinación de la combinación de carga más desfavorable.
- Determinación de la acción de cargas sobre cada elemento estructural.
- Determinación de las características mecánicas del material.
- Análisis estructural (Sap2000 versión 14.0).
- Diseño estructural a flexo-compresión de columnas huecas.
- Diseño de cimentación (no se incluye en éste trabajo).

5.2.5. Ejemplo del Análisis y Diseño estructural de una Chimenea

Cálculo de Cargas sobre la Estructura

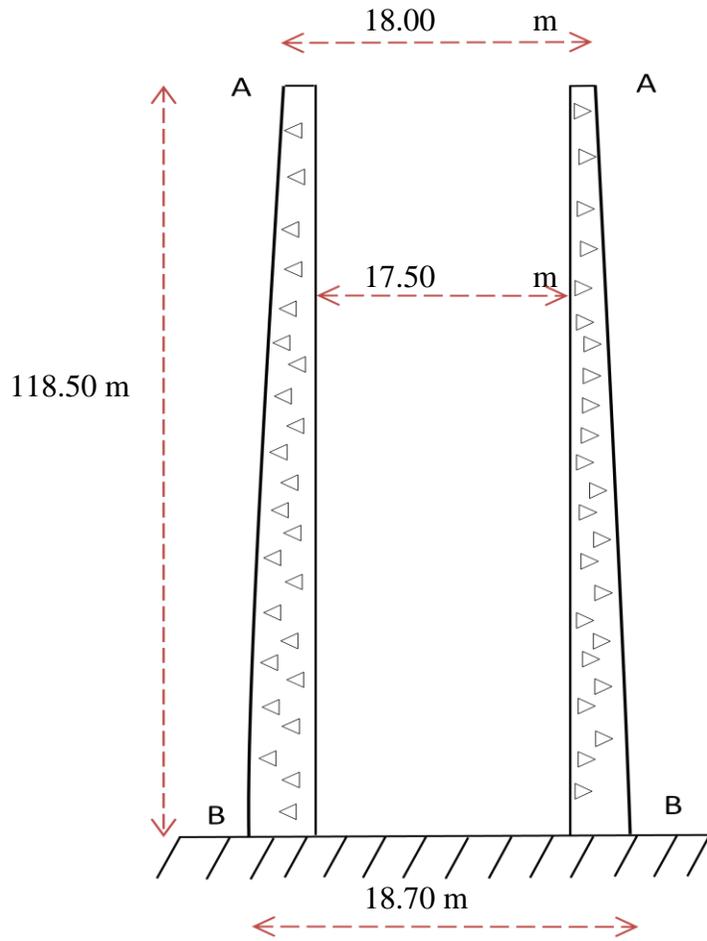
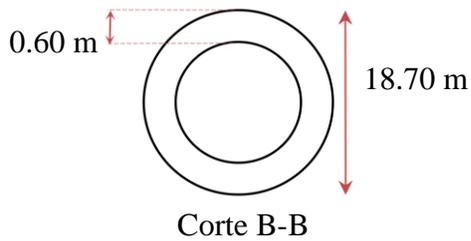
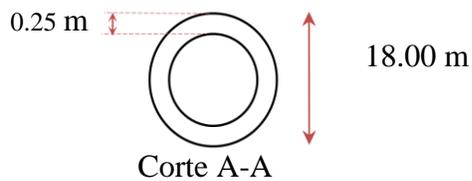


Gráfico 5. 6: Chimenea de Hormigón Armado





Cálculo de la Carga Muerta

Para el cálculo estructural, se ha dividido a la chimenea en 12 pates, cada una de 9.875 m, por lo tanto la carga muerta también se calculará, para cada tramo de chimenea

Tramo	Base Mayor (m)	Base Menor (m)	Altura (m)	Longitud de Cuerda (m)	Peso Especifico (Kg/m ³)	Carga Muerta (Kg/m ²)
1	0.60	0.571	1.00	1.00	2400	1405.0
2	0.571	0.542	1.00	1.00	2400	1335.0
3	0.542	0.513	1.00	1.00	2400	1265.0
4	0.513	0.483	1.00	1.00	2400	1195.0
5	0.483	0.454	1.00	1.00	2400	1125.0
6	0.454	0.425	1.00	1.00	2400	1055.0
7	0.425	0.396	1.00	1.00	2400	985.0
8	0.396	0.367	1.00	1.00	2400	915.0
9	0.367	0.338	1.00	1.00	2400	845.0
10	0.338	0.308	1.00	1.00	2400	775.0
11	0.308	0.279	1.00	1.00	2400	705.0
12	0.279	0.250	1.00	1.00	2400	635.0

Cálculo de la Carga de Viento

Velocidad del Viento

V= 25 m/s

Clasificación de la Edificación según su Ocupación

Categoría: IV → Según ASCE 7-05, Tabla 1-1

Factor de Importancia:

$$I = 1.15$$

Edificación Totalmente Cerrada

Tipo de superficie: C → Según ASCE 7-05 (Literal 6.5.6.2)

Factor Topográfico

$K_{zt} = 1.00$ No existen Efectos Topográficos, según el ASCE 7-05, literal 6.5.7

Factor de Efecto de Ráfaga

$$G = 0.85$$

Factor de Direccionalidad de Viento

$$K_d = 0.95$$

Presión del Viento (q_z)

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Tramo	Altura (m)	K_z	q_z (N/m ²)	q_z (Kg/m ²)
1	4.938	0.863	361.112	36.823
	9.875	0.998	417.847	42.608
2	14.813	1.087	455.081	46.405
	19.750	1.155	483.495	49.303
3	24.688	1.211	506.750	51.674
	29.625	1.258	526.579	53.696
4	34.563	1.300	543.948	55.467
	39.500	1.337	559.457	57.049
5	44.438	1.370	573.502	58.481
	49.375	1.401	586.366	59.793
6	54.313	1.429	598.250	61.005
	59.250	1.456	609.310	62.132
7	64.188	1.480	619.664	63.188
	69.125	1.504	629.408	64.182
8	74.063	1.526	638.617	65.121
	79.000	1.547	647.353	66.012
9	83.938	1.566	655.668	66.860
	88.875	1.585	663.606	67.669
10	93.813	1.604	671.202	68.444
	98.750	1.621	678.490	69.187
11	103.688	1.638	685.495	69.901
	108.625	1.654	692.241	70.589
12	113.563	1.669	698.750	71.253
	118.500	1.684	705.039	71.894

$$q_h = 71.894 \text{ Kg/m}^2$$

Coefficientes de presión interna

$$G_{cpi} = 0.18$$

$$G_{cpi} = -0.18$$

Coefficientes de presión externa

Superficie	Cp
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.5

Presión de Diseño de Viento

$$p = q * G * Cp - q_i * GCpi$$

Superficie	z(m)	q (Kg/m ²)	Cp	Presión Neta en (Kg/m ²)	
				(+GCpi)	(-GCpi)
Barlovento	9.875	42.608	0.8	16.033	41.915
	19.750	49.303	0.8	20.585	46.467
	29.625	53.696	0.8	23.572	49.454
	39.500	57.049	0.8	25.852	51.734
	49.375	59.793	0.8	27.718	53.600
	59.250	62.132	0.8	29.309	55.191
	69.125	64.182	0.8	30.703	56.584
	79.000	66.012	0.8	31.947	57.829
	88.875	67.669	0.8	33.074	58.956
	98.750	69.187	0.8	34.106	59.988
	108.625	70.589	0.8	35.060	60.941
118.500	71.894	0.8	35.947	61.829	
Sotavento	Todas	71.894	-0.5	-43.496	-17.614

Análisis Estructural de la Chimenea

El análisis estructural se lo realizó mediante el programa Sap2000, los resultados se presentan a continuación:

Resumen de Cargas Últimas Obtenidas por el Sap2000

Cargas	Tipo	Valores	Unidades
Ultima	Mu	7.33E+05	Ton-m
	Pu	14625.569	Ton
Muerta	Mu _{CM}	6.51E+05	Ton-m
	Pu _{CM}	13295.972	Ton
Viva	Pu _{CV}	215.7699	Ton
Viento	Mu _W	13158.18	Ton-m

