PÓRTICOS ESPACIALES ABIERTOS RESISTENTES AL VIENTO PARA FACILIDADES PETROLERAS E INDUSTRIALES

RESUMEN

En el siguiente artículo se presenta una directriz clara del de Diseño de Pórticos Espaciales Abiertos Resistentes al Viento para Facilidades Petroleras e Industriales además del comportamiento de las cargas de viento y su efecto sobre las estructuras de mediana y baja altura.

INTRODUCCIÓN

El propósito de esta investigación es explicar los criterios de diseño de pórticos espaciales abiertos resistentes al viento para facilidades petroleras e industriales, así como también el diseño de una estructura segura, económica y reparable.

Las cargas sísmicas y de viento son dos cargas laterales principales para las estructuras. El Ecuador está localizado en una zona sísmica, existe una alta probabilidad de ocurrencia de sismos. En cuanto a la presencia de vientos de gran intensidad, el impacto es menos dramático, por lo tanto, atrae menos atención de los ciudadanos y la comunidad de ingeniería. Sin embargo, para las estructuras industriales ligeras y facilidades petroleras, la carga del viento es un aspecto importante, o incluso la preocupación es dominante si el edificio es esbelto.

A pesar de que esta investigación trata de manera específica los efectos del viento sobre estructuras petroleras e industriales, es importante señalar que el diseño de estas estructuras debe contemplar la resistencia a múltiples fenómenos naturales, tales como: sismos, vientos, inundaciones, erupciones volcánicas, deslizamientos de terrenos entre otros. De ahí, la importancia de que las estructuras para facilidades petroleras e industriales se ubiquen en zonas que estén menos expuestas al embate de estos fenómenos.

Los desastres naturales combinan eventos extremos con la vulnerabilidad y la percepción inapropiada del riesgo, es por esta razón, que las estructuras en general, deberán reducir riesgos de colapso de la misma, el sistema estructural podrá sufrir daños pero deberá mantenerse estable.

MARCO TEÓRICO

1. CÓDIGO ASCE 7-05 PARA VIENTO

1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.

El código ASCE 7-05 está direccionado a edificios y otras estructuras incluyendo los Sistemas Principales Resistentes a las Fuerzas de Viento **(MWFRS)** y revestimientos de las estructuras.

La carga de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluida la MWFRS, sus componentes y revestimiento de sus elementos, se determinará mediante uno de los siguientes procedimientos:

a) Método 1-Procedimiento simplificado

b) Método 2-Procedimiento analítico

c) Método 3-Túnel de viento

a) MÉTODO 1- MÉTODO SIMPLIFICADO:

El método simplificado generaliza la determinación de la presión del viento, se utiliza comúnmente para estructuras de baja altura, donde las presiones en paredes y techo pueden ser generadas directamente por tablas hechas por este código. Para usar este método las estructuras deben ser:

1. Es una estructura aporticada simple sin diafragmas
2. Son edificios de baja altura
3. Es un edificio cerrado
4. El edificio debe tener una forma regular
5. No debe ser una estructura flexible T< 1 s.
6. El edificio tiene una sección transversal simétrica en cada dirección, ya sea con un techo plano o un techo a dos aguas con $\theta \leq 45°$.
7. La estructura no tiene problemas de torsión.

Procedimiento de diseño.

1. Determinar la velocidad básica del viento V, suponiendo que viene en cualquier dirección horizontal.
2. Fijar el factor de importancia I, (carga de viento).
3. Se determinará una categoría de exposición
4. Se establecerá el factor que considera la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura “λ”.

Sistemas Principales Resistentes a las Fuerzas de Viento.

El diseño simplificado de presiones de viento, p_s para el MWFRS de edificios de poca altura con diafragmas simples, representa la presión neta que se aplicará en las proyecciones horizontales y verticales de las superficies del edificio, p_s se determinará por la siguiente ecuación:

$$p_s = \lambda K_{zt} I p_{S30} \quad (1.01)$$

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 30 ft (10m) y factor de importancia igual a 1.

b) MÉTODO 2 – PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

Este método está orientado a estructuras de forma regular, edificaciones abiertas, parcialmente cerradas, cerradas, estructuras rígidas, principalmente estructuras aporticadas.

Limitaciones

Tomar en consideración el aumento de carga causada por el efecto de ráfagas de resonancia con las vibraciones en los edificios flexibles y otras estructuras.

Procedimiento de diseño

- Determinar la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad del viento K_d
- Determinar el factor de importancia I.
- Categorías de exposición y velocidad de la presión de exposición del coeficiente de K_z o K_h según corresponda.
- Factor topográfico K_{zt}
- Un factor de efecto de ráfaga G o G_f
- Una clasificación de encierro
- Coeficiente de presión interna GC_{pi}
- Los coeficientes de presión externa C_p o GC_{pf} o coeficiente de fuerza C_f
- Velocidad de presión q_z o q_h
- Diseño de carga de viento p o F

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:

$$p = q * G * C_p - q_i * GC_{pi} \qquad [lb/ft^2] \qquad (1.02)$$

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:

$$p = q_h * (GC_{pf} - GC_{pi}) \qquad [lb/ft^2] \qquad (1.03)$$

Donde:

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:

$$p = q * G_f * C_p - q_i * GC_{pi} \qquad [lb/ft^2] \qquad (1.04)$$

Donde:

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:

$$p_p = q_p * GC_{pn} \qquad [lb/ft^2] \qquad (1.05)$$

Donde:

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 60ft (18.30m), se debe evaluar la presión del viento mediante la siguiente ecuación:

$$p = q_h * (GC_p - GC_{pi}) \qquad [lb/ft^2] \qquad (1.06)$$

Donde:

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 60ft (18.30m), la presión del viento debe determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$p = q * GC_p - q_i * GC_{pi} \qquad [lb/ft^2] \qquad (1.07)$$

Donde:

$q = q_z$ para paredes de barlovento 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:

$$F = q_h * G * C_f * A_s \qquad [lb] \qquad (1.08)$$

Donde:

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:

$$F = q_h * G * C_f * A_f \qquad [lb] \qquad (1.09)$$

Donde:

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. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS EN FACILIDADES PETROLERAS E INDUSTRIALES

Los pórticos arriostrados son apropiados para resistir las cargas horizontales de viento y sismo. Si bien, ambos son consideradas cargas horizontales, cabe destacar las siguientes diferencias: el viento es una fuerza determinada básicamente por la superficie expuesta y el sismo está determinada por las masas en juego.

El viento es una carga dinámica (que varía en el tiempo) con una determinada dirección e intensidad, es decir una masa de aire en movimiento que al chocar con la estructura produce un momento volcador, que aumenta con la velocidad y la superficie expuesta (a mayor velocidad de viento y más superficie, mayor momento volcador).

Con el aumento de la altura del edificio, y especialmente su esbeltez (λ = h/b), la acción del viento comienza a comprometer la estabilidad de la estructura con igual intensidad que las cargas gravitacionales, razón por la cual debe verificarse:

- La esbeltez del edificio
- La Rigidez
- El volcamiento
- El esfuerzo admisible del terreno
-

2.1. INTERACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1.1. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, bulones o ambos. Las barras componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la cual también se los denomina “pórticos a momentos”.

Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones AISC 341- 05 consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios. Los pórticos especiales requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos, lo cual permite utilizar un factor de modificación de respuesta R mayor (y por ende la acción sísmica es menor).

En contraposición, los pórticos ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores y menor nivel de detalle.

Se deberá evaluar las características y condicionantes de cada caso para encontrar la solución óptima, considerando aspectos estructurales, constructivos y de costo.

Figura 1. Estructura de pórticos no arriostrados

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las cuales son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión.

Dentro de las alternativas que ofrece este tipo estructural, las especificaciones sísmicas AISC 341-05 contemplan un caso particular: los pórticos con vigas reticuladas. Éstos se caracterizan por contar con un segmento especial en la viga que se diseña para deformaciones inelásticas significativas cuando es sometido a la acción del sismo, de acuerdo a un mecanismo de deformación plástica.