Diseño de la Chimenea

Consideraciones Generales

La chimenea se ha analizado estructuralmente como una columna hueca, esto indica que el comportamiento de dicho elemento está basado en la teoría de columnas indicadas en el ACI 318-05, por esta razón se ha diseñado de la siguiente manera:

Chequeo de Esbeltez de la Columna

$$\frac{K * Lu}{r} = \text{Esbeltez}$$

$$\frac{K * lu}{r} < 22 \rightarrow \text{NoEsbeltez}$$

Lu = 118.50 m
K = 2 → Manual ACI 318 -05 (Literal 10.12)

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

I_g = Momento de Inercia del Concreto

A_g = Área Neta de Concreto

Sección Hueca	
D =	17.50 m
A =	240.528188 m ²
I =	4603.85984 m ⁴

Sección de Hormigón	
D =	18.70 m
A =	274.646 m ²
I =	6002.56 m ⁴

$$I_g = 1398.7 \text{ m}^4$$

$$A_g = 34.1177 \text{ m}^2$$

r = 6.4028

$$\text{Esbeltez} = 37.015 < 22$$

Existe Esbeltez

Al existir esbeltez es necesario magnificar momentos, para ello se debe calcular los coeficientes de mayoración de momentos, de la siguiente manera:

Combinación de cargas predominante, y más crítica es 1.1D+1.3W (+G_{epi})

Carga Crítica de Pandeo

$$P_{Cr} = \frac{\pi^2 * EI_{col}}{(K * Lu)^2}$$

$$EI_{col} = \frac{0.7 E_c * I_g}{1 + \beta d}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \rightarrow [kg/cm^2]$$

$$f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 307408.523 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta d = \frac{Mu_{CM}}{Mu_T} \rightarrow \beta d = 0.8879$$

$$EI_{col} = 1594281114 \text{ Ton-m}^2$$

$$P_{cr} = 280135.375 \text{ Ton}$$

$C_m = 1.00 \rightarrow$ Elemento no Arriostrado ACI 318

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

Donde:

M_c = Momento Magnificado

M_{2b} = Mu_{CM} (Momento que no produce desplazamientos laterales)

M_{2s} = Mu_W (Momento que produce desplazamientos laterales)

δ_b = Factor de magnificación de momentos

δ_s = Factor de magnificación de momentos

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.75 * P_{cr}}}$$

$$\delta_b = 1.0748$$

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta u}{Vu * Lc}$$

Donde:

P_u = Cargas Axiales Ultimas

Δu = Desplazamiento Relativo de primer orden

V_u = Cortante horizontal mayorados

L_c = Longitud de la columna

$\Sigma P_u = 14625.569 \text{ Ton}$
$\Delta u = 0.010392 \text{ m}$
$V_u = 276.41953 \text{ Ton}$
$L_c = 118.50 \text{ m}$

$$Q = 0.004640 < 0.05$$

Se puede Considerar como Estructura Arriostrada

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q}$$

$$\delta_s = 1.00466 < 1.0748 \delta_b$$

Error δ_s debe ser Mayor o igual a δ_b

Recálculo de δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 * \sum P_{cr}}}$$

ΣP_u = Sumatoria de P_u en toda la planta

ΣP_{cr} = Sumatoria de P_{cr} en toda la planta

$$\delta_s = 1.0748$$

Cálculo del Momento Magnificado

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

$$M_c = 787750.406 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 14625.569 \text{ Ton}$$

Estos valores son solicitaciones externas. De acuerdo al ACI 318, capítulo 9 la sección se acepta cuando las solicitaciones externas son menores o iguales a las solicitaciones admisibles de la sección transversal del elemento. Para ello, se realizará el siguiente procedimiento:

- 1.- Asumir una sección de acero
- 2.- Realizar el diagrama de iteración de la columna hueca
- 3.- Ubicar la carga axial y el momento último en la curva de iteración de la columna
- 4.- Si los valores de Momento y carga axiales se encuentran debajo de la curva del diagrama de iteración, se acepta el diseño si no es así se debe repetir el proceso cambiando la sección de acero.

Suposición de la cuantía de acero

$$\rho = 4.76\%$$

Área efectiva de hormigón para determinar el acero de refuerzo

$$A_{gd} = \frac{\pi * (D_{ext} - rec)^2}{4} - \frac{\pi * D_{int}^2}{4}$$

Dext = 1870 cm
Dint = 1750 cm
rec = 7 cm

$$A_{gd} = 320653.723 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \rho * A_g$$

Cálculo del Área de Acero asumida

$$A_{st} = 15263.117 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento mínimo entre varillas

Espaciamiento mínimo entre varillas es 1.5 db. Donde:

db = Diámetro de la varilla

Propiedades del Acero de Refuerzo

Diámetro de la Varilla
db = 36 mm

Área de la Varilla
$A_v = 10.1788 \text{ cm}^2$

Número de Posibles varillas de Refuerzo = 1500 varillas

Número de varillas a colocar en una misma fila

$$N_o = 3$$

Espacio ocupado por las varillas

Espacio Libre para colocar las varillas

$$E_v = 18 \text{ m}$$

$$E_l = 56.8628 \text{ m}$$

Espacio disponible

Espacio entre varillas

$E_d = 38.8628 \text{ m}$

$E = 7.7726 \text{ cm}$

Espaciamiento Mínimo especificado por el ACI 318 capítulo 7.6

$E_m = 5.25 \text{ cm} \rightarrow$ No menor a 4 cm (Norma ACI 318 capítulo 7.6)

Espaciamiento Correcto, considerar el calculado

Se asume 1500 ϕ 36 mm, una varilla@7.00 cm por cada fila

Verificación de La Resistencia de la Sección Adoptada

Mediante el programa Section Builder, se puede realizar el diagrama de iteraciones de cualquier sección transversal. Para ello se necesita la configuración de la sección transversal, las propiedades del material y la ubicación exacta del acero de refuerzo.

Una vez obtenidos estos valores, se puede realizar el diagrama de iteraciones, que evalúa la resistencia nominal de la sección transversal de la edificación. Para determinar si la columna resiste con la sección transversal propuesta y el acero de refuerzo previamente emplazado, se ubica la carga y el momento solicitante por cargas externas en el diagrama de iteraciones, si el punto con coordenadas momento, carga axial se encuentra debajo de la curva o en la curva, la sección resiste a las solicitaciones externas de carga. El resultado de la sección transversal de la

chimenea propuesta generó el siguiente resultado:

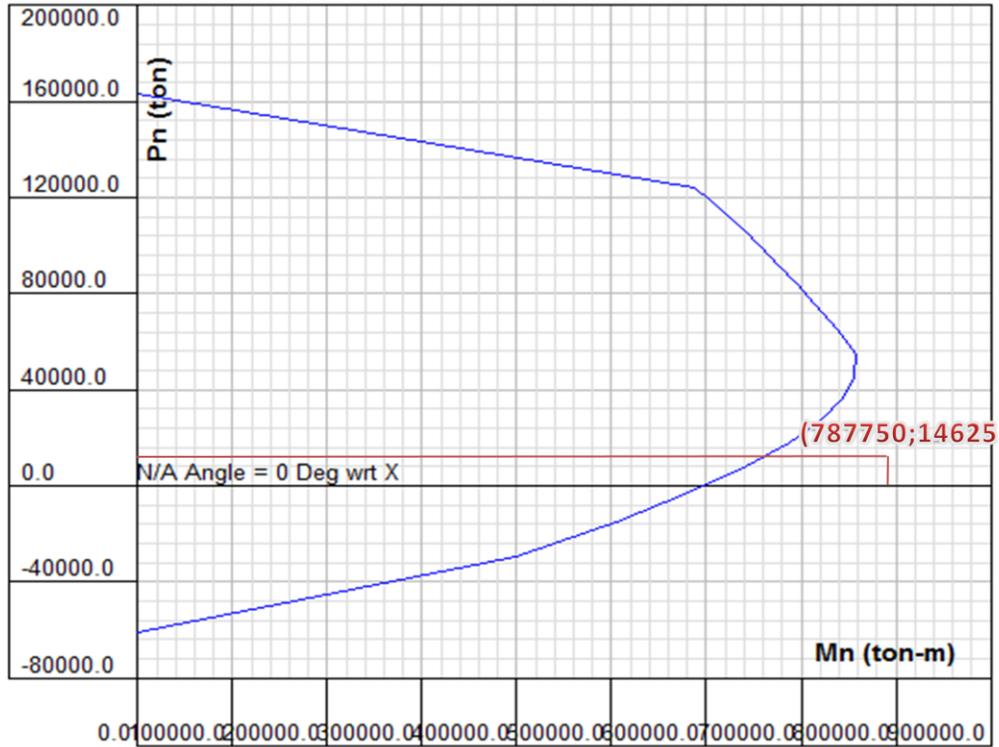


Gráfico 5. 7: Diagrama de Iteración de la Chimenea Dext = 18.70 m (1500 varillas)