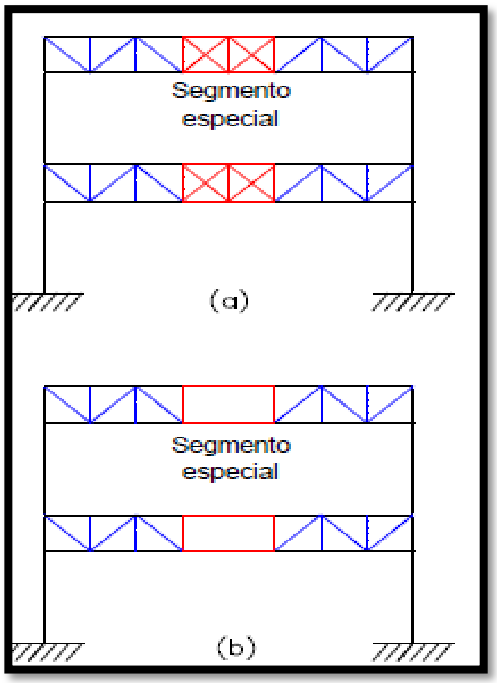


Figura 2. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas,

(a) segmento especial con reticulado en X, y

(b) segmento con panel Vierendeel.

La disipación de energía resulta de la fluencia por flexión en los cordones de la viga y la fluencia axial y pandeo de las barras diagonales dentro del segmento especial. Las partes restantes de la viga y las columnas se diseñan para permanecer en rango elástico.

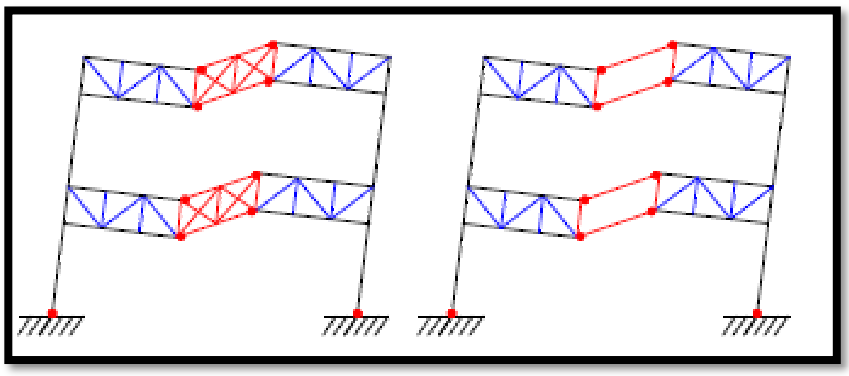


Figura 3. Deformación plástica para pórticos no arriostrado con viga reticulada.

De acuerdo a las especificaciones AISC 341-05, la luz de la viga reticulada no debe exceder los 20 m y su altura total no debe ser mayor que 1.8m.

La longitud del segmento especial debe estar comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la luz de la viga (el primer límite surge de consideraciones para controlar la demanda de ductilidad en los componentes que fluyen, mientras que el segundo límite se debe a razones prácticas). La relación entre la longitud y la altura de cualquier panel dentro de la zona del segmento especial debe estar comprendida entre 0.67 y 1.5.

Es recomendable disponer el segmento especial en la zona central de la viga, debido a que el esfuerzo de corte producido por las cargas gravitatorias es mínimo en esta posición.

Los pórticos especiales con viga reticulada presentan un comportamiento dúctil, con una respuesta cíclica estable hasta derivas de piso del 3%.

2.1.2. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura.

La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión.

Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Se pueden plantear diferentes configuraciones:

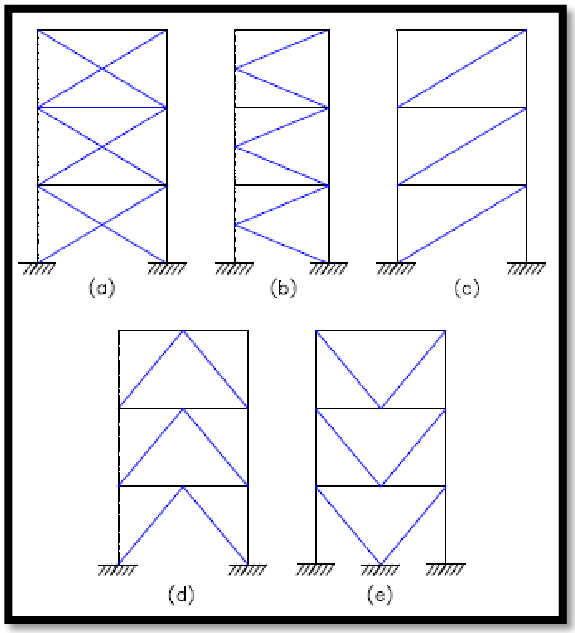


Figura 4. Pórticos arriostrados concéntricamente,

(a) Riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal,

(d) en V invertida y (e) en V

La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño.

Los arriostramientos concéntricos de acero presentan ventajas significativas para la rehabilitación sísmica de estructuras y es posible colocar solamente riostras de acero para rehabilitar estructuras aporticadas existentes.

2.1.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la deriva de piso.

Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas.

Las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados.

Estas zonas, llamadas enlaces se diseñan especialmente para disipar energía mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico.

No es recomendable generar la zona de enlace en las columnas, debido a que en ese caso el esfuerzo axial (variable por efecto de la acción sísmica) dificulta la determinación precisa de la resistencia a flexión y corte. Además, la falla no deseada del enlace en la columna tendría consecuencias mucho más graves que si el mismo se dispusiera en las vigas.

Es importante destacar que la conexión viga-columna se encuentra ubicada en una zona dúctil con altas solicitaciones, de modo que debe diseñarse con requerimientos similares a los aplicados en el caso de conexiones en pórticos no arriostrados dúctiles.

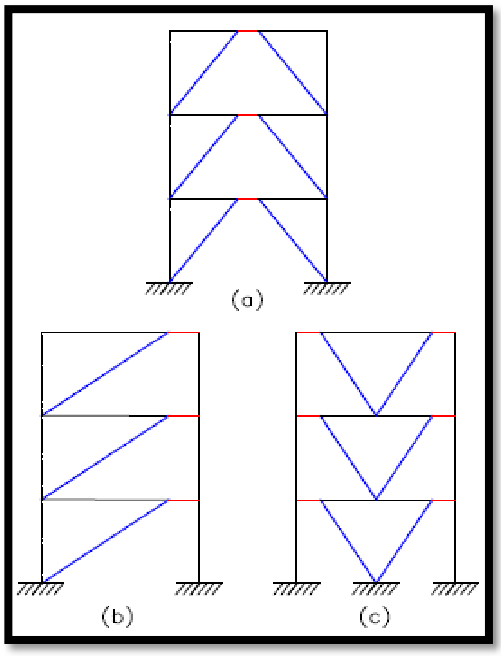


Figura 5. Pórticos arriostrados excéntricamente.

Los esfuerzos típicos que la acción sísmica induce en este tipo de pórticos de dos pisos se presentan a continuación:

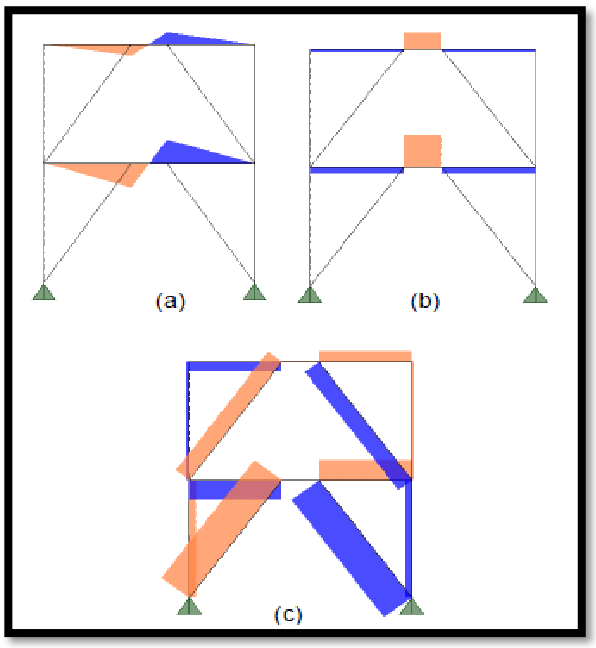


Figura 6. Diagramas de esfuerzos por acción sísmica,

(a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales.

La conexión excéntrica genera esfuerzos elevados de flexión y corte en la zona del enlace. Estos esfuerzos son los que producen la fluencia en dicha zona, disipando energía y asegurando así una adecuada ductilidad al sistema.