Conclusión:

La columna no resiste, es necesario aumentar el espesor de la columna

Re - Diseño de la Chimenea por no Resistir las Cargas

Chequeo de Esbeltez de la Columna

$$\frac{K * Lu}{r} = \text{Esbeltez}$$

$$\frac{K * lu}{r} < 22 \rightarrow \text{NoEsbeltez}$$

$$Lu = 118.50 \text{ m}$$

$K = 2 \rightarrow$ Manual ACI 318 -05 (Literal 10.12)

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

$I_g =$ Momento de Inercia del Concreto

$A_g =$ Área Neta de Concreto

Sección Hueca
D = 17.50 m
A = 240.528188 m ²
I = 4603.85984 m ⁴

Sección de Hormigón
D = 19.50 m
A = 298.648 m ²
I = 7097.55 m ⁴

$$I_g = 2493.69 \text{ m}^4$$

$$A_g = 58.1195 \text{ m}^2$$

$r = 6.5503$

Esbeltez = 36.182 > 22 \rightarrow Existe Esbeltez

Al existir esbeltez es necesario magnificar momentos, para ello se debe calcular los coeficientes de mayoración de momentos, de la siguiente manera:

Combinación de cargas predominante, y más crítica es 1.1D+1.3W (+Gcpi)

Carga Crítica de Pandeo

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI_{col}}{(K * Lu)^2} \qquad EI_{col} = \frac{0.7 Ec * I_g}{1 + \beta d}$$

$$Ec = 15000\sqrt{f'c} \rightarrow [kg/cm^2] \qquad \rightarrow \qquad f'c = 420 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec = 307408.523 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta d = \frac{Mu_{CM}}{Mu_T} \rightarrow \beta d = 0.8879$$

$$EI_{col} = 2842387147 \text{ Ton-m}^2$$

$$P_{cr} = 499443.406 \text{ Ton}$$

$$C_m = 1.00 \rightarrow \text{Elemento no Arriostrado ACI 318}$$

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

Donde:

M_c = Momento Magnificado

M_{2b} = Mu_{CM} (Momento que no produce desplazamientos laterales)

M_{2s} = Mu_W (Momento que produce desplazamientos laterales)

δ_b = Factor de magnificación de momentos

δ_s = Factor de magnificación de momentos

$$\delta_b = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 * Pcr}}$$

$$\delta_b = 1.0406$$

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta u}{Vu * Lc}$$

Donde:

P_u = Cargas Axiales Ultimas

Δu = Desplazamiento Relativo de primer orden

V_u = Cortante horizontal mayorados

L_c = Longitud de la columna

$\Sigma P_u = 14625.569$ Ton
$\Delta u = 0.010392$ m
$V_u = 274.5866$ Ton
$L_c = 118.50$ m

$$Q = 0.004671 < 0.05$$

Se puede Considerar como Estructura Arriostrada

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q}$$

$$\boxed{\delta_s = 1.00469} < \boxed{1.0406 \delta_b}$$

Error δ_s debe ser Mayor o igual a δ_b

Recálculo de δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 * \sum P_{cr}}}$$

ΣP_u = Sumatoria de P_u en toda la planta

ΣP_{cr} = Sumatoria de P_{cr} en toda la planta

$$\delta_s = 1.0406$$

Cálculo del Momento Magnificado

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

$$\boxed{M_c = 762692.926 \text{ Ton-m}}$$

$$\boxed{P_u = 14625.569 \text{ Ton}}$$

Suposición de la cuantía de acero

$$\rho = 2.73\%$$

Área efectiva de hormigón para determinar el acero de refuerzo

$$A_{gd} = \frac{\pi * (D_{ext} - rec)^2}{4} - \frac{\pi * D_{int}^2}{4}$$

Dext =	1950 cm
Dint =	1750 cm
rec =	7 cm

$$A_{gd} = 559791.756 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \rho * A_g$$

Cálculo del Área de Acero asumida

$$A_{st} = 15271.119 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento mínimo entre varillas

Espaciamiento mínimo entre varillas es 1.5 db. Donde:

db = Diámetro de la varilla

Propiedades del Acero de Refuerzo

Diámetro de la Varilla

Área de la Varilla

db = 36 mm

$A_v = 10.1788 \text{ cm}^2$

Número de Posibles varillas de Refuerzo = 1500 varillas

Número de varillas a colocar en una misma fila

No = 3

Espacio ocupado por las varillas

Espacio Libre para colocar las varillas

$E_v = 18 \text{ m}$

$E_l = 56.8628 \text{ m}$

Espacio disponible

Espacio entre varillas

$E_d = 38.8628 \text{ m}$

$E = 7.7726 \text{ cm}$

Espaciamiento Mínimo especificado por el ACI 318 capítulo 7.6

$E_m = 5.25 \text{ cm} \rightarrow$ No menor a 4 cm (Norma ACI 318 capítulo 7.6)

Espaciamiento Correcto, considerar el calculado

Se asume 1500 ϕ 36 mm, una varilla@7.00 cm por cada fila

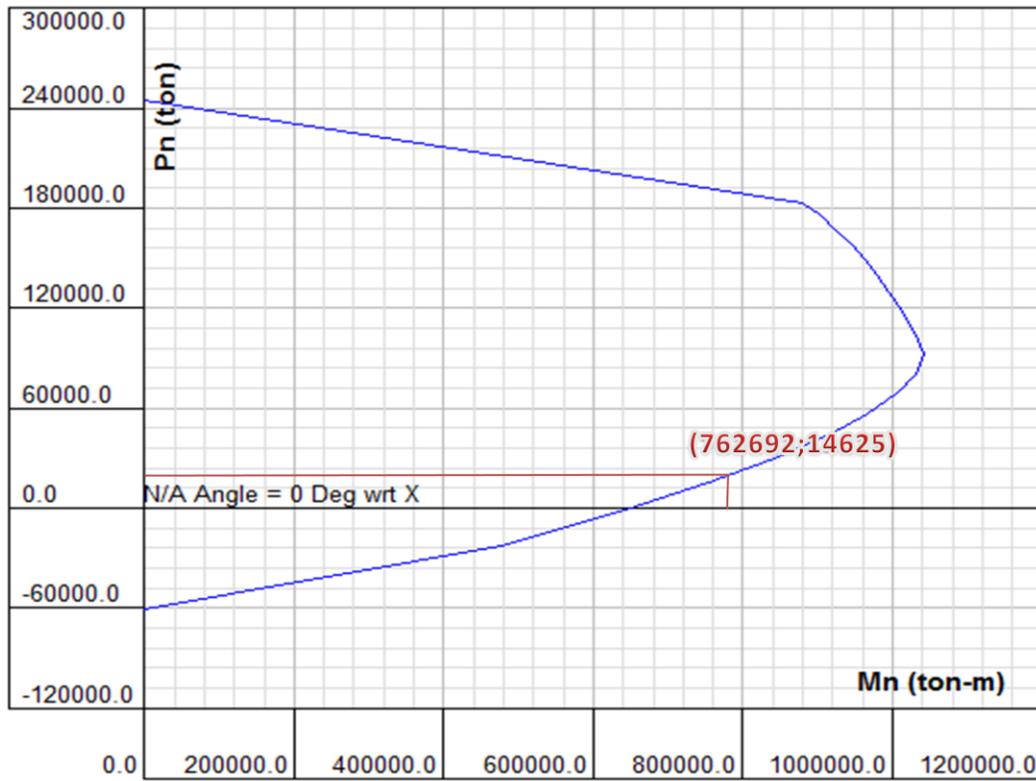


Gráfico 5. 8: Diagrama de Iteración de la Chimenea Dext = 19.75 m (1500 varillas)