El enlace puede diseñarse por corte o por flexión, siendo el primer mecanismo de fluencia el más conveniente.

Esta zona debe diseñarse y detallarse en forma adecuada para asegurar una respuesta dúctil y estable, controlando los efectos de inestabilidad por pandeo local, mediante rigidizadores.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Mediante el uso del programa de computación ETABS, V9.5.0 se analiza la estructura tridimensionalmente.

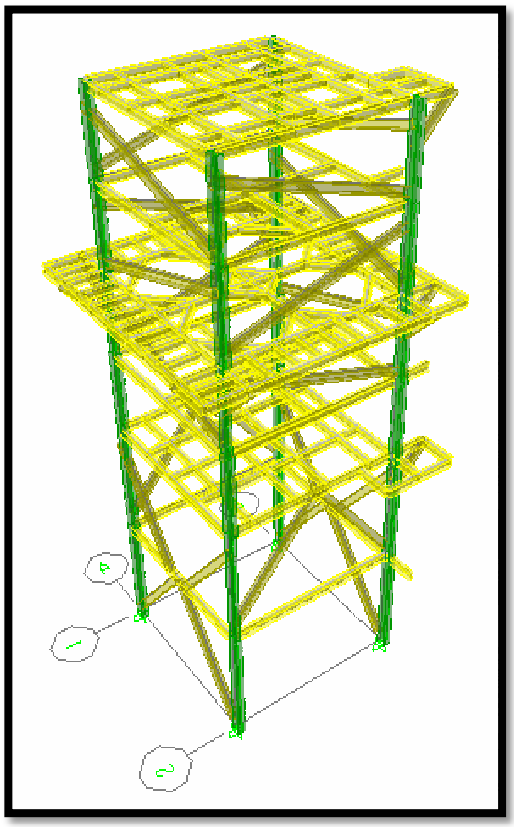


Figura 7. Modelo Tridimensional

Para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño se utiliza un análisis dinámico de la estructura, incluyendo todos los modos de vibración.

a) Fuerza cortante en la base:

La distribución del cortante en los pisos se hizo de acuerdo con la norma C.E.C. 2001.

Z =	**0.25**
I =	**1.00**
C =	**3.24**
Cm=	**2.80**
S=	**1.50**
bn=	**15.65**
c1=	**0.09**
T=	**0.71**
R =	**7.00**
ϕp =	**0.90**
ϕe =	**0.90**

$$C = \frac{1{,}25 * S^{s}}{T}$$

$$T = c1 * (b_n)^{3/4}$$

$$V = \left(\frac{Z * I * C}{R * \emptyset e * \emptyset p}\right) * Wtotal$$

Se escogió el período de vibración de la estructura sugerido por el C.E.C 2001.

V = 0.14 W

En el modelo estructural se aplicó la acción de un sismo, en función de un espectro respuesta para un tipo de suelo S3.

Para el cálculo de los períodos de vibración de la estructura se realizó un análisis dinámico modal espectral utilizando 12 modos de vibración de la estructura. Obteniéndose una participación modal de 97.67%.