Conclusión

La columna resiste a las sollicitaciones externas

5.3. Análisis y Diseño Estructural de un Soporte de Tubería para Facilidades Petroleras Resistentes a Cargas de Viento

Los soportes de tubería están compuestos de dos elementos estructurales, que se les ha denominado: columna y viga del soporte, como se muestra en la figura:

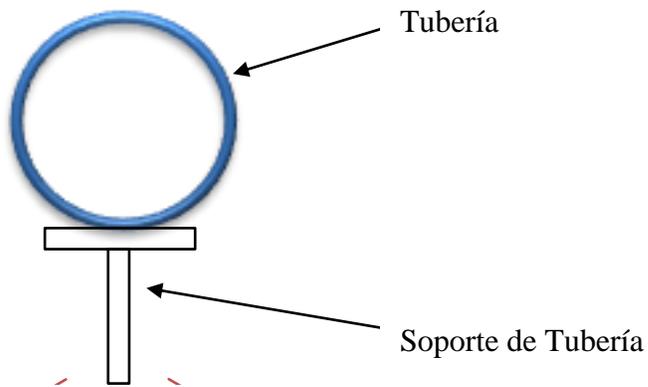


Gráfico 5. 9: Soporte de tubería

Los soportes de tuberías petroleras tienen la función de resistir las cargas externas, además las cargas que se generen en el interior de la tubería, para ello según el Comité de Normalización de Petróleos Mexicanos y Organismos Subsidiarios (PEMEX), recomienda que para el análisis estructural se considere que la tubería que transporta petróleo se encuentre llena de agua.

Por esta razón se ha optado por un soporte de tubería tipo T, éstos soportes se caracterizan porque la carga de la tubería soporta la viga, que es parte del soporte, mientras tanto la columna, parte del soporte resiste las cargas externas y los efectos de compresión que se generan por la tubería.

5.3.1. Consideraciones Generales para el Análisis Estructural de Soportes de Tubería para Facilidades Petroleras Resistentes al Viento

Para determinar la respuesta estructural de los miembros que conforman un soporte de tubería es necesario determinar las cargas estáticas y de viento. Para ello es necesario definir las cargas a considerar, además los materiales y sus propiedades mecánicas.

La configuración del soporte a analizar tiene la forma de una T, en la que existe una viga y una columna que son las que soportan las cargas que se han descrito en el capítulo anterior de éste documento.

El análisis estructural se lo realizará mediante el método lineal, ya que las cargas a considerar son estáticas y la deformación que esta produce es proporcional a la cantidad de fuerza que se aplica. Como se puede observar en el capítulo anterior las cargas predominantes son estáticas, por lo tanto el análisis estructural se realizará mediante el método elástico.

Las tensiones resultantes y los componentes de la reacción se pueden hallar mediante el método de flexibilidad, en el que se liberan fuerzas para que la estructura sea estáticamente determinada; las incógnitas son las fuerzas.

Siguiendo este procedimiento se analizará estructuralmente mediante el método de rigideces descrito en el acápite 5.1.2.

De la misma manera se realizará éste análisis estructural mediante el programa computacional Sap2000.

5.3.2. Consideraciones Generales para el Diseño Estructural de Soportes de tuberías Petroleras Resistentes al Viento

Al ser los soportes de tuberías estructuras de acero deben estar sujetos a los códigos de diseño estructural vigentes en la actualidad y los dos métodos propuestos por estos son: Diseño por Tensiones Admisibles (ASD) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Cabe destacar que en el presente trabajo se eligió el método ASD por considerarlo el más adecuado para este tipo de cargas y sus efectos.

La alta capacidad de absorción de energía se logra mediante el uso de materiales adecuados y los detalles estructurales, como se ha establecido previamente durante el desarrollo de éste trabajo el más recomendable es el acero tipo A36 por sus características y su composición química. Además se debe asegurar que en el diseño los elementos deben adaptarse a las desviaciones relativamente grandes y las rotaciones con el fin de proporcionar redundancia en la ruta de carga. La alta resistencia con baja ductilidad no es deseable para el diseño convencional, y cada vez menos deseable para el diseño resistente a cargas de viento.

Para el diseño estructural se debe considerar los siguientes aspectos:

- Factores de seguridad
- Combinaciones de carga
- Análisis lineal de estructuras

La acción del viento ante estructuras es considerable ya que puede afectar a dichas edificaciones, es por esta razón que se han analizado 5 códigos de viento y se ha escogido uno que se ajuste a la realidad del Ecuador, de esta manera se obtiene un diseño real ajustado a las condiciones de viento del país.

Por ésta razón se ha escogido edificaciones para facilidades petroleras para ensayar y determinar la efectividad de éste trabajo mediante un ejemplo de análisis y diseño estructural de un soporte de tubería petrolera.

El ejemplo del análisis y diseño estructural resistente a cargas de viento en facilidades petroleras ubicadas en el Ecuador (dicho ejemplo se encuentra en su totalidad en los anexos de este trabajo) se realizó bajo el siguiente procedimiento:

- Determinación de las cargas de viento según el código ASCE 7-05.
- Determinación de las cargas de diseño.
- Determinación de la acción de las cargas sobre cada elemento estructural del Pipe Rack.
- Análisis estructural (Sap2000 versión 14).
- Selección de perfiles.

5.3.3. Procedimiento de Diseño

Siguiendo este procedimiento y todos los requisitos señalados en el capítulo 4 y capítulo 5 de éste documento y el cálculo de las cargas de viento mencionadas en el capítulo 3 se puede asegurar que el diseño será aceptable por su economía, durabilidad y seguridad.

Como se dijo anteriormente, el código que se ha establecido en ésta tesis como aceptable para Ecuador es el ASCE.

5.3.4. Ejemplo del Análisis y Diseño Estructural de un Soporte de Tubería

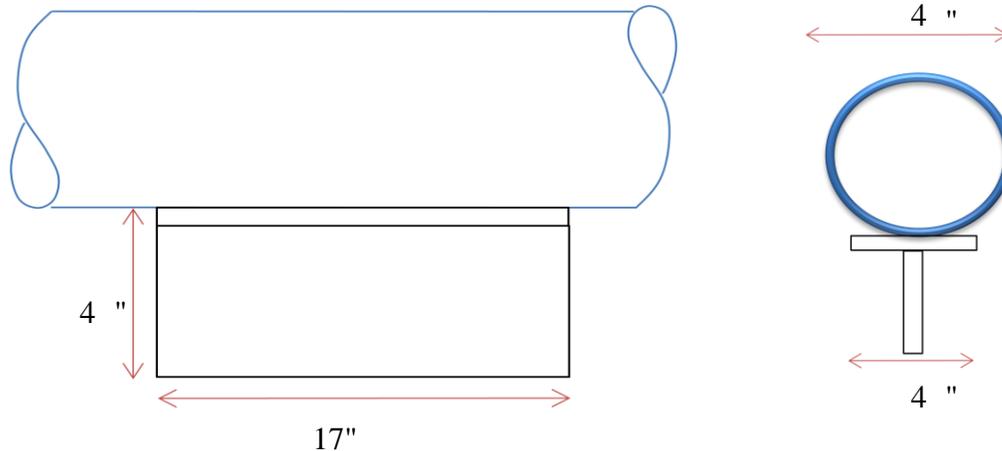


Gráfico 5. 10: Soporte de Tubería, vista en Perfil y Corte

Cálculo de la Carga Muerta de la Tubería

Tubería y Recubrimiento	wf(kg/m)	wi(kg/m)	wt(kg/m)
Ø 6" Std - Aislada	46.9	3.8787	50.7787
TOTAL (kg/m)			50.778682

Cálculo de la Carga Muerta por m²

Distancia entre soportes = 4.2672 m

$$W = 499.7902 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la Carga Muerta por Metro Lineal: $D = 2132.705 \text{ kg/m}$

Cálculo de la Carga de Viento

Velocidad del Viento

$$V = 25 \text{ m/s}$$

Clasificación de la Edificación según su Ocupación

Categoría: IV → Según ASCE 7-05, Tabla 1-1

Factor de Importancia $I = 1.15$

Edificación Totalmente Abierta

Tipo de superficie: C → Según ASCE 7-05

Factor Topográfico

$K_{zt} = 1.00$ → No existen Efectos Topográficos, según el ASCE 7-05, literal 6.5.7

Factor de Efecto de Rafaga

$$G = 0.85$$

Factor de Direccionalidad del Viento y Presión del Viento (q_z)

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Factor de Direccionalidad de Viento (K_d)

$$K_d = 0.85$$

$$q_z = 38.1888 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de la Carga de viento de Diseño (F)

$$F = q_z * G * C_f * A_f$$

Donde:

F= Fuerza de Viento

q_z = Presión de Velocidad de Viento

G= Factor de Efecto de Rafaga

C_f = Coeficiente de Fuerza

A_f = Área Proyectada perpendicularmente a la carga de viento

$C_f = 1.3$

$A_f = 0.264 \text{ m}^2$

F = 11.153 kg

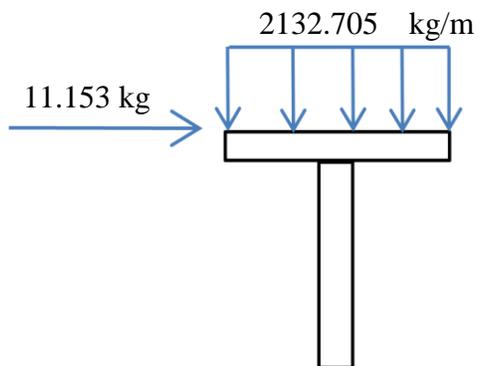


Gráfico 5. 11: Carga Muerta y Viento Actuando en el Soporte de tubería

Análisis Estructural de Soporte de Tubería

El análisis estructural de esta estructura se lo realizó mediante el programa Sap2000, los resultados se presentan a continuación:

Carga Axial (kg)

Elemento	Combinaciones de Carga			
	0.75*(0.9D+W)	D + W	0.9D+1.3W	0.9D-1.3W
Viga Izq	-22.67962	-36.74098	-33.11225	-33.1122
Viga Cent	-22.67962	-36.74098	-33.11225	-47.6272
Vga Der	0	0	0	-47.6272
Colum Sup	-147.8711224	-219.0851	-196.8591	-196.859
Colum Inf	-148.3247148	-219.9923	-197.7663	-197.766

Cortante (kg)

Elemento	Combinaciones de Carga			
	0.75*(0.9D+W)	D + W	0.9D+1.3W	0.9D-1.3W
Viga Izq	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viga Cent	73.9356	109.3158	98.4296	98.4296
Vga Der	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Colum Sup	24.9476	36.7410	33.1122	-14.5150
Colum Inf	24.9476	36.7410	33.1122	-14.5150

Momento (kg-m)

Elemento	Combinaciones de Carga			
	0.75*(0.9D+W)	D + W	0.9D+1.3W	0.9D-1.3W
Viga Izq	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viga Cent	-2.2536	-2.9034	-2.4886	-2.5024
Vga Der	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Colum Sup	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Colum Inf	1.2581	1.8664	1.6591	-0.7466

Diseño en Acero de un Soporte de Tubería

Diseño de la Viga del Soporte de Tubería

Evaluación de Cargas de diseño para la viga

M flexión= 2.502 kg*m

Pre-selección de Perfiles

$$fb_x = \frac{M_x}{S_x} < F_b$$

Donde:

fb_x = Esfuerzo de flexión en la viga (kg/m²)

M_x = Momento de flexión (kg-m)

S_x = Módulo de la sección (m³)

F_b = Esfuerzo flexión permisible (kg/m²)

Se asume

$fb = 0.66 F_y$

$F_y = 25310505.6 \text{ kg/m}^2$

$F_b = 16704933.7 \text{ kg/m}^2$

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

$$S_x = 0.150 \text{ cm}^3$$

De acuerdo a este valor S_x se busca en las tablas de AISC, y se determina el perfil adecuado

Selección: W4x13

Cálculo del Esfuerzo de Flexión Máximo Permisible F_b

Condiciones:

$$SI \left\{ \begin{array}{l} \frac{bf}{2tf} \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ y \\ \frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{array} \right\} \text{ Se considera como sección compacta}$$

Propiedades de la Sección adoptada W4x13 Acero A36 (Manual AISC-ASD)

$A = 24.710 \text{ cm}^2$
$b_f = 10.3124 \text{ cm}$
$t_f = 0.6223 \text{ cm}$
$S_x = 91.768 \text{ cm}^3$
$J = 6.2435 \text{ cm}^4$
$d = 10.5664 \text{ cm}$
$h_o = d - t_f$
$h_o = 9.9441 \text{ cm}$

$h = 6.985 \text{ cm}$
$t_w = 0.7112 \text{ cm}$
$E = 20389018400 \text{ kg/m}^2$
$r_{ts} = 2.794 \text{ cm}$
$r_y = 2.54 \text{ cm}$
$c = 1$
$Z_x = 102.911 \text{ cm}^3$

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$8.286 \leq 10.785 \qquad 9.821 \leq 106.717$$

SECCION COMPACTA

Chequeo del Soporte Lateral de la sección del perfil seleccionado

Si:

$L_b \leq L_p \rightarrow$ Soporte lateral total, Por lo tanto

$$M_n = M_p$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Verificación de la Sección W4x13,

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y * S_x * h_o}{E * J * c} \right)^2}}$$

$L_r =$	743.106 cm
$L_r =$	7.431 m

$L_b =$ Longitud Efectiva de la Viga

$$L_b = 0.10 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$L_p =$	126.880 cm
$L_p =$	1.269 m

Comportamiento de la Sección: **Existe Soporte Lateral Total**

$$M_p = 2604.723 \text{ kg-m}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_n = 2604.723 \text{ kg-m} \qquad \Omega_b = 1.6 \rightarrow (\text{Flexión ASD})$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 1627.952 \text{ kg-m}$$

$$fb = \frac{Ma}{S_x}$$

Donde:

Ma = Momento producido por caras externas

$$Ma = 2.5024 \text{ kg-m}$$

$$fb = 2.727 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fb = \frac{M_n}{\Omega_b * S_x}$$

$$Fb = 1774.00 \text{ kg/cm}^2$$

Para determinar si el perfil es adecuado o no se debe cumplir lo siguiente:

$$fb \leq Fb$$

$$\underline{2.7269 \leq 1773.9953}$$

El Perfil es Adecuado

Diseño de la Columna del Soporte de Tubería

$$\text{Max} = 1.866 \text{ kg-m}$$

$$\text{Pa} = -219.09 \text{ kg}$$

Preselección del Perfil Adecuado

$$f_b = M_x / S_x < F_b$$

Donde:

f_b = Esfuerzo de flexión en la columna (kg/m^2)

M_x = Momento de flexión ($\text{kg}\cdot\text{m}$)

S_x = Módulo de la sección (m^3)

F_b = Esfuerzo flexión permisible (kg/m^2)

Se asume:

$$F_b = 0.66 F_y \quad F_y = 25310506 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$F_b = 16704934 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$S_x = M_x / F_b$$

$$S_x = 0.112 \text{ cm}^3$$

Preselección de Perfiles considerando S_x

Perfil Seleccionado: **W4x13**

Cálculo de Momentos y Cargas Resistentes según AISC-ASD

Valores del perfil seleccionado

A =	24.710 cm ²
S _x =	91.768 cm ³
S _y =	31.135 cm ³
L _u =	39.624 cm

L _c =	10.922 cm
r _x =	4.3688 cm
r _y =	2.54 cm
r _{ts} =	2.794 cm

Cálculo de la Carga Axial Resistente

$$\text{Esbeltez} = K * L / r_x$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva en la dirección y

L = Longitud de la columna (m)

r_y = Radio de giro en la dirección y (cm)

K = 1.2 → Tabla C-C2.2 Manual AISC

L = 2.50 m

r_x = 4.3688 cm

$$\text{Esbeltez} = 68.669$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(K * L / r_x)^2} \rightarrow$$

$$F_e = 42675430.894 \text{ kg/m}^2$$

Cuando:

$$\frac{K * L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$\frac{K * L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e$$

$$\frac{K * L}{r_x} = 68.669 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.681$$

$$F_{cr} = 19746577.9 \text{ kg/m}^2$$

$$F_a = 0.6 * F_{cr}$$

$F_a = 11847946.77 \text{ kg/m}^2$

$$F_a = \frac{P_n}{\Omega_c * A} \rightarrow \frac{P_n}{\Omega_c} = 29275.8 \text{ kg}$$

$$P_a = 219.085129 \text{ kg}$$

$$\frac{P_a}{P_n / \Omega_c} = 0.0075$$

Condicionamiento:

Si:

$$\frac{P_a}{P_n / \Omega_c} < 0.2 \rightarrow \frac{P_a}{2P_n / \Omega_c} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{nx} / \Omega_b} + \frac{M_{ay}}{M_{ny} / \Omega_b} \right) \leq 1.00$$

Si:

$$\frac{P_a}{P_n / \Omega_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_a}{2P_n / \Omega_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ax}}{M_{nx} / \Omega_b} + \frac{M_{ay}}{M_{ny} / \Omega_b} \right) \leq 1.00$$

Cálculo del Momento Nominal Mn

Se sigue el mismo procedimiento del cálculo del momento para la viga, de esta manera al ser el mismo perfil se tiene lo siguiente:

Sección Compacta

Chequeo del Soporte lateral del Perfil Seleccionado

$$L_r = 7.4311 \text{ m}$$

$$L_p = 1.26880 \text{ m}$$

$$L_b = 0.1016 \text{ m} \quad (\text{Longitud Efectiva de la Columna})$$

Comportamiento de la Sección: **Existe Soporte Lateral Total**

$$M_p = 2604.723 \text{ kg-m}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_n = 2604.723 \text{ kg-m}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 1627.95 \text{ kg-m}$$

$$\frac{P_a}{P_n/\Omega_c} < 0.2 \rightarrow \frac{P_a}{2P_n/\Omega_c} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{nx}/\Omega_b} + \frac{M_{ay}}{M_{ny}/\Omega_b} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{Pa}{2Pn/\Omega_c} = 0.0037$$

$$\frac{Max}{Mnx/\Omega_b} = 0.001146$$

$$0.0049 \leq 1.00$$

El Perfil es Adecuado, No Hay Problema de Resistencia

CAPITULO VI

6. Conclusiones y Recomendaciones

6.1. Conclusiones

- El fenómeno de viento se genera por el movimiento de las masas de aire, en el Ecuador las velocidades de viento tienen un comportamiento muy diferente, ya que el efecto de Coriolis si afecta pero la velocidad de los mismos disminuyen.
- Los códigos internacionales de viento que se han estudiado analizan al fenómeno de viento y su afectación a las estructuras. Para calcular la carga de viento en estructuras depende de la velocidad y el tipo de edificaciones, todos los códigos que se estudiaron realizaron el mismo procedimiento, es decir se construyen edificaciones a escala y se las ensaya en túneles de viento, de esta manera generan los coeficientes que dependen de la altura de la edificación, efectos de ráfaga, vórtices periódicos, y otros factores que dependen exclusivamente de las edificaciones. Además el estudio del medio que rodea a la edificación es muy importante, ya que de él depende la variación de la velocidad y por ende la presión del viento en edificaciones. Como último punto es necesario identificar la utilización que se le va a dar a las edificaciones, ya que de ello depende la importancia para la seguridad de la vida humana, y como consecuencia el reforzamiento de las estructuras.
- Para elegir el código de viento que mejor se ajuste a las características del Ecuador, se ensayó una estructura y se calculó cargas de viento usando los códigos seleccionados en esta investigación. Aplicando el método de diseño de boques completos al azar, se comparó cargas de viento en la pared a barlovento, considerando la variación de la

presión de viento con respecto a la altura. Finalmente se concluyó que todos los códigos son aceptables para el Ecuador. Para poder seleccionar un código apropiado para el Ecuador se tuvo que basar en economía de las edificaciones y los valores de velocidad de viento, es decir el IBC 2003, UBC 97, tienen isotacas con valores de velocidad muy altos. Las Normas Complementarias Mexicanas para Diseño por Viento y el código CIRSOC 102, tenían valores de velocidad de viento bajos. El único que tuvo velocidades de viento intermedias fue el código ASCE 7-05. Considerando las isotacas de velocidad de viento para un periodo de retorno de 50 años, la economía de las edificaciones y las presiones de viento moderadas que se calculó con el ASCE 7-05, se pudo elegir a este como el código apropiado para el Ecuador.

- Los Pipe Rack, Soportes de Tuberías y Chimeneas industriales son estructuras muy usadas en facilidades petroleras con un periodo de vida muy corto, su configuración y la utilización que se les da a estas edificaciones las hace importantísimas para la vida humana, ya que si una de estas estructuras fallaran podría matar a muchas personas.
- Las cargas que actúan en Pipe Racks, Soportes de Tuberías y Chimeneas son muy críticas. La carga de viento es la más importante, ya que genera los mayores esfuerzos, esto se pudo concluir al comparar los valores obtenidos por la carga de sismo, esto es porque el sismo actúa proporcionalmente al peso de la estructura, es decir que mientras más pesada es la estructura el sismo generará más esfuerzos. Como se puede analizar, estas estructuras tienen un peso de carga muerta muy bajo, y por ende una carga de sismo baja. Por otra parte la carga de viento se genera por la velocidad de viento que existe en el lugar de construcción de la estructura y por las características de la edificación. Es por esta razón que en estructuras livianas la carga de viento es la más crítica

6.2.Recomendaciones

- Las velocidades de viento que se producen en el Ecuador son consideradas como altas, por esta razón es recomendable realizar estudios minuciosos que expliquen con mayor claridad el comportamiento del viento en el Ecuador.
- Para poder generar un código de viento este documento ayuda mucho, ya que se han ensayado estructuras y se ha visto el comportamiento. Es recomendable basarse en este documento para poder generar un código de viento para el Ecuador.
- Para poder determinar coeficientes que varíen la velocidad y consecuentemente la presión de viento en estructuras es necesario ensayar las edificaciones existentes en el Ecuador en túneles de viento.
- La investigación que se generó nos ayudó a determinar la afectación de las cargas de viento y la importancia de su estudio. Como recomendación práctica cuando existan estructuras livianas el fenómeno que más afecta a las edificaciones es la carga de viento. Por ello es preferible analizar estructuralmente considerando combinaciones de carga donde intervenga el viento.

BIBLIOGRAFIA

- **Abu-Adas, Hisham**, 2002. *Steel Piperack Design SABP-007*, (web) Disponible en: http://d.yimg.com/kq/groups/23552736/1316095074/name/Aramco_PipeRack.pdf
Entrada en 25 de Septiembre de 2010. (Traducido por Diego Orozco)
- **American Society of Civil Engineers**, 2006. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-05*. Edit ASCE, USA. (Traducido por Diego Orozco)
- **Uniform Building Code**, 1997, *Structural Engineering Design- Volume 2 UBC – 97*. Edit. UBC, USA. (Traducido por Diego Orozco)
- **International Code Council,inc (ICC)**, 2002, *International Building Code IBC 2003*, Edit. ICC, USA. (Traducido Topor Diego Orozco)
- **Instituto de Tecnología Industrial (INTI) – Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles del sistema INTI (CIRSOC)**, 2005, *Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones CIRSOC 102*. Edit INTI, Argentina.
- **Gaceta Oficial del Distrito Federal de México**, 2004, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento*. Edit. Gobierno del Distrito Federal de México. México.
- **Comisión Federal de Electricidad (CFE) – Instituto de Investigaciones Eléctricas**, 2008, *Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Viento*. Edit. CFE. México.
- **Ing. Torres Armas Paúl Alexis**, 2010, Tesis: “Diseño de Facilidades Petroleras tipo Pipe Rack por Cargas de Impacto”. Edit. Ing. Paúl Torres. Ecuador.

- **Task Committee on Wind Induced Forces and Task Committee on Anchor Bolt Design**, 1997, Wind Loads and Anchor Bolt Design for Petrochemical Facilities. Edit. ASCE. USA.
- **Ing. Alex Hurtado**, 2009, Tesis: “Diseño por Viento para Pórticos, Galpones y estructuras Tridimensionales”. Edit Alex Hurtado. Ecuador.
- American Concrete Institute (ACI), 2005, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318). Edit ACI. USA.
- American Concrete Institute (ACI), 1998, Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-98). Edit ACI committee 307. USA. (Traducido por Diego Orozco).
- Arthur H. Nilson, 1999, Diseño de Estructuras de Concreto. Edit. Emma Ariza. USA.
- William T. Segui, 2007, Steel Design – Fourth Edition. Edit. Harlan James. USA. (Traducido por Diego Orozco).

BIOGRAFIA

Diego Orozco nace en Riobamba el 19 de Septiembre de 1986, hijo de Maritza Dolores Yánez Navarrete y Ángel Eduardo Orozco Naranjo.

Sus primeros estudios lo realiza en la Escuela Fisco Militar Galápagos, posteriormente los estudios secundarios los realiza en el Colegio Militar Combatientes de Tapi, donde obtiene el título de bachiller de la república con la especialidad de físico matemático en el año 2004.

Sus sueños de ser Ingeniero Civil lo motivan a ingresar en la Escuela Politécnica del Ejército y a finalizar sus estudios en el 2010.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Orozco Yáñez Diego Eduardo

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Ing. Jorge Zúñiga

DIRECTORA DE LA UNIDAD DE ADMISION Y REGISTRO

Doc. Laura López.

Sangolquí, 03 de Febrero del 2011

ANEXO A

Comparación entre Carga de Sismo y Carga de Viento

COMPARACION ENTRE CARGA DE SISMO Y CARGA DE VIENTO

Pipe Rack

Carga de Sismo

Calculo del Cortante Basal

CALCULO DEL CORTANTE BASAL			
Factor de Zona Sismica	Z	0.25	Zona Cañar
Importancia de la Edificación	I	1.30	Facilidades Petroleras
Coeficiente del Suelo C	s	1.5	Suelo Intermedio S3
	C1	0.08	Coeficiente del Tipo de Edificación
	Hn	2.5	Altura Máxima de la Edificación
	T	0.16	Calculado en base a Hn y C1
	C	14.44	
	C'	2.85	Adoptado por CEC si C>C'
	C_{ADOPT}	2.85	
Factor de Reducción de Fuerza Sísmica	R	7	
Factor de Configuración Estructural	φ _p	1.00	
Factor de Configuración Estructural	φ _e	0.90	

$$V_{basal} = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E} * Wt$$

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E}$$

V= 0.147

V_{basal}=V*Wt

wt = 649.68 Kg

V_{basal}=V*Wt

Fuerza Sismica =

95.5184 Kg

Gráfico de la Fuerza Sísmica

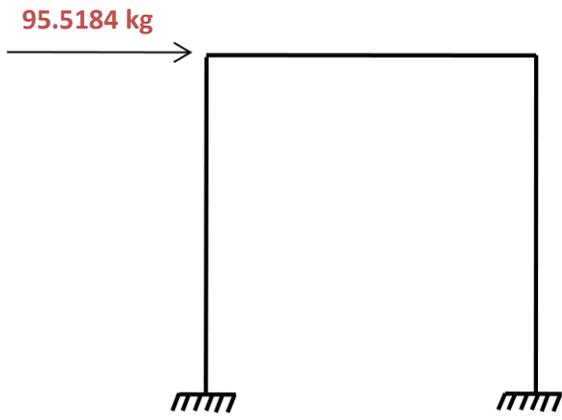
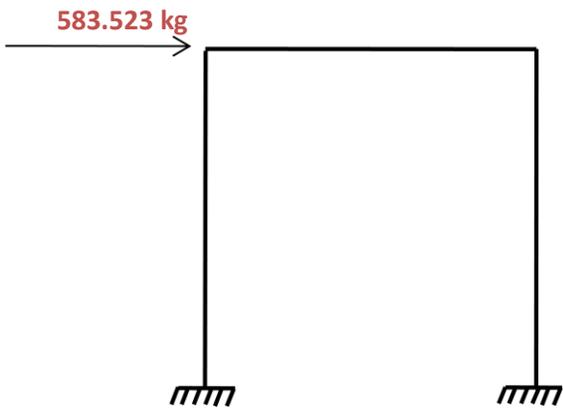


Gráfico de la Fuerza de Viento



COMPARACION ENTRE CARGA DE SISMO Y CARGA DE VIENTO

Chimenea Carga de Sismo

CALCULO DEL CORTANTE BASAL

Factor de Zona Sísmica	Z	0.25	Zona Cañar
Importancia de la Edificación	I	1.50	Facilidades Petroleras
Coeficiente del Suelo C	S	1.2	Suelo Intermedio S3
	Ct	0.09	Coeficiente del Tipo de Edificación
	Hn	118.5	Altura Máxima de la Edificación
	T	3.23	Calculado en base a Hn y Ct
	C	0.48	
	Cm	3.00	Adoptado por CEC si C>C'
	C_{ADOPT}	0.48	
Factor de Reducción de Fuerza Sísmica	R	7	Parte 1, Capitulo 12,Tabla 7 CEC-2001
Factor de Configuración Estructural	ϕ_p	1.00	Parte 1, Capitulo 12,Tabla 5 CEC-2001
Factor de Configuración Estructural	ϕ_e	0.90	Parte 1, Capitulo 12,Tabla 6 CEC-2001
Coeficiente de Cortante Basal (C_{ba})		0.029	

Peso de la Estructura

Tramo	Espesor (m)	Altura (m)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	Peso Carga Muerta (kg/m ²)	Peso del Tramo(kg)
1	0.600	9.875	18.700	17.5	1405.00	473361.711
2	0.571	9.875	18.642	17.5	1335.00	427224.105
3	0.542	9.875	18.583	17.5	1265.00	383518.456
4	0.513	9.875	18.525	17.5	1195.00	342233.679
5	0.483	9.875	18.467	17.5	1125.00	303358.691
6	0.454	9.875	18.408	17.5	1055.00	266882.407
7	0.425	9.875	18.350	17.5	985.00	232793.742
8	0.396	9.875	18.292	17.5	915.00	201081.613
9	0.367	9.875	18.233	17.5	845.00	171734.936
10	0.338	9.875	18.175	17.5	775.00	144742.624
11	0.308	9.875	18.117	17.5	705.00	120093.596
12	0.279	9.875	18.058	17.5	635.00	97776.765
PESO TOTAL (Wt)						3164802.3

Cortante Basal

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E} * Wt$$

$$C_{ba} = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$V = 90.66 \text{ Ton}$$

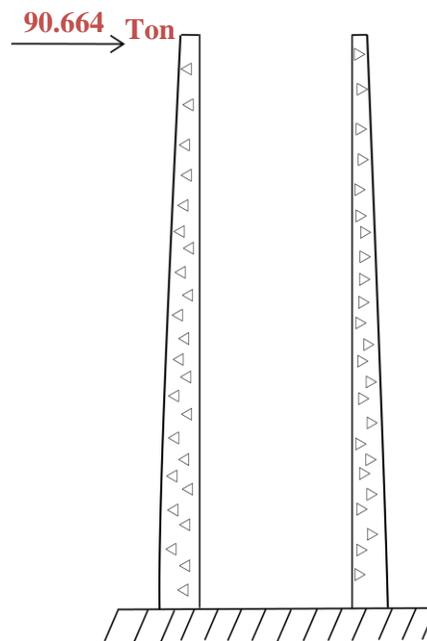
Carga de Viento

Tramo	Altura (m)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	Carga de Viento (kg/m ²)	Acción de Viento(Kg)
1	9.875	18.700	17.5	42.6085	14355.321
2	9.875	18.642	17.5	49.3027	15777.759
3	9.875	18.583	17.5	53.6961	16279.401
4	9.875	18.525	17.5	57.0487	16338.057
5	9.875	18.467	17.5	59.7926	16123.213
6	9.875	18.408	17.5	62.1323	15717.552
7	9.875	18.350	17.5	64.1817	15168.637
8	9.875	18.292	17.5	66.0116	14506.798
9	9.875	18.233	17.5	67.6689	13752.802
10	9.875	18.175	17.5	69.1867	12921.626
11	9.875	18.117	17.5	70.5889	12024.510
12	9.875	18.058	17.5	71.8939	11070.165
TOTAL CAGA MUERTA (W)					174035.841

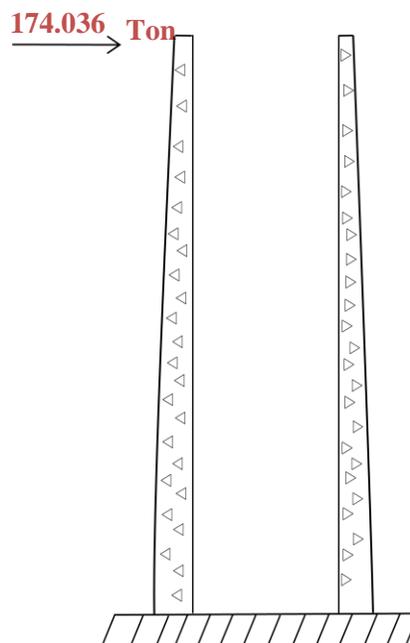
$$W = 174.03584 \text{ Ton}$$

Grafico de Comparación

Carga de Sismo



Carga de Viento

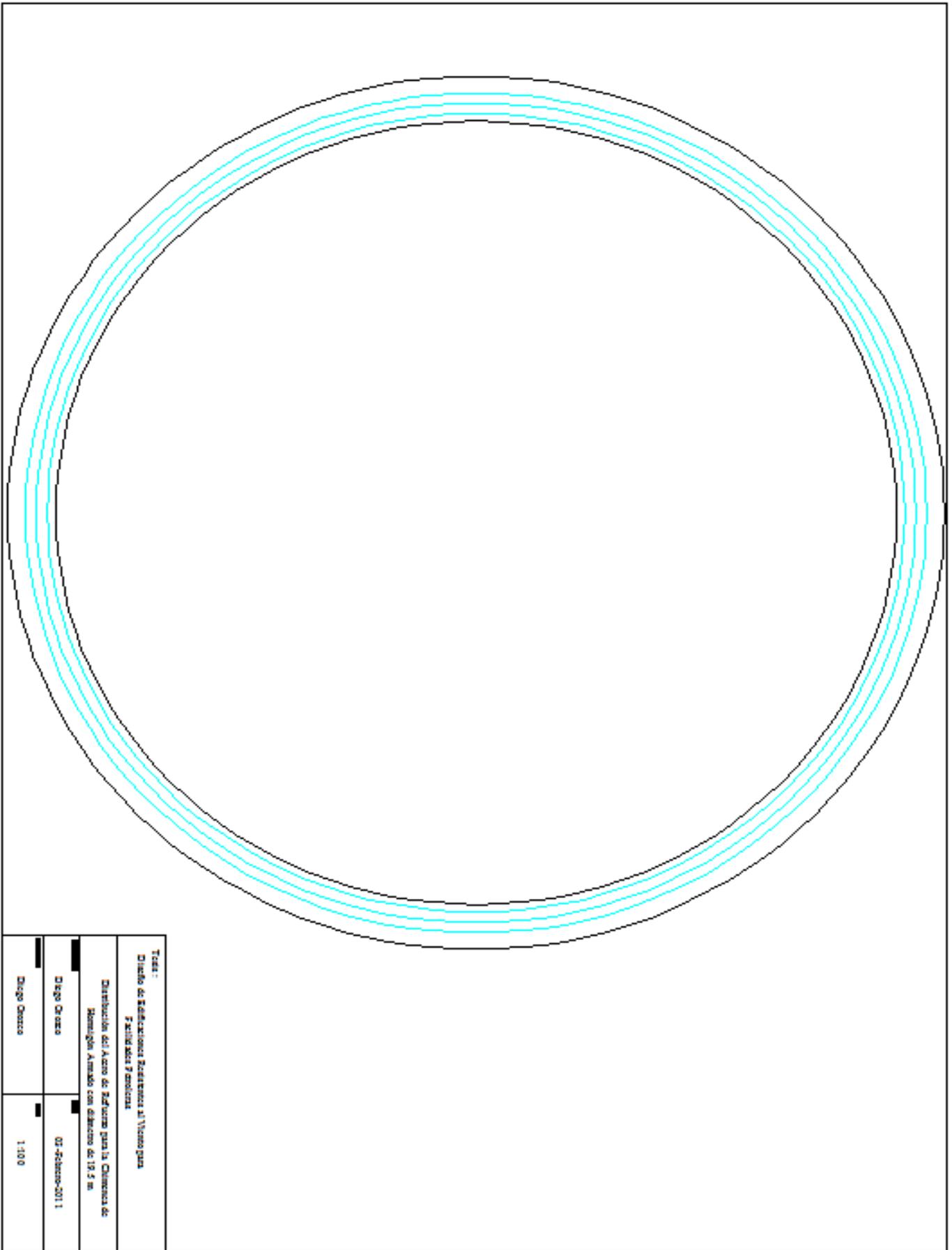


CONCLUSION

Carga de Viento más crítica que la Carga de Sismo

ANEXO B

Distribución del acero de refuerzo en la sección transversal de la chimenea de hormigón armado



Título: Diseño de Refinerías Referencia al Volumen <i>Principales Proceso</i>	
Descripción del Área de Referencia para la Cámara de Hemíglóbulos Armado con diámetro de 19.5 m	
Diego Orrego	03-Febrero-2011
Diego Orrego	1:100

ANEXO C

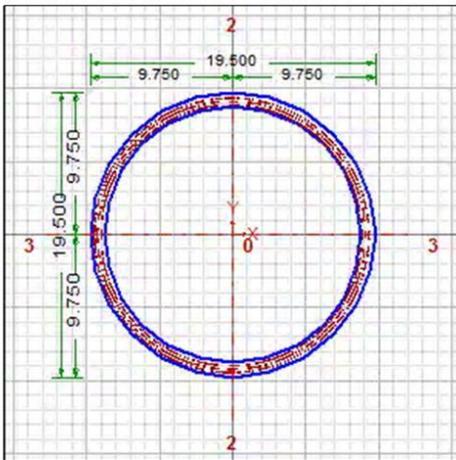
Resultados generados por el programa Section Builder

Project Information

Project
Job No
Company
Designer
Remarks

Software SectionBuilder (Version: 8.1 (Rev. 0))

Section:Section1



Section Diagram

Basic Parameters of Hollow Circle

Main Material = Concrete
Sub Material = $f_c' = 5000 \text{ tn/m}^2$
Modulus E = $3.35\text{E}+06 \text{ ton/m}^2$
Rebars = 1500-#11

Dimensions of Hollow Circle

Sr.No	Dimension	Value	Unit
1	Dim-Dia	19.50	m
2	Dim-t	1.00	m