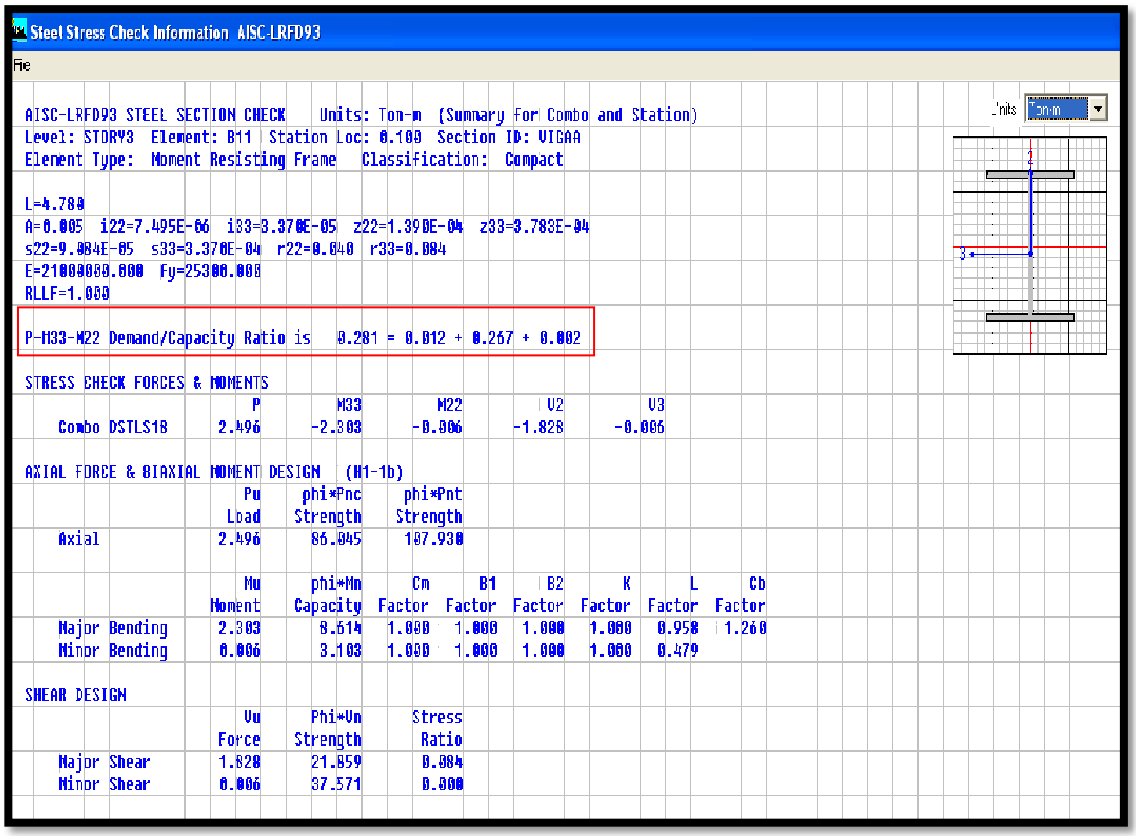
Modos de Vibración:

Modo	Periodo	UX	UY
1	0.556	97.667	0.000
2	0.283	0.002	0.851
3	0.263	0.000	77.322
4	0.144	2.299	0.001
5	0.097	0.000	0.000
6	0.080	0.000	0.003
7	0.077	0.013	0.002
8	0.065	0.003	0.000
9	0.061	0.000	3.340
10	0.050	0.000	0.000
11	0.046	0.000	2.266
12	0.045	0.000	3.434

Desplazamientos:

STORY	DISP-X (m)	DISP-Y (m)
STORY6	0.01726	-0.000027
STORY5	0.016911	-0.000034
STORY4	0.016447	-0.00004
STORY3	0.015646	-0.000041
STORY2	0.011536	-0.000006
STORY1	0.010762	-0.000006

b) Diseño de Viga:



CONCLUSIONES

- ✓ Esta investigación trata en particular en el diseño de una estructura resistente al viento que reposa en una filosofía sencilla: asegurar el diseño es decir, la reducción de la vulnerabilidad de los elementos estructurales, aquellos que soportan las cargas laterales y gravitacionales para garantizar la estabilidad de la edificación y la construcción de la misma, capaz de resistir sin daños las cargas eólicas probables, y de resistir con el menor daño posible las cargas eólicas excepcionales.
- ✓ Las estructuras metálicas presentan una gran versatilidad en cuanto a las diferentes configuraciones, debido a que los materiales que lo constituyen tienen un comportamiento de tipo homogéneo, lo cual

permite aprovechar sus características mecánicas bordeando su capacidad máxima.

- ✓ Es un sistema de pórticos arriostrados es capaz de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones inelásticas moderadas. El sistema posee una gran rigidez elástica.
- ✓ Los arriostramientos deben tener una relación de esbeltez muy controlada, a fin de limitar el pandeo local.
- ✓ Los pórticos arriostrados pueden diseñarse con diversas configuraciones de riostras, las cuales deben respetar no solo criterios estructurales, sino también requerimientos funcionales, económicos, estéticos, etc.
- ✓ Para el diseño del sistema de arriostramientos se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor se recomienda que esté comprendido entre 30 y 60º. Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia.