

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Mecánica y Ciencias de la  
Producción**

“Diseño de un Pórtico Rígido Reticular a Dos Aguas para  
la Cubierta de un Complejo de Canchas de Tenis”

TESIS DE GRADO

Previa la obtención del Título de:

**INGENIERO MECÁNICO**

Presentada por:

Carlos Ernesto Fierro Izurieta

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO

2000

# AGRADECIMIENTO

A todas las personas que colaboraron en la elaboración de este trabajo y especialmente al Ing. Alfredo Torres, Director de Tesis, por su invaluable ayuda.

# DEDICATORIA

A MI PADRE

A MI MADRE

# TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

---

Ing. Eduardo Rivadeneira  
**DECANO DE LA FIMCP**

---

Ing. Alfredo Torres  
**DIRECTOR DE TESIS**

---

Ing. Omar Serrano  
**VOCAL**

---

Ing. Eduardo Orcés  
**VOCAL**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”.

(Reglamento de Graduación de la ESPOL).

---

Carlos Fierro Izurieta

## RESUMEN

El presente trabajo desarrolla el diseño de un pórtico rígido reticular, a dos aguas, simplemente apoyado, y demás elementos complementarios que servirán como la estructura básica de un complejo de canchas de tenis cubiertas, para lo cual se realiza la elección del diseño de forma del pórtico que se ajuste más a las necesidades requeridas en cuanto a economía y facilidad de montaje del mismo.

La estructura está diseñada para resistir las máximas condiciones de cargas ambientales que se presentan regularmente en la ciudad de Guayaquil, como cargas de viento o de lluvia.

El método de diseño utilizado es el de diseño por el esfuerzo de trabajo o esfuerzo permisible. Este método trabaja con las especificaciones de la octava edición del Manual del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC).

La primera parte de la tesis se encarga de obtener el diseño de forma del pórtico que más se ajuste a las condiciones dadas. Una vez obtenidas las dimensiones del pórtico y la carga crítica para la cual este será diseñado, se procede a realizar el análisis aproximado del mismo para determinar las fuerzas internas máximas que soportará cada uno de sus elementos. En base a estas fuerzas aproximadas se realiza el diseño aproximado de la

estructura. En la segunda parte de la tesis se realiza el análisis y diseño exacto del pórtico, ya que se obtienen las reacciones exactas por medio del método del trabajo virtual. Se verifican si los perfiles asignados en el diseño aproximado coinciden con los perfiles obtenidos por medio del diseño exacto, en caso contrario se tiene que repetir el proceso de análisis exacto con los cambios realizados hasta que se satisfagan las condiciones del diseño. Para terminar con el procedimiento se realiza el diseño de los elementos complementarios de la estructura.

Como un procedimiento complementario se realiza una comparación entre el método de análisis utilizado en el diseño y el análisis del pórtico efectuado por medio de un software de análisis de estructuras como el SAP 90, para así poder determinar la eficiencia del diseño.

## ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS.....	IV
SIMBOLOGÍA.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
INTRODUCCIÓN.....	1
I. GENERALIDADES.....	3
1.1. Dimensiones y Distribución del Complejo de Canchas.....	3
1.2. Pórtico Rígido Reticular o de Alma Abierta.....	4
1.3. Fórmulas Aproximadas para Determinar las Reacciones Horizontales.....	8
1.4. Fórmula Exacta del Trabajo Virtual para Determinar las Reacciones Horizontales.....	11
1.5. Aproximación de Carga Concentrada a Carga Distribuida	13
1.6. Cargas de Diseño y Posibles Combinaciones de Carga...	16
II. ANÁLISIS Y DISEÑO APROXIMADO DEL PÓRTICO.....	19



2.1.	Diseño de Largueros.....	19
2.2.	Diseño de Templadores.....	24
2.3.	Análisis Aproximado del Pórtico.....	25
2.3.1.	Cálculo de Reacciones y Momentos para cada Carga.....	25
2.3.2.	Cálculo de Reacciones y Momentos para cada Combinación de carga.....	29
2.3.3.	Determinación de la Carga Crítica.....	30
2.3.4.	Puntos de Máximo Momento Positivo y Momento Cero en la Viga.....	31
2.3.5.	Diseño de Forma de la Columna.....	34
2.3.6.	Análisis de Fuerzas en la Columna.....	37
2.3.7.	Diseño de Forma de la Viga.....	49
2.3.8.	Análisis de Fuerzas en la Viga.....	51
2.3.9.	Análisis de Fuerzas en la Rodilla.....	56
2.4.	Diseño Aproximado del Pórtico.....	58
2.4.1.	Diseño de la Columna.....	61
2.4.2.	Diseño de la Viga.....	65
2.4.3.	Diseño de la Rodilla.....	69
2.4.4.	Cálculo del Peso Propio del Pórtico.....	71
III.	ANÁLISIS Y DISEÑO EXACTO DEL PÓRTICO.....	76

3.1.	División de Segmentos del Pórtico para el Método de Trabajo Virtual.....	77
3.2.	Cálculo de los Centroides de cada Segmento.....	79
3.3.	Cálculo de la Inercia de cada Segmento.....	81
3.4.	Cálculo de la Reacción Horizontal Exacta.....	83
3.5.	Análisis Exacto del Pórtico.....	86
3.5.1.	Puntos de Máximo Momento Positivo y Momento Cero en la Viga.....	86
3.5.2.	Análisis de Fuerzas en la Columna.....	89
3.5.3.	Análisis de Fuerzas en la Viga.....	93
3.5.4.	Análisis de Fuerzas en la Rodilla.....	96
3.6.	Diseño Exacto del Pórtico.....	97
3.6.1.	Diseño de la Columna.....	98
3.6.2.	Diseño de la Viga.....	100
3.6.3.	Diseño de la Rodilla.....	103
3.6.4.	Cálculo del Peso Propio del Pórtico.....	104
IV.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.....	109
4.1.	Diseño de la Placa Base de la Columna.....	110
4.2.	Diseño de Pernos de Anclaje.....	115
4.3.	Diseño de Tirantes para Contraventeo o Arriostramiento Longitudinal.....	118

4.4.	Diseño de Soldadura.....	121
4.4.1.	Unión Columna – Placa Base.....	123
4.4.2.	Unión Columna – Viga.....	128
4.4.3.	Unión Viga – Viga.....	133
4.4.4.	Unión Canales – Celosías.....	136
4.4.5.	Unión Largueros – Viga.....	141
4.4.6.	Unión Tirantes.....	144
V.	COMPARACIÓN ENTRE EL PRESENTE MÉTODO DE ANÁLISIS Y EL EFECTUADO POR EL PROGRAMA SAP 90....	146
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	152
	APÉNDICES	
	BIBLIOGRAFÍA	

## ABREVIATURAS

k	Kips
k/p	Kips por pie
k pie	Kips pie
k/plg <sup>2</sup>	Kips por pulgada cuadrada
kg/cm <sup>2</sup>	Kilogramos por centímetro cuadrado
kg/m <sup>2</sup>	Kilogramos por metro cuadrado
km/h	Kilometros por hora
ksi	Kips por pulgada cuadrada
lb	Libras
lb/p	Libras por pie
lb/p <sup>2</sup>	Libras por pie cuadrado
millas/h	Millas por hora
p	Pies
p <sup>2</sup>	Pies cuadrados
plg	Pulgadas
plg <sup>2</sup>	Pulgadas cuadradas

## SIMBOLOGÍA

a	Espesor de soldadura
A	Área
c	Altura media
C	Fuerza de compresión
d	Distancia
D	Fuerza diagonal
e	Espaciamiento de soldadura
E	Límite elástico de proporcionalidad
$f_a$	Esfuerzo actual de compresión
$f_b$	Esfuerzo normal actual de flexión
$f_p$	Esfuerzo actual
$f_R$	Esfuerzo actual resultante
F	Fuerza o carga
$F_a$	Esfuerzo permisible de compresión
$F_b$	Esfuerzo normal permisible de flexión
$F_p$	Esfuerzo permisible
$F_u$	Esfuerzo último de resistencia de la soldadura
$F_v$	Esfuerzo permisible al corte
$F_y$	Esfuerzo de fluencia
h	Altura
H	Reacción o fuerza horizontal
I	Momento de inercia
k	Constante de rigidez
L	Longitud
m	Momento flector provocado por una carga unitaria
M	Momento flector

P	Carga concentrada
q	Carga por unidad de área
r	Radio de giro
s	Longitud media del segmento
S	Módulo de sección
t	Espesor
$t_e$	Garganta de soldadura
T	Fuerza de tensión
V	Reacción o fuerza vertical
w	Carga por unidad de longitud
$\delta$	Deformación unitaria
$\phi$	Diámetro
o	Grados

## ÍNDICE DE FIGURAS

		Pág.
Figura 1.1	Dimensiones y distribución del complejo de canchas.....	4
Figura 1.2	Marco rígido a dos aguas simplemente apoyado.....	5
Figura 1.3	Dimensiones del marco rígido reticular.....	7
Figura 1.4	Fórmulas de Griffiths para diferentes condiciones de carga.....	10
Figura 1.5	Aplicación del método del trabajo virtual en pórticos rígidos.....	11
Figura 1.6	Condición de carga debida a los largueros.....	13
Figura 1.7	Diagramas de cortante y momento flector para diferentes condiciones de carga.....	14
Figura 2.1	Cargas en el larguero.....	22
Figura 2.2	Dimensiones centrales del marco.....	26
Figura 2.3	Altura de la columna.....	32
Figura 2.4	Diagrama de momentos para carga crítica.....	34
Figura 2.5	Posibles diseños de forma de la columna.....	34
Figura 2.6	Longitud de las celosías en diferentes diseños de forma..	35
Figura 2.7	Fuerzas internas en la columna.....	36
Figura 2.8	Secciones de análisis en la columna.....	39
Figura 2.9	Método de las secciones.....	39
Figura 2.10	Equilibrio estático en la sección A.....	41
Figura 2.11	Componentes axiales de las fuerzas internas en la sección A.....	42
Figura 2.12	Fuerzas axiales resultantes en cada elemento de la sección A.....	43
Figura 2.13	Fuerzas internas de la sección A.....	44
Figura 2.14	Análisis de la celosía horizontal por el método de los nudos.....	45
Figura 2.15	Fuerzas internas de las secciones B y C.....	46
Figura 2.16	Posibles diseños de forma de la viga.....	49
Figura 2.17	Fuerzas internas en la viga.....	50
Figura 2.18	Secciones de análisis en la viga.....	52
Figura 2.19	Equilibrio estático de la sección A en la viga.....	53
Figura 2.20	Fuerzas internas en la sección A de la viga.....	53
Figura 2.21	Fuerzas internas en las secciones B,C y D de la viga.....	54

Figura 2.22	Fuerzas internas en la rodilla.....	57
Figura 2.23	Diseño preliminar del pórtico.....	72
Figura 2.24	Diseño práctico del pórtico.....	74
Figura 3.1	División de segmentos del pórtico.....	78
Figura 3.2	Cálculo del centroide del segmento 1.....	80
Figura 3.3	Análisis de la sección transversal en el segmento 1.....	82
Figura 3.4	Superposición aplicada al método de trabajo virtual.....	84
Figura 3.5	Diagrama de momento flector a lo largo del pórtico.....	88
Figura 3.6	Secciones de análisis exacto en la columna.....	89
Figura 3.7	Fuerzas internas en las secciones críticas.....	90
Figura 3.8	Análisis exacto de la celosía horizontal por el método de los nudos.....	91
Figura 3.9	Secciones de análisis exacto en la viga.....	93
Figura 3.10	Fuerzas internas exactas en la viga.....	94
Figura 3.11	Fuerzas internas exactas en la rodilla.....	97
Figura 3.12	Diseño preliminar exacto del pórtico.....	105
Figura 3.13	Diseño final exacto del pórtico.....	106
Figura 4.1	Fijación de la placa base.....	111
Figura 4.2	Dimensiones de la placa base.....	113
Figura 4.3	Carga sobre los pernos de anclaje.....	115
Figura 4.4	Ubicación de los agujeros para los pernos en la placa base de la columna.....	118
Figura 4.5	Distribución de los tirantes.....	119
Figura 4.6	Longitud de soldadura para la unión de la columna y la placa base.....	124
Figura 4.7	Fuerzas actuantes sobre la soldadura de filete.....	125
Figura 4.8	Espesor y garganta de la soldadura.....	126
Figura 4.9	Unión columna – viga.....	129
Figura 4.10	Fuerzas actuantes en la unión columna – viga.....	130
Figura 4.11	Longitud y espaciamiento de la soldadura intermitente en la rodilla.....	133
Figura 4.12	Fuerzas actuantes en la unión viga – viga.....	134
Figura 4.13	Longitud y espaciamiento de la soldadura intermitente en la unión viga – viga.....	136
Figura 4.14	Unión soldada de la celosía con el canal interno.....	139
Figura 4.15	Rigidizador entre el ángulo doble.....	140
Figura 4.16	Carga de diseño para la soldadura en el apoyo del larguero.....	142
Figura 5.1	Identificación de los elementos críticos en el pórtico.....	150



## ÍNDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla I	Fuerzas internas en la columna.....	48
Tabla II	Fuerzas internas en la viga.....	55
Tabla III	Peso propio del pórtico.....	74
Tabla IV	Cálculo de la reacción horizontal.....	85
Tabla V	Fuerzas internas exactas en la columna.....	92
Tabla VI	Fuerzas internas exactas en la viga.....	95
Tabla VII	Peso propio exacto del pórtico.....	107
Tabla VIII	Comparación de las fuerzas internas críticas por los dos métodos de análisis.....	149

## ÍNDICE DE PLANOS

# APÉNDICES

## BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual, Octava Edición, Impreso en Estados Unidos de America, 1980.
2. CRAWLEY STANLEY, DILLON ROBERT, Estructuras de Acero Análisis y Diseño, Editorial Limusa, Primera Edición, Impreso en México, 1992.
3. LUDEÑA JACKELINE, Diseño de un Pórtico Rígido de Alma Llena de Dos Aguas Simplemente Apoyado, (Tesis, Facultad de Ingeniería en Mecánica y Ciencias de la Producción, Escuela Superior Politécnica del Litoral, 1995).
4. McCORMAC JACK C., Diseño de Estructuras Metálicas, Ediciones Alfaomega, Segunda Edición, Impreso en México, 1991.
5. SHIGLEY JOSEPH E., MITCHELL LARRY D., Diseño en Ingeniería Mecánica, Editorial McGraw – Hill, Quinta Edición, Impreso en México, 1995.

6. SCHODEK DANIEL L., Structures, Editorial Prentice – Hall, Primera Edición, Impreso en Estados Unidos de América, 1980.

# CAPÍTULO 1

## 1. GENERALIDADES.

El diseño de estructuras de acero es muy utilizado en las construcciones actuales debido principalmente a su facilidad y rapidez de montaje. Y dentro de estas estructuras se encuentra el pórtico o marco rígido, denominado así por tener juntas resistentes al momento. Las juntas se conectan rígidamente por medio de uniones fijas o uniones desmontables para no permitir la rotación relativa de estas cuando soportan cargas.

### 1.1. Dimensiones y Distribución del Complejo de Canchas.

El complejo estará compuesto por tres canchas reglamentarias de tenis de campo. La cancha es de forma rectangular de 23.77 metros de largo y 10 metros de ancho. Según las disposiciones reglamentarias para seguridad debe de existir en los fondos de la cancha un espacio libre mínimo de 7 metros por cada lado. La separación o espacio libre mínimo a los lados de una cancha debe ser de 3.5 metros. Con estas condiciones se obtiene que las

# CAPÍTULO 2

## 2. ANÁLISIS Y DISEÑO APROXIMADO DEL PÓRTICO.

En este capítulo se procederá a realizar el análisis y el diseño preliminar del pórtico. Este análisis consiste en calcular las reacciones horizontales por medio de las fórmulas aproximadas de Griffiths para poder determinar la condición de carga crítica bajo la cual se procederá a realizar el diseño preliminar de los elementos que conforman el pórtico. Además, también se procede a realizar el diseño de los largueros y templadores, los cuales soportan la carga de la cubierta y la carga viva.

### 2.1. Diseño de Largueros.

Cuando ya se han fijado algunas dimensiones del pórtico, como el claro, la distancia entre centros, entre otras, se puede realizar el diseño de los largueros. Estos elementos tienen como principal función soportar directamente la cubierta o techo, y proporcionar apoyo lateral a las vigas del marco. Como largueros se utilizan principalmente canales o correas. Para su diseño se pueden

# CAPÍTULO 3

## 3. ANÁLISIS Y DISEÑO EXACTO DEL PÓRTICO.

En este capítulo se procederá a realizar el análisis y el diseño exacto del pórtico, utilizando para esto el valor de la reacción horizontal exacta. Una vez obtenidos los perfiles preliminares del pórtico a través del diseño aproximado, se procede a utilizar estos perfiles para hallar la reacción horizontal exacta por medio del método del trabajo virtual.

Para utilizar el método del trabajo virtual es necesario conocer el momento de inercia a lo largo de todo el pórtico. Pero como la inercia no es constante, para lograr una mayor precisión, se divide al pórtico en varios segmentos, en los que su inercia es constante o varía muy poco. Se calculan el momento de inercia y momento flector en los centroides de cada segmento y se procede a calcular el valor exacto de la reacción horizontal para poder realizar el análisis de las fuerzas internas en el pórtico.



# CAPÍTULO 4

## 4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.

Una vez finalizado el proceso de diseño del marco o pórtico rígido reticular, el que consistió en determinar las secciones de los perfiles que formarán sus elementos, se procede a realizar el diseño de los elementos que no conforman el pórtico en sí, pero que se utilizan en este tipo de estructuras para obtener una mayor eficiencia del diseño.

Estos elementos complementarios de la estructura son la placa base para las columnas, los pernos de anclaje de la placa base a la cimentación de concreto y los tirantes para contraventeo o arriostamiento longitudinal.

Además aunque no es un elemento complementario, ya que nos sirve de unión entre los distintos elementos del pórtico, el diseño de la soldadura se la incluye dentro de este capítulo. Las uniones de las columnas con las vigas en las rodillas, de las dos vigas en el punto medio del pórtico, de la columna con la placa base, de los canales con las celosías, de los

# **CAPÍTULO 5**

## **5. COMPARACIÓN ENTRE EL PRESENTE MÉTODO DE ANÁLISIS Y EL EFECTUADO POR EL PROGRAMA SAP 90.**

El presente capítulo tiene por objeto comprobar la eficiencia del método de análisis utilizado en el diseño del pórtico rígido reticular. Para cumplir con este objetivo, se compararán los resultados obtenidos en los valores de las fuerzas internas de los elementos críticos del pórtico, con los valores de los mismos obtenidos al realizar el análisis de la estructura con el programa SAP 90 (Structural Analysis Program).

El programa SAP 90 es uno de los tantos programas existentes para el análisis de estructuras, y el procedimiento para su uso es muy sencillo y práctico. Los datos de entrada que deben ser proporcionados al programa son: el modelo de la estructura, las condiciones de carga, la restricción de

# CAPÍTULO 6

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. Con el trabajo realizado en este documento, se concluye que se puede diseñar un pórtico rígido reticular rápidamente, si tomamos las recomendaciones de la tesis, y sin necesidad de utilizar la ayuda de un programa o software. Además, la mayoría de los programas existentes se encargan solamente de analizar las estructuras, no de diseñarlas, ya que se deben de proporcionar los datos de los perfiles que conforman la estructura, para que el programa realice el análisis y por ende dé los valores de las fuerzas internas que soportan las estructuras. El procedimiento utilizado para el diseño del pórtico es muy práctico y sencillo, aplicando cada uno de los pasos seguidos en este documento.
2. Se determina que las fórmulas de Griffiths utilizadas para calcular el valor aproximado de las reacciones horizontales, y el método del

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo principal el diseñar la estructura metálica básica para la construcción de un complejo de canchas de tenis cubiertas, cumpliendo con las especificaciones de diseño dadas por la octava edición del manual del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC). Esta estructura está integrada principalmente por el marco o pórtico rígido y los largueros, así como también los demás elementos complementarios que servirán para el soporte y unión de los distintos elementos principales.

Las ventajas de la construcción de estructuras de acero frente a otro tipo de construcciones son entre otras su alta resistencia, elasticidad y ductilidad. Pero puede ser que la principal ventaja de este tipo de construcciones es la rapidez de su montaje, ya que se pueden prefabricar en plantas y luego montar en obra. Entre las desventajas que presentan es que son más vulnerables a la corrosión, son susceptibles al pandeo y al fuego, y su costo es un poco elevado. Pero estas desventajas pueden ser controladas con un buen mantenimiento y un factor de seguridad apropiado en el diseño de la estructura. Además la desventaja en el costo puede ser compensada con la rapidez en su montaje.

La principal característica del pórtico a diseñarse es que se trata de un pórtico reticular o de alma abierta. Este tipo de pórticos es el más comúnmente utilizado en la mayoría de obras en la ciudad de Guayaquil, como edificios comerciales e industriales, coliseos deportivos y demás estructuras similares, ya que resulta mucho más económico que el pórtico de alma llena cuando actúan sobre la estructura cargas moderadas, ya sea carga muerta y cargas ambientales.

El trabajo presenta las pautas y pasos necesarios para efectuar el diseño de este tipo de pórticos. Esto es de mucha importancia y tendrá una gran utilidad, ya que la mayoría de textos tiene información acerca del diseño de pórticos de alma llena, mas no del diseño de pórticos de alma abierta.

# CAPÍTULO 1

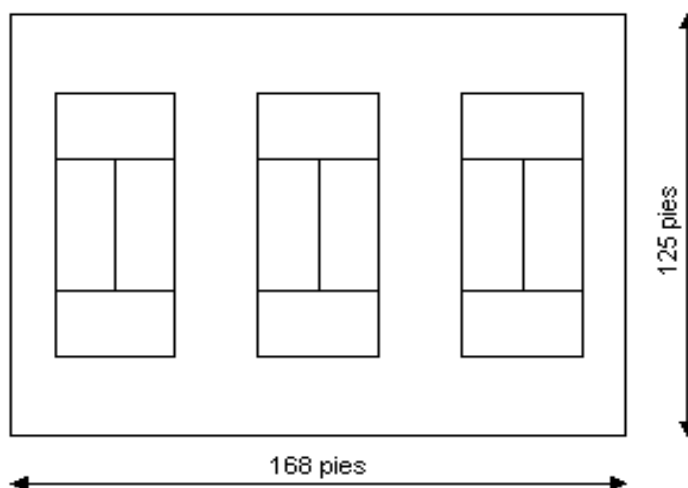
## 1. GENERALIDADES.

El diseño de estructuras de acero es muy utilizado en las construcciones actuales debido principalmente a su facilidad y rapidez de montaje. Y dentro de estas estructuras se encuentra el pórtico o marco rígido, denominado así por tener juntas resistentes al momento. Las juntas se conectan rígidamente por medio de uniones fijas o uniones desmontables para no permitir la rotación relativa de estas cuando soportan cargas.

### 1.1. Dimensiones y Distribución del Complejo de Canchas.

El complejo estará compuesto por tres canchas reglamentarias de tenis de campo. La cancha es de forma rectangular de 23.77 metros de largo y 10 metros de ancho. Según las disposiciones reglamentarias para seguridad debe de existir en los fondos de la cancha un espacio libre mínimo de 7 metros por cada lado. La separación o espacio libre mínimo a los lados de una cancha debe ser de 3.5 metros. Con estas condiciones se obtiene que las

dimensiones recomendadas para un complejo cubierto de tres canchas de tenis es de 51 metros o 168 pies de largo por 38 metros o 125 pies de ancho. Para canchas cubiertas se recomienda una altura libre de aproximadamente 12 metros o 39 pies.



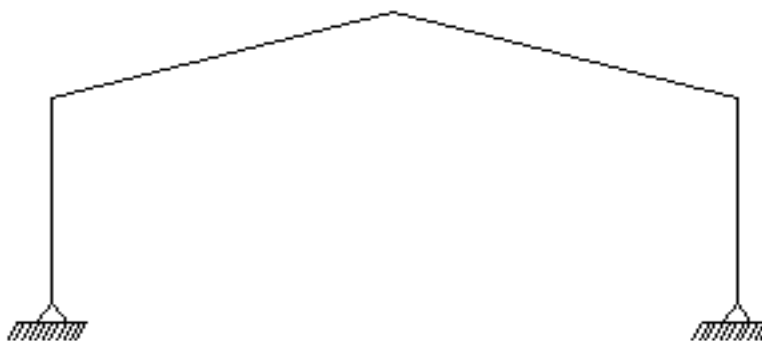
**FIGURA 1.1. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DEL COMPLEJO DE CANCHAS**

## **1.2. Pórtico Rígido Reticular o de Alma Abierta.**

La estructura de acero que mejor se ajusta a estas condiciones por economía y ahorro en altura libre es el pórtico o marco rígido. La mayor parte de los pórticos rígidos tienen apoyos articulados o se dice que son simplemente apoyados, es decir que sus apoyos no tienen restricción al momento. Este tipo de apoyo se obtiene colocando anclas o pernos que pasan a través de placas de apoyo.

Estas placas se fijan a su vez a una zapata de concreto. Para que se comporte el apoyo de la mejor manera posible como un apoyo articulado, los pernos se deben colocar en el eje neutro de la columna del pórtico.

Existen diferentes formas de marcos o pórticos rígidos, pero el más comúnmente utilizado es el marco a dos aguas. Con este tipo de marco, se obtiene un mayor espacio libre a un menor costo y además no permite la acumulación de cargas vivas en la cubierta.



**FIGURA 1.2. MARCO RÍGIDO A DOS AGUAS SIMPLEMENTE APOYADO**

Las dimensiones del complejo de canchas son de 168 por 125 pies. De acuerdo a esto el pórtico a diseñarse tendrá un claro o luz de 125 pies. Para edificios o construcciones de este tipo se recomienda como el espaciamiento más económico entre pórticos,



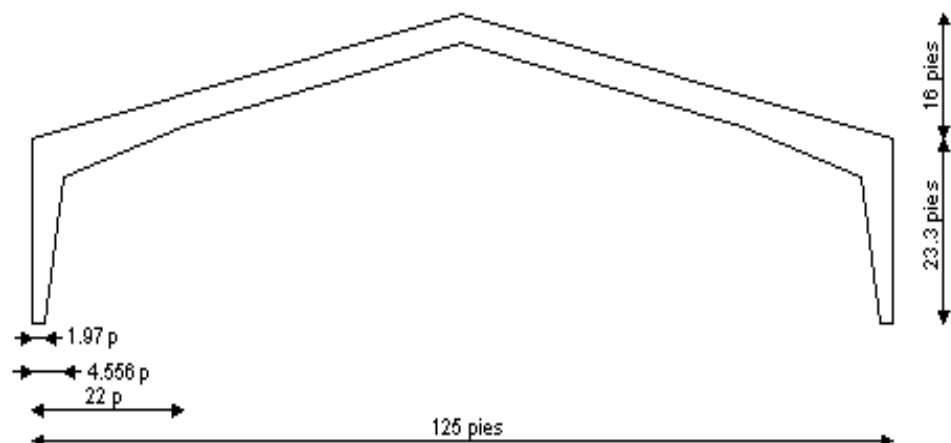
valores entre 22 y 28 pies, cuando estos soportan cargas promedio. Por esto, la estructura estará formada por siete pórticos separados 28 pies entre sí. La altura máxima de cada pórtico será de 39 pies.

De acuerdo a la conformación de la estructura interna de un pórtico, este puede ser de alma llena o reticular o de alma abierta. Cuando no se soportan cargas demasiado elevadas y el claro del pórtico es relativamente grande, por economía se recomienda construir un marco reticular o de alma abierta. Como su nombre lo indica, esta clase de pórticos se caracterizan por no tener el alma o cuerpo de la estructura cubierta o llena en su totalidad, sino que su alma está formada por ángulos dobles o celosías en forma de retículas que sirven como refuerzos de los elementos principales o canales.

Generalmente en los marcos la sección transversal de la columna es mayor mientras más se acerca a la rodilla y es menor en la base. Esto permite resistir de una mejor manera los máximos esfuerzos o momentos que existen en la rodilla. La sección transversal en la conexión de la columna con la rodilla debe tener un valor adecuado para poder resistir los elevados valores del momento, ya que mientras mayor sea la sección, las fuerzas que

soportaran los elementos principales o canales, serán menores. Pero mientras más grande sea la sección, los elementos secundarios o celosías de la columna tendrán una longitud mayor, con lo cual la economía del pórtico se verá afectada. Por esta razón la sección transversal en la parte de unión de la columna con la rodilla debe tener un valor intermedio que nos de el mayor beneficio económico. Por la experiencia y por lo visto en la mayoría de este tipo de obras se recomienda darle al canal interno una inclinación con respecto a la vertical entre  $0^{\circ}$  a  $10^{\circ}$ , y una altura aproximada equivalente al 80% de la altura del canal externo.

La viga del pórtico tiene también una sección transversal variable. En la parte de la rodilla la sección es mayor, y esta va disminuyendo hasta el punto donde el momento es aproximadamente cero, para luego mantener su sección constante.



**FIGURA 1.3.** DIMENSIONES DEL MARCO RÍGIDO RETICULAR

### **1.3. Fórmulas Aproximadas para Determinar las Reacciones Horizontales.**

El pórtico rígido simplemente apoyado es una estructura estáticamente indeterminada, ya que se tienen dos reacciones horizontales y dos reacciones verticales en los apoyos, mientras que por estática solamente se tienen tres ecuaciones de equilibrio. Por medio de estas ecuaciones, sólo se pueden obtener los valores de las dos reacciones verticales, mientras que los valores de las reacciones horizontales son indeterminados. Es necesario obtener los valores de todas las reacciones en los apoyos para poder realizar el análisis completo de las fuerzas internas que soporta el pórtico, para su posterior diseño. El valor de las reacciones horizontales va a estar afectado por las dimensiones relativas de las piezas que constituyen el pórtico. Por esta razón se necesitan obtener los valores aproximados de las reacciones horizontales para poder realizar el análisis y luego el diseño aproximado del pórtico.

Existe gran cantidad de información sobre el análisis de marcos rígidos, y entre esta existen fórmulas que dan los valores de las reacciones horizontales con un margen de error muy pequeño. Estas fórmulas vienen dadas para diferentes condiciones de carga. Las fórmulas más conocidas y por lo tanto, más comúnmente

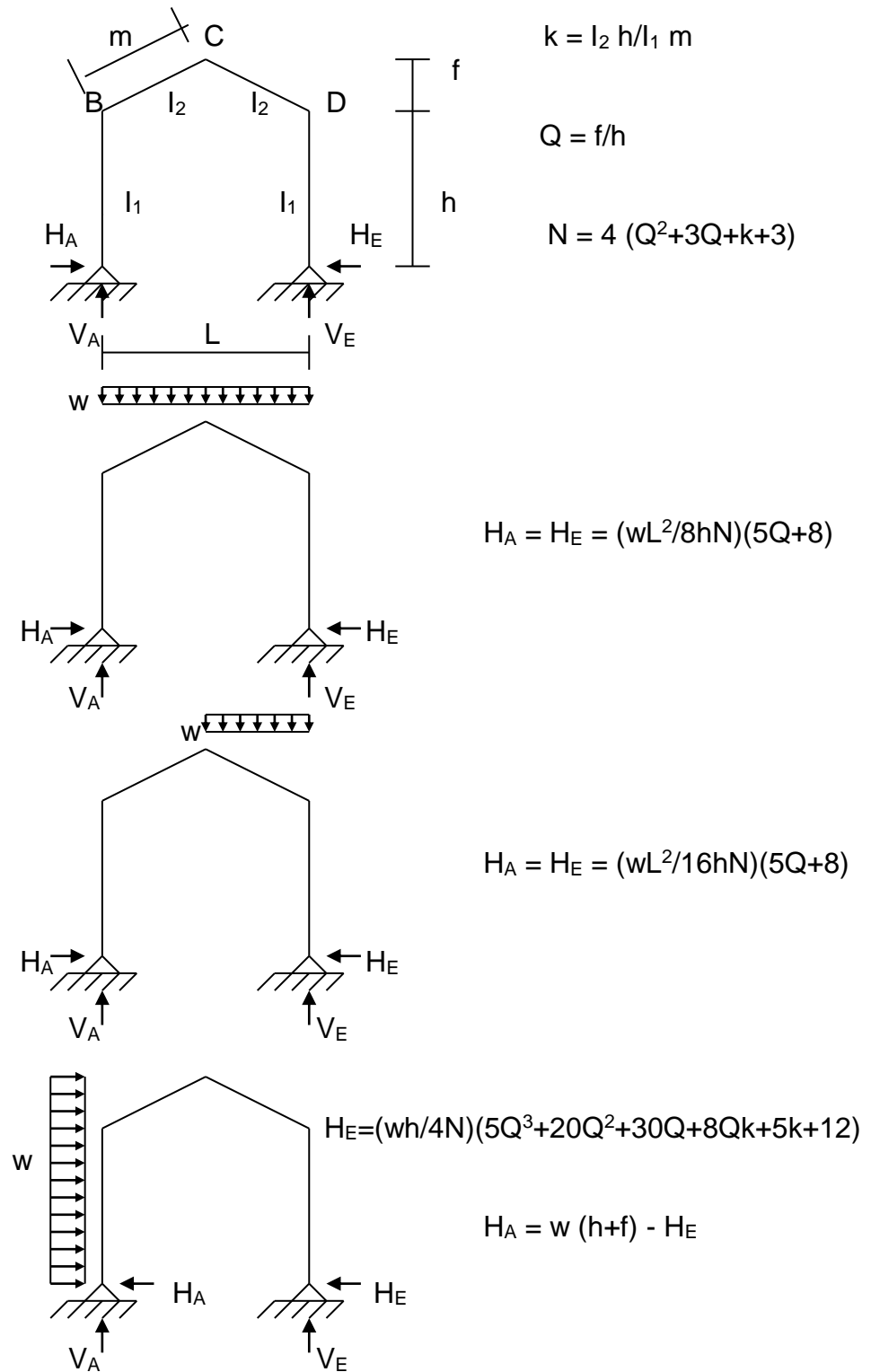
utilizadas son las dadas por John D. Griffiths (1). Las fórmulas están dadas para marcos de sección transversal constante, pero como la mayoría de marcos tienen su sección transversal variable, se aplican unos factores de corrección que dependen de la relación altura de la columna a claro. Existen muchas obras que indican diversos factores de corrección para las reacciones horizontales, pero los más usados son los de Martin P. Korn (2). Estos factores indican que si la relación entre la altura y el claro del pórtico es mayor o igual a 0.20, el valor de la reacción horizontal  $H$  debe aumentarse en un 5% al dado por las fórmulas de Griffiths. Si la relación es igual a 0.15,  $H$  debe aumentarse en un 10%. Por último, si la relación es igual a 0.12,  $H$  debe aumentarse en un 15%. Cuando las cargas de viento están presentes, no se deben incrementar los valores de  $H$  con los factores de corrección.

A continuación se detallan las fórmulas dadas por Griffiths para las diferentes condiciones de carga. Las dimensiones del pórtico utilizadas por estas fórmulas son medidas en su línea central.

---

(1) John D. Griffiths, *Single-Span Rigid Frames in Steel* (New York: AISC, 1948).

(2) Martin P. Korn, *Steel Rigid Frames Manual Design and Construction* (Ann Arbor, Mich, J. Edwards, Inc., 1953), p. 15.

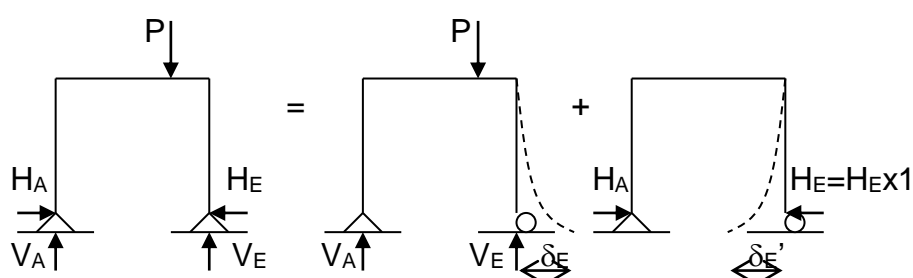


**FIGURA 1.4.** FÓRMULAS DE GRIFFITHS PARA DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA

#### 1.4. Fórmula Exacta del Trabajo Virtual para Determinar las Reacciones Horizontales.

Cuando se han obtenido los perfiles o las dimensiones de los elementos que forman el pórtico por medio de las fórmulas aproximadas, es necesario revisar estos valores con un método que nos permita realizar el análisis exacto de la estructura. Existen algunos métodos de análisis exacto, pero el más utilizado por su facilidad de aplicación para este tipo de estructuras, es el método del Trabajo Virtual.

El método del Trabajo Virtual va a ser desarrollado para este caso particular de un pórtico rígido simplemente apoyado. Por superposición se puede descomponer en:



**FIGURA 1.5.** APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL TRABAJO VIRTUAL EN PÓRTICOS RÍGIDOS

Para determinar las deformaciones elásticas en pórticos rígidos estáticamente indeterminados se aplica el mismo análisis que para

las vigas, ya que la energía de deformación debida a la carga axial y a la fuerza cortante son generalmente pequeñas comparadas con la energía de deformación debido al momento flector, por lo cual para el cálculo se las desprecia. Por lo tanto:

$$\begin{aligned}
 0 &= \delta_E + \delta_E' \\
 \delta &= \int \frac{Mm}{EI} dx \\
 \delta_E &= \int \frac{Mm}{EI} dx \\
 \delta_E' &= H_E \int \frac{mm}{EI} dx \\
 0 &= \int \frac{Mm}{EI} dx - H_E \int \frac{m^2}{EI} dx \\
 H_E &= \frac{\int \frac{Mm}{EI} dx}{\int \frac{m^2}{EI} dx}
 \end{aligned}$$

Cuando el módulo de rigidez del material E es constante, este se puede simplificar. Además es posible integrar gráficamente en vez de matemáticamente, principalmente cuando se tiene un elemento de momentos de inercia variable a lo largo de su sección transversal. En este caso, el elemento debe dividirse en un número conveniente de secciones de longitudes  $ds$  para realizar los cálculos. Los valores del momento M debido a las reacciones verticales y a la carga externa; del momento m debido a una carga horizontal unitaria, y del momento de inercia I, deben ser tomados

en el centroide de cada tramo  $ds$ . Por lo tanto la fórmula podría quedar expresada de esta forma:

$$H_E = \frac{\sum \frac{Mm}{EI} ds}{\sum \frac{m^2}{EI} ds}$$

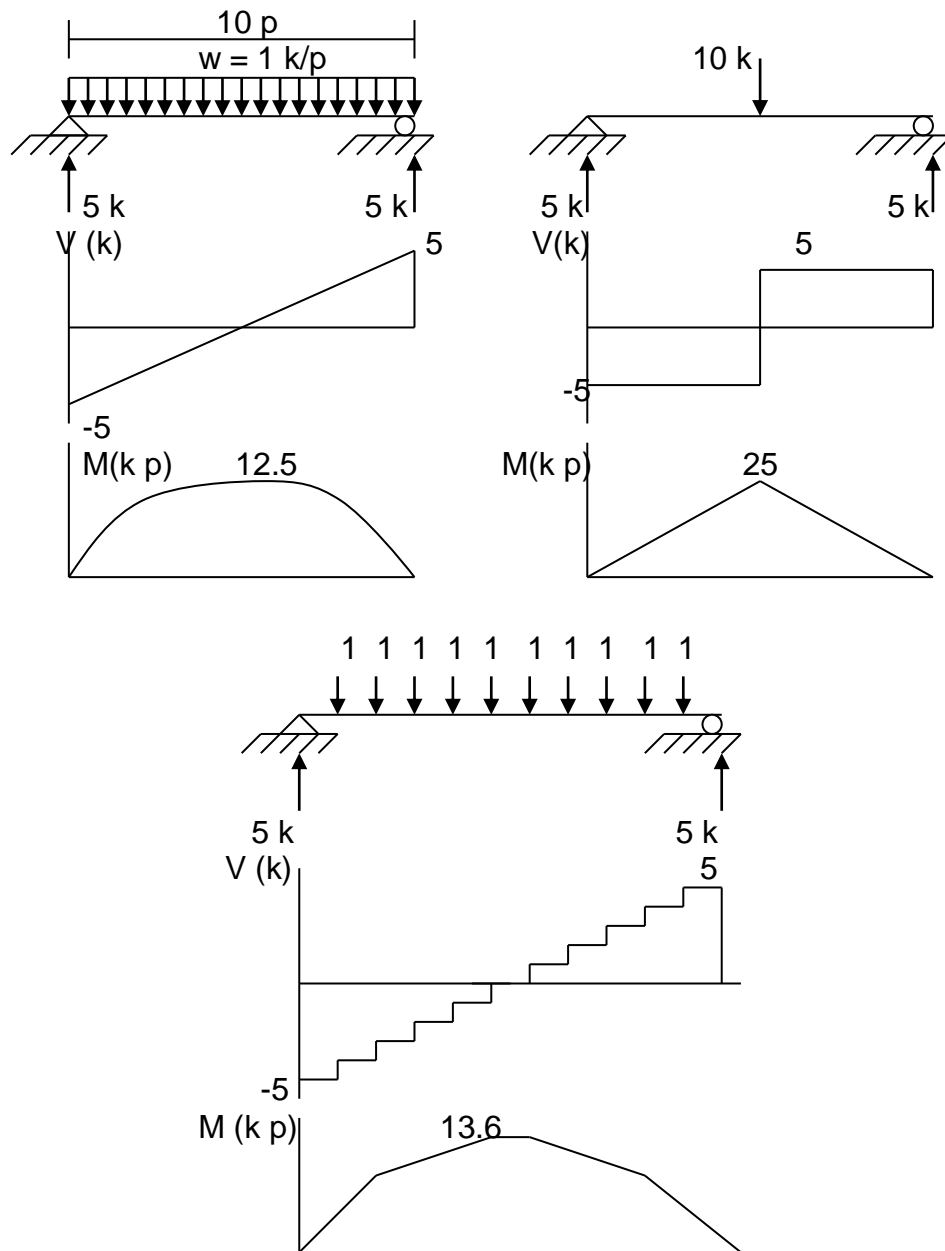
### 1.5. Aproximación de Carga Concentrada a Carga Distribuida.

El pórtico soporta cargas externas, que pueden ser cargas vivas o carga muerta. Esta carga es transmitida al pórtico a través de los largueros, que son los elementos que resisten de una forma directa la carga. Esta carga es transmitida a los largueros como carga uniformemente distribuida, y estos a su vez la transmiten al pórtico como carga concentrada. Esto se debe a que los largueros atraviesan transversalmente la viga del marco.



**FIGURA 1.6.** CONDICIÓN DE CARGA DEBIDA A LOS  
LARGUEROS





**FIGURA 1.7.** DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR PARA DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA

En los marcos reticulares o de alma abierta, los largueros o canales se asientan generalmente sobre los nudos. De esta forma se logra que el marco reticular actúe parecido a una armadura, es decir que sus elementos sólo soporten cargas de tensión o compresión. Pero al realizar el análisis del marco rígido es más práctico asumir o tomar la carga, como si esta fuera una carga uniformemente distribuida. De esta manera se facilitan los cálculos para obtener el valor del momento flector en cualquier punto del marco. Una vez obtenidos estos valores, los elementos se diseñan para soportar solamente carga axial.

Como podemos observar en la figura 1.7., mientras mayor sea el número de cargas concentradas que se aplican a un elemento, el diagrama del momento flector se aproxima más al diagrama del mismo elemento con carga uniformemente distribuida. Se observa que mientras el porcentaje de error para una viga con sólo una carga concentrada es del 100%, para una viga con 10 cargas concentradas el error es solamente del orden de un 8,8%. El pórtico a diseñarse soporta 26 largueros en toda la longitud de su claro; por lo que al realizar el análisis asumiendo una carga uniformemente distribuida se obtendrán unos valores aproximados con un porcentaje de error despreciable.

### 1.6. Cargas de Diseño y Posibles Combinaciones de Carga.

Las cargas aplicadas en el diseño del pórtico rígido reticular son la carga muerta, las cargas vivas y las cargas ambientales. La carga muerta es aquella que es constante, es decir que no varía con las diferentes condiciones que se presenten. Como carga muerta se considera la carga debida al peso propio de la estructura y de los largueros, y la carga de la cubierta. La carga viva es aquella que no es constante y puede variar dependiendo de las condiciones que se presenten. Como cargas vivas se consideran las cargas de montaje, las cargas de lluvia, entre otras. Entre las cargas ambientales se consideran las cargas de viento y las cargas de sismo.

Las cargas se expresan en fuerza por unidad de área, y los valores a utilizarse en el diseño son:

- Carga muerta
  - ◆ Peso propio  $20 \text{ kg/m}^2$  o  $4 \text{ lb/pie}^2$  de proyección horizontal(1).
  - ◆ Carga de cubierta  $10 \text{ kg/m}^2$  o  $2 \text{ lb/pie}^2$  de proyección horizontal.

---

(1) Stanley Crawley – Robert Dillon, Estructuras de Acero (Editorial LIMUSA, 1992), p. 332.

- Carga viva (montaje, lluvia) 50 kg/m<sup>2</sup> o 10,24 lb/pie<sup>2</sup> de proyección horizontal.
- Carga sísmica 10% de la carga muerta o 0.6 lb/pie<sup>2</sup> de superficie vertical (1).
- Velocidad de viento máxima 80 km/h o 50 millas/h, carga de viento 8.3 lb/pie<sup>2</sup> de superficie vertical (2).

Como cubierta o techo se utilizan simplemente planchas de ETERNIT, que es un material muy ligero y es el más utilizado en este tipo de edificaciones deportivas. La carga viva aplicada es un poco elevada debido principalmente a los elementos utilizados en el montaje de la estructura. El valor de la velocidad del viento es la recomendada para este tipo de construcciones en la ciudad de Guayaquil, aunque este es el valor máximo que se puede presentar, ya que las velocidades promedio son muy inferiores.

Las más comunes combinaciones de carga son:

- 1) Carga muerta + Carga viva.
- 2) Carga muerta + Carga sísmica.

---

(1) Jack McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas (Alfaomega, 1991), p. 443 - 444.

(2) Jack McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas (Alfaomega, 1991), p. 441 – 443.

3)  $\frac{3}{4}$  (Carga muerta + Carga de viento).

4)  $\frac{3}{4}$  (Carga muerta + Carga viva + Carga de viento).

Las combinaciones que incluyen las fuerzas del viento se multiplican por  $\frac{3}{4}$  debido a que el AISC estipula el incremento de un tercio del esfuerzo permisible cuando se consideran cargas de viento. Estas son las combinaciones de carga que se analizarán para determinar cual es la más crítica, y en base a esa se realizará el diseño del pórtico rígido reticular.

## **CAPÍTULO 2**

### **2. ANÁLISIS Y DISEÑO APROXIMADO DEL PÓRTICO.**

En este capítulo se procederá a realizar el análisis y el diseño preliminar del pórtico. Este análisis consiste en calcular las reacciones horizontales por medio de las fórmulas aproximadas de Griffiths para poder determinar la condición de carga crítica bajo la cual se procederá a realizar el diseño preliminar de los elementos que conforman el pórtico. Además, también se procede a realizar el diseño de los largueros y templadores, los cuales soportan la carga de la cubierta y la carga viva.

#### **2.1. Diseño de Largueros.**

Cuando ya se han fijado algunas dimensiones del pórtico, como el claro, la distancia entre centros, entre otras, se puede realizar el diseño de los largueros. Estos elementos tienen como principal función soportar directamente la cubierta o techo, y proporcionar apoyo lateral a las vigas del marco. Como largueros se utilizan principalmente canales o correas. Para su diseño se pueden

considerar a los largueros como miembros libres de flexionarse en cualquier dirección y como miembros fijos lateralmente. Para nuestro caso corresponden a largueros del primer tipo, es decir miembros sujetos a flexión asimétrica.

Los largueros se asientan sobre el alma del canal superior de las vigas, proporcionándole apoyo lateral. La cubierta proporciona a los largueros apoyo lateral en el sentido paralelo a la superficie del techo. La carga vertical que soporta un larguero está compuesta por la carga de cubierta y la carga viva. En este caso la carga vertical sobre el larguero, se puede descomponer en una carga normal y una carga paralela. Como la cubierta no es lo suficientemente rígida, no se puede despreciar en el diseño del larguero a la componente paralela, por lo tanto, se colocan unos templadores que pueden ser tirantes o varillas en el centro o terceras partes del claro del larguero para que soporten esta componente.

Como se mencionó anteriormente los largueros serán perfiles C o canales, los cuales se colocarán sólo sobre los nudos superiores de las vigas, para que los elementos de estas, soporten carga axial. Normalmente el espaciamiento entre los largueros es de 2 a 6 pies. Los largueros serán colocados sobre nudos alternados en

el pórtico, para obtener un total de 13 largueros por la mitad del claro. De esta manera resulta más económico que colocar largueros sobre todos los nudos superiores de la viga. La máxima separación entre largueros utilizada para este diseño será de 5.44 pies. A continuación se realiza el diseño de los largueros.

Carga de cubierta : 2 lb/pie<sup>2</sup> de proyección horizontal

Carga viva : 10.24 lb/pie<sup>2</sup> de proyección horizontal

Carga de diseño : 12.24 lb/pie<sup>2</sup> de proyección horizontal

Carga de diseño por superficie de techo:

$$q = 12.24 \frac{lb}{p^2} \times \frac{28p \times 62.5p}{28p \times 64.5p} = 11.86 \frac{lb}{p^2}$$

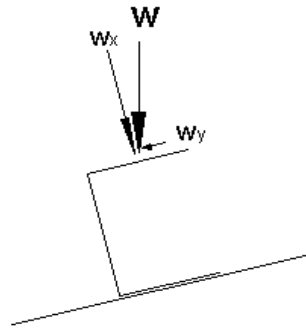
$$w = 11.86 \frac{lb}{p^2} \times 5.44p = 64.52 \frac{lb}{p} = 0.065 \frac{k}{p}$$

La pendiente del canal superior de la viga es de 14° con respecto a la horizontal, y esta es la misma inclinación de los largueros. Con esta inclinación se descompone a la carga por unidad de longitud, en su componente normal y axial. El larguero se considera que está simplemente apoyado en la viga.

$$w_x = w \cos 14^\circ = 0.065 \cos 14^\circ = 0.063 \frac{k}{p}$$

$$w_y = w \sin 14^\circ = 0.065 \sin 14^\circ = 0.016 \frac{k}{p}$$





**FIGURA 2.1. CARGAS EN EL LARGUERO**

El larguero se diseña como una viga con carga uniformemente distribuida, sujeto a flexión asimétrica y de 28 pies de longitud.

$$M_x = \frac{w_x l^2}{8} = \frac{0.063 \times 28^2}{8} = 6.174k \cdot p$$

Los templadores se ubican en los tercios de la longitud de los largueros, por lo que:

$$M_y = \frac{2w_y l^2}{175} = \frac{2 \times 0.016 \times 28^2}{175} = 0.143k \cdot p$$

Se toma un canal compacto y de acero A36, o sea  $F_y = 36 \text{ k/plg}^2$  :

$$Fb_x = 0.66F_y = 0.66 \times 36 = 24 \frac{k}{plg^2}$$

$$Fb_y = 0.75F_y = 0.75 \times 36 = 27 \frac{k}{plg^2}$$

Se toma un canal C 6x8.2, donde:

$$fb_x = \frac{M_x}{S_x} = \frac{6.174 \times 12}{4.38} = 16.92 \frac{k}{plg^2}$$

$$fb_y = \frac{M_y}{S_y} = \frac{0.143 \times 12}{0.492} = 3.49 \frac{k}{plg^2}$$

$$\frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1$$

$$\frac{16.92}{24} + \frac{3.49}{27} = 0.834 \leq 1$$

Luego incorporamos el peso propio del larguero que es 8.2 lb/pie u  $8.2 \times 10^{-3}$  k/pie.

$$w = 0.065 + 0.0082 = 0.0732 \frac{k}{p}$$

$$w_x = 0.0732 \cos 14^\circ = 0.071 \frac{k}{p}$$

$$w_y = 0.0732 \operatorname{sen} 14^\circ = 0.018 \frac{k}{p}$$

$$M_x = \frac{0.071 \times 28^2}{8} = 6.958k \cdot p$$

$$M_y = \frac{2 \times 0.018 \times 28^2}{175} = 0.161k \cdot p$$

$$fb_x = \frac{6.958 \times 12}{4.38} = 19.06 \frac{k}{plg^2}$$

$$fb_y = \frac{0.161 \times 12}{0.492} = 3.93 \frac{k}{plg^2}$$

$$\frac{19.06}{24} + \frac{3.93}{27} = 0.94 \leq 1$$

Por lo tanto por cada pórtico se utilizarán como largueros, 26 canales C 6x8.2 de 28 pies de longitud.

## 2.2. Diseño de Templadores.

Debido a que como largueros se utilizan perfiles C, y estos son menos resistentes con respecto a los ejes de sus almas, se necesitan colocar tirantes o templadores en la mitad o tercios para reducir las longitudes del claro por flexión con respecto a estos ejes, y por ende reducir los momentos con respecto a estos ejes. Como templadores se usarán varillas de acero A36.

A continuación se realiza el diseño de los templadores tomando en consideración la mitad del claro del pórtico, ya que es una estructura simétrica.

Carga debida al peso propio del larguero en proyección horizontal:

$$q = 8.2 \frac{lb}{p} \times \frac{13 \times 28p}{62.5p \times 28p} = 1.71 \frac{lb}{p^2}$$

Carga de cubierta: 2 lb/pie<sup>2</sup> de proyección horizontal.

Carga viva: 10.24 lb/pie<sup>2</sup> de proyección horizontal.

Carga total de diseño:  $q = 1.71 + 2 + 10.24 = 13.95$  lb/pie<sup>2</sup>.

$$q_y = q \text{sen} 14^\circ = 13.95 \times \text{sen} 14^\circ = 3.37 \frac{lb}{p^2}$$

Fuerza que toma cada templador:

$$T = q_y A = 3.37(62.5 \times 9.33) = 1965 lb = 1.965 k$$

Como los templadores van soldados a los largueros, se tiene:

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{1.965}{0.6 \times 36} = 0.091 p 1 g^2$$

De acuerdo al manual del AISC página 4.141, para un área de  $0.091 \text{ plg}^2$ , se debe utilizar un varilla de diámetro  $3/8 \text{ plg}$ . Pero el manual en su página 5.46, sección 1.15.1 dice que las conexiones deben diseñarse para soportar cargas no menores a 6 k. Entonces el área y diámetro de la varilla serán:

$$A_g = \frac{6}{0.6 \times 36} = 0.28 \text{ plg}^2$$

$$\phi = \frac{5}{8} \text{ plg}$$

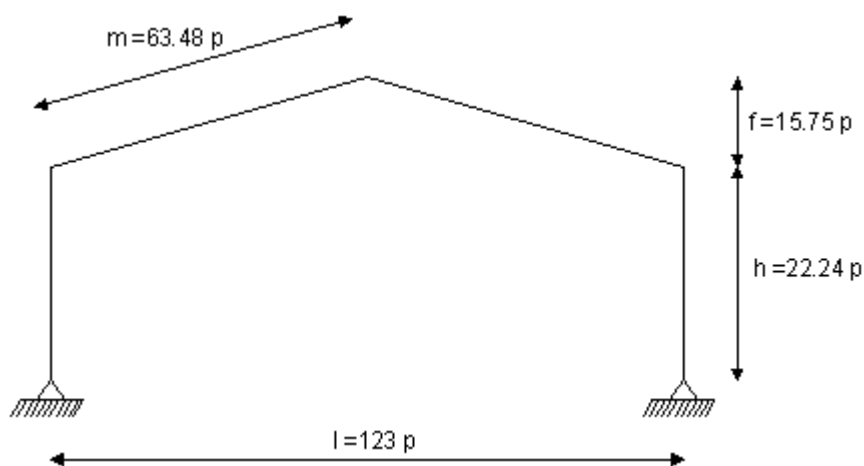
El templador de la cumbrera como se coloca en posición horizontal, va a soportar una carga de tensión mayor a las anteriores, pero igualmente se coloca una varilla del mismo diámetro. También se cumple con la relación de esbeltez máxima.

Los templadores también sirven como apoyo lateral a los largueros y mantienen a los largueros alineados durante el montaje, hasta que la cubierta se coloca y se fija a los largueros.

## **2.3. Análisis Aproximado del Pórtico.**

### **2.3.1. Cálculo de Reacciones y Momentos para cada Carga.**

Las dimensiones de la línea central del pórtico son utilizadas para el cálculo de las reacciones del mismo utilizando las fórmulas de Griffiths. Estos valores son indicados en la figura 2.2.



**FIGURA 2.2. DIMENSIONES CENTRALES DEL MARCO**

Asumiendo que  $I_1$  es igual a  $I_2$ , podemos simplificar el cálculo y obtenemos los siguientes valores:

$$k = \frac{I_2 h}{I_1 m} = \frac{22.24}{63.48} = 0.35$$

$$Q = \frac{f}{h} = \frac{15.75}{22.24} = 0.71$$

$$N = 4(Q^2 + 3Q + k + 3) = 4(0.71^2 + 3 \times 0.71 + 0.35 + 3) = 23.94$$

La relación altura – claro es  $38/123 = 0.31$  que es mayor que 0.20, por lo que la reacción horizontal H debe aumentarse en un 5%, con excepción en las reacciones provocadas por cargas laterales como la carga de viento o la de sismo.

Con los valores de carga por unidad de área que tenemos, obtenemos los valores de carga por unidad de longitud o

carga uniformemente distribuida  $w$ , para así poder calcular las reacciones y momentos para cada carga, es decir para carga muerta, carga viva, carga de sismo y carga de viento. Los resultados se obtienen de las fórmulas de la figura 1.4.

Carga muerta:

$$w = (4 + 2)28 = 168 \frac{lb}{p}$$

$$H_A = H_E = 1.05 \frac{168 \times 123^2}{8 \times 22.24 \times 23.94} (5 \times 0.71 + 8) = 7240 lb = 7.24k$$

$$V_A = V_E = \frac{140 \times 123}{2} = 10332 lb = 10.33k$$

$$M_B = 7.24 \times 22.24 = 161k \cdot p$$

$$M_C = 7.24 \times 38 - 10.33 \times 61.5 + \frac{0.168 \times 61.5^2}{2} = -42.47k \cdot p$$

Carga viva:

$$w = 10.24 \times 28 = 286.72 \frac{lb}{p}$$

$$H_A = H_E = 1.05 \frac{286.72 \times 123^2}{8 \times 22.24 \times 23.94} (5 \times 0.71 + 8) = 12351 lb = 12.35k$$

$$V_A = V_E = \frac{286.72 \times 123}{2} = 17640 lb = 17.64k$$

$$M_B = 12.35 \times 22.24 = 274.66k \cdot p$$

$$M_C = 12.35 \times 38 - 17.64 \times 61.5 + \frac{0.287 \times 61.5^2}{2} = -74.7k \cdot p$$

Carga de sismo:

$$w = 0.6 \times 28 = 16.8 \frac{lb}{p}$$

$$H_E = \frac{16.8 \times 22.24}{4 \times 23.94} \left( 5 \times 0.71^3 + 20 \times 0.71^2 + 30 \times 0.71 + 8 \times 0.71 \times 0.35 + 5 \times 0.35 + 12 \right)$$

$$H_E = 190.83 \text{ lb} = 0.191 \text{ k}$$

$$H_A = w(h + f) - H_E = 16.8 \times 38 - 190.83 = 447.57 \text{ lb} = 0.448 \text{ k}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$-0.0168 \frac{38^2}{2} + 123V_E = 0$$

$$V_E = 0.099 \text{ k}$$

$$V_A = -0.099 \text{ k}$$

$$M_B = \frac{0.0168 \times 22.24^2}{2} - 0.448 \times 22.24 = -5.81 \text{ k} \cdot p$$

$$M_C = \frac{0.0168 \times 38^2}{2} - 0.448 \times 38 + 0.099 \times 61.5 = 1.19 \text{ k} \cdot p$$

$$M_D = 0.191 \times 22.24 = 4.25 \text{ k} \cdot p$$

Carga de viento:

$$w = 8.3 \times 28 = 232.4 \frac{\text{lb}}{p}$$

$$H_E = \frac{232.4 \times 22.24}{4 \times 23.94} \left( 5 \times 0.71^3 + 20 \times 0.71^2 + 30 \times 0.71 + 8 \times 0.71 \times 0.35 + 5 \times 0.35 + 12 \right)$$

$$H_E = 2639.9 \text{ lb} = 2.64 \text{ k}$$

$$H_A = 232.4 \times 38 - 2639.9 = 6191.3 \text{ lb} = 6.2 \text{ k}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\frac{-0.2324 \times 38^2}{2} + 123V_E = 0$$

$$V_E = 1.36 \text{ k}$$

$$V_A = -1.36 \text{ k}$$

$$M_B = \frac{0.2324 \times 22.24^2}{2} - 6.2 \times 22.24 = -80.41 \text{ k} \cdot p$$

$$M_C = \frac{0.2324 \times 38^2}{2} - 6.2 \times 38 + 1.36 \times 61.5 = 15.83k \cdot p$$

$$M_D = 2.64 \times 22.24 = 58.71k \cdot p$$

### 2.3.2. Cálculo de Reacciones y Momentos para cada Combinación de Carga.

Una vez obtenidas las reacciones y momentos para cada carga individual, se deben calcular las reacciones y momentos para las posibles combinaciones de carga que pudieran ser críticas, las cuales fueron establecidas en el subcapítulo 1.6.

#### 1) Carga muerta + Carga viva

$$H_A = H_E = 7.24 + 12.35 = 19.59k$$

$$V_A = V_E = 10.33 + 17.64 = 27.97k$$

$$M_B = 161 + 274.66 = 435.66k \cdot p$$

$$M_C = -42.47 - 74.7 = -117.17k \cdot p$$

$$M_D = 161 + 274.66 = 435.66k \cdot p$$

#### 2) Carga muerta + Carga sísmica

$$H_A = 7.24 - 0.448 = 6.792k$$

$$H_E = 7.24 + 0.191 = 7.431k$$

$$V_A = 10.33 - 0.099 = 10.231k$$

$$V_E = 10.33 + 0.099 = 10.429k$$

$$M_B = 161 - 5.81 = 155.19k \cdot p$$

$$M_C = -42.47 + 1.19 = -41.28k \cdot p$$

$$M_D = 161 + 4.25 = 165.25k \cdot p$$

#### 3) $\frac{3}{4}$ (Carga muerta + Carga de viento)



$$\begin{aligned}
 H_A &= \frac{3}{4}(7.24 - 6.2) = 0.78k \\
 H_E &= \frac{3}{4}(7.24 + 2.64) = 7.41k \\
 V_A &= \frac{3}{4}(10.33 - 1.36) = 6.73k \\
 V_E &= \frac{3}{4}(10.33 + 1.36) = 8.77k \\
 M_B &= \frac{3}{4}(161 - 80.41) = 60.44k \cdot p \\
 M_C &= \frac{3}{4}(-42.47 + 15.83) = -19.98k \cdot p \\
 M_D &= \frac{3}{4}(161 + 58.71) = 164.78k \cdot p
 \end{aligned}$$

4)  $\frac{3}{4}$  (Carga muerta + Carga viva + Carga de viento)

$$\begin{aligned}
 H_A &= \frac{3}{4}(7.24 + 12.35 - 6.2) = 10.04k \\
 H_E &= \frac{3}{4}(7.24 + 12.35 + 2.64) = 16.67k \\
 V_A &= \frac{3}{4}(10.33 + 17.64 - 1.36) = 19.96k \\
 V_E &= \frac{3}{4}(10.33 + 17.64 + 1.36) = 22k \\
 M_B &= \frac{3}{4}(161 + 274.66 - 80.41) = 266.44k \cdot p \\
 M_C &= \frac{3}{4}(-42.47 - 74.7 + 15.83) = -76k \cdot p \\
 M_D &= \frac{3}{4}(161 + 274.66 + 58.71) = 370.78k \cdot p
 \end{aligned}$$

### 2.3.3. Determinación de la Carga Crítica.

Al observar los valores obtenidos de las reacciones y momentos para cada combinación de carga, se determina que la combinación de cargas que provocará los mayores valores de fuerzas internas en el pórtico, es decir la carga crítica, es la combinación de carga muerta más carga viva. En la mayoría de estructuras de este tipo, esta es la combinación de cargas que provoca los mayores momentos, incluso que los provocados por la combinación de carga viva, carga muerta y carga de viento. Por lo tanto,

en base a estos valores se procede a realizar el análisis y el diseño del pórtico rígido reticular.

#### **2.3.4. Puntos de Máximo Momento Positivo y Momento Cero en la Viga.**

Para poder realizar un mejor análisis de la estructura, se puede determinar la variación del momento flector a lo largo de todo el pórtico. Una vez obtenidos estos valores, se determinan cuales son los puntos de análisis crítico, donde el momento es mayor, tanto en la columna como en la viga.

De acuerdo a la carga crítica anteriormente determinada, los valores de las reacciones horizontal, vertical y carga uniformemente distribuida son:

$$H_A = H_E = 19.59k$$

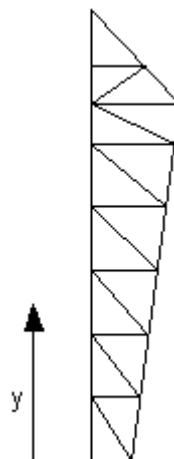
$$V_A = V_E = 27.97k$$

$$w = 0.455 \frac{k}{p}$$

En la columna el valor del momento está afectado sólo por la reacción horizontal y su valor es:

$$M_{Columna} = 19.59y$$

Donde  $y$  es la altura de la columna en pies. El valor del momento máximo se da en la parte más alta de la columna, es decir en la rodilla.



**FIGURA 2.3. ALTURA DE LA COLUMNA**

El valor del momento flector a lo largo de la viga se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$M_{viga} = 27.97x - 19.59(22.24 + 0.256x) - 0.455\frac{x^2}{2}$$

Donde la altura de la columna es 22.24 pies,  $x$  es la distancia horizontal desde la base de la columna medida en pies y  $0.256x$  es la distancia vertical en pies, desde el inicio de la viga, la cual tiene  $14^\circ$  de inclinación con respecto a la horizontal.

El momento flector en la viga cambia de sentido, por lo que tiene un punto de inflexión donde el momento es cero. Generalmente en este punto o en la cercanía del mismo, se produce el cambio de inclinación en el canal interno de la viga del pórtico, para luego tener la viga una sección

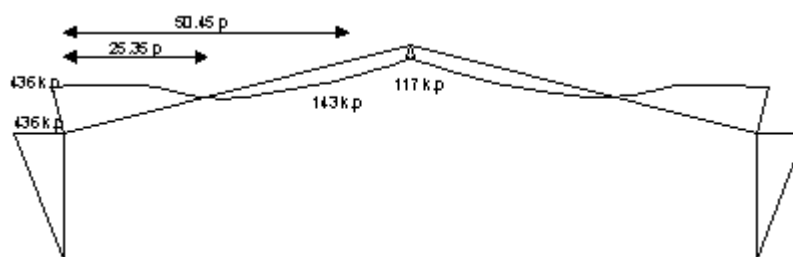
transversal constante. Este punto se determina a continuación:

$$\begin{aligned}
 M_{Viga} &= 27.97x - 19.59(22.24 + 0.256x) - 0.455\frac{x^2}{2} = 0 \\
 27.97x - 435.68 - 5.015x - 0.2275x^2 &= 0 \\
 -0.2275x^2 + 22.955x - 435.68 &= 0 \\
 x &= 25.35p
 \end{aligned}$$

El máximo momento negativo en la viga se produce en el inicio, es decir en la unión con la columna, pero el valor del máximo momento positivo no se ha determinado todavía, así como tampoco el lugar exacto donde se produce a lo largo de la viga. El procedimiento para calcularlos es el siguiente:

$$\begin{aligned}
 M_{Viga} &= 22.955x - 435.68 - 0.2275x^2 \\
 \frac{dM}{dx} &= 22.955 - 0.455x = 0 \\
 x &= 50.45p \\
 M_{Viga} &= 22.955 \times 50.45 - 435.68 - 0.2275 \times 50.45^2 = 143.37k \cdot p
 \end{aligned}$$

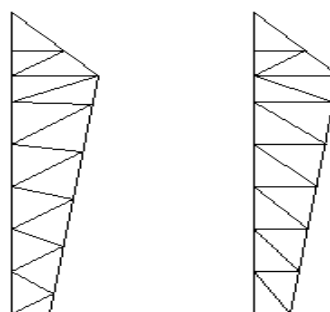
A continuación se presenta el gráfico de la variación del momento flector a lo largo de todo el pórtico rígido reticular. Se observa que el momento flector en la columna varía proporcionalmente y en el mismo sentido, mientras que en la viga el gráfico del momento flector tiene un punto donde su valor es cero y cambia su sentido.



**FIGURA 2.4.** DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA CARGA CRÍTICA

### 2.3.5. Diseño de Forma de la Columna.

En un pórtico rígido reticular sus componentes internos o celosías, que están conformadas por ángulos dobles, pueden ordenarse en diferentes composiciones dependiendo de factores como la practicidad en el montaje o la economía de la obra. La columna del pórtico puede tener dos diferentes diseños de forma: columna con celosías diagonales solamente o columna con celosías horizontales y diagonales.



**FIGURA 2.5.** POSIBLES DISEÑOS DE FORMA DE LA COLUMNA

De acuerdo a las dimensiones externas de la columna, que ya fueron determinadas anteriormente, se observará cual de los dos diseños de forma resulta más económico por la cantidad de material utilizado en las celosías. Como ejemplo y para facilitar los cálculos, se tomará un segmento de la columna de 1 pie de altura, 1 pie de base y de sección constante. El diseño de forma de celosías diagonales, tiene dos ángulos dobles de igual longitud, equivalente a:

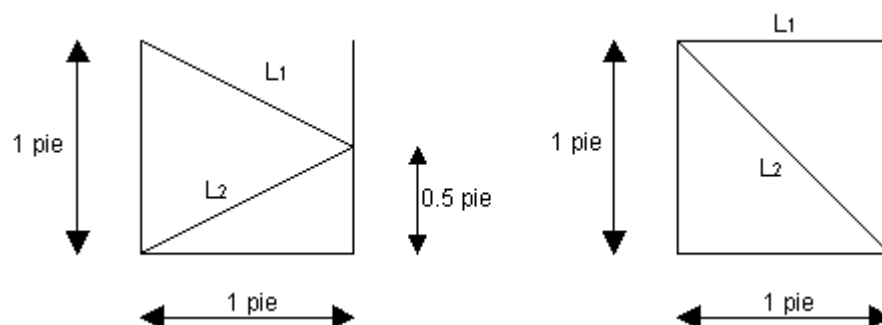
$$L_1 = L_2 = \sqrt{(1^2 + 0.5^2)} = 1.12$$

$$L_r = L_1 + L_2 = 1.12 + 1.12 = 2.24$$

El diseño de forma de celosías horizontales y diagonales tiene un ángulo doble horizontal de 1 pie de longitud y un ángulo diagonal de longitud:

$$L_2 = \sqrt{(1^2 + 1^2)} = 1.41$$

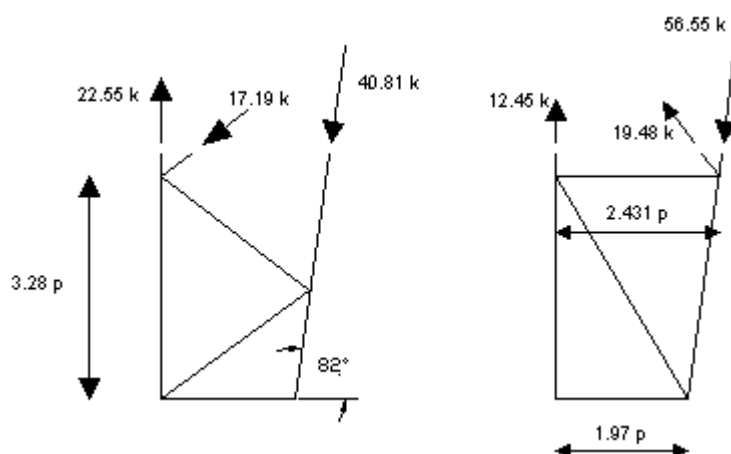
$$L_r = 1 + 1.41 = 2.41$$



**FIGURA 2.6.** LONGITUD DE LAS CELOSÍAS EN DIFERENTES DISEÑOS DE FORMA

Con este ejemplo se determina que el diseño de forma de sólo celosías diagonales resulta más económico debido a la menor cantidad de longitud de material utilizado.

También se puede comparar que diseño de forma resulta más económico de acuerdo a la magnitud de esfuerzos que los elementos deben soportar. Por medio del método de análisis de la columna que desarrollaremos en el siguiente subcapítulo, se determinan los siguientes valores de fuerzas internas en los dos diseños de forma posibles.



**FIGURA 2.7. FUERZAS INTERNAS EN LA COLUMNA**

Observamos que el diseño de forma con celosías horizontales y diagonales va a soportar una carga de compresión más alta que el diseño de forma con celosías diagonales solamente, por lo que este no resulta ser el más

económico en cuanto a cantidad de material utilizado. Sin embargo, para la selección de la forma de la columna va a prevalecer el criterio de practicidad en el montaje de la obra antes que el de economía. Por este motivo, se seleccionará el diseño de forma con celosías horizontales y diagonales, ya que su montaje es más sencillo y rápido, e incluso podría resultar que la desventaja en cuanto a la economía del material utilizado puede ser compensado por la rapidez en el montaje de la columna.

#### **2.3.6. Análisis de Fuerzas en la Columna.**

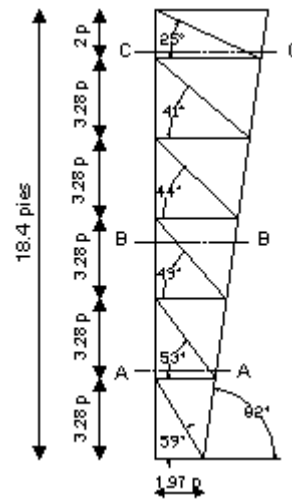
Una vez que conocemos el diseño de forma que se va a utilizar en la columna, se procede a realizar el análisis de las fuerzas internas de la misma. Existen tres métodos de análisis que se pueden utilizar para calcular las fuerzas internas en cualquier sección del pórtico rígido reticular.

El método de los nudos como se conoce, es un método sencillo de aplicar, pero es demasiado largo si se quieren conocer las fuerzas internas de una sección lejana a los apoyos. Esto se debe a que este método es secuencial, ya que primero se calculan las fuerzas internas de los elementos que se conectan a los nudos más cercanos al



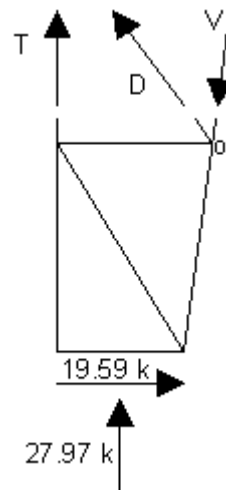
apoyo, y así avanza nudo por nudo hasta llegar a la sección requerida. En cada nudo se aplican las tres ecuaciones de equilibrio de la estática, por lo que sólo se pueden calcular un máximo de tres fuerzas internas por nudo.

El método de las secciones se basa también en las tres ecuaciones de equilibrio de la estática. Se pueden calcular las fuerzas internas en cualquier sección del pórtico, siempre y cuando con el corte en la sección se tengan un máximo de tres elementos indeterminados. Se escogerán tres secciones para determinar los valores de las fuerzas internas, y se diseñará para los valores críticos o más elevados. El otro método de análisis es el método del cortante y momento, y es más bien un método gráfico, ya que se ilustra la forma como se distribuyen las fuerzas de tensión y compresión que generan el momento, en los elementos del pórtico. Es un método de rápido desarrollo, y al igual que el método de las secciones, se pueden calcular directamente las fuerzas internas en cualquier sección del pórtico. A continuación se realiza la comparación entre el cálculo de las fuerzas internas en la sección A por medio del método de las secciones y por el método del cortante y momento.



**FIGURA 2.8. SECCIONES DE ANÁLISIS EN LA COLUMNA**

El método de las secciones se aplica de la siguiente forma:



**FIGURA 2.9. MÉTODO DE LAS SECCIONES**

Al obtener los resultados con signo positivo, se determina que el sentido asumido de las fuerzas internas es el correcto, es decir, que las fuerzas T y D son de tensión, mientras que la fuerza V es de compresión.

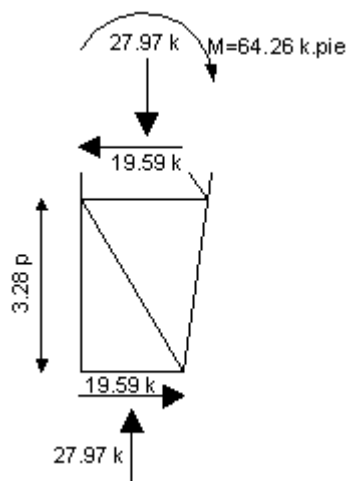
$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ 19.59 - D \cos 53^\circ - V \cos 82^\circ &= 0 \\ 0.602D + 0.139V &= 19.59 \\ \sum F_y &= 0 \\ 27.97 + T + D \sin 53^\circ - V \sin 82^\circ &= 0 \\ T + 0.799D - 0.990V &= -27.97 \\ \sum M_o &= 0 \\ 2.431T + 27.97 \times 1.446 - 19.59 \times 3.28 &= 0 \\ 2.431T &= 23.811 \\ T &= 9.79k \\ D &= 20.01k \\ V &= 54.29k \end{aligned}$$

El método del cortante y momento analiza la estructura en términos de las fuerzas y momentos externos aplicados, y su respuesta de la resistencia de las fuerzas y momentos internos. En el análisis de la sección A, como fuerzas externas actúan las reacciones en el apoyo, y como reacciones internas en la sección se presentan una carga axial, un cortante y un momento flector debido a los efectos rotacionales producidos por las fuerzas externas. El momento provocado por la reacción vertical puede ser despreciado, debido a que tiene un valor muy pequeño y sentido contrario con respecto al momento producido por la reacción horizontal. Por lo tanto, sólo se toma en cuenta el mayor momento y además así se diseña con un más alto

factor de seguridad. A continuación se calcula el momento interno resultante:

$$M_R = 19.59y = 19.59 \times 3.28 = 64.26k \cdot pie$$

Donde  $y$  es la altura de la columna en la sección de análisis.



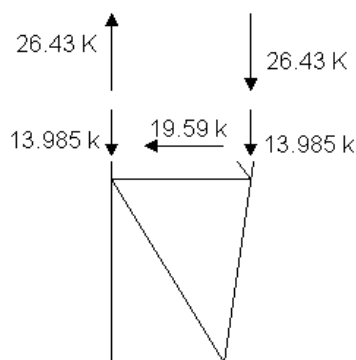
**FIGURA 2.10.** EQUILIBRIO ESTÁTICO EN LA SECCIÓN A

El momento de resistencia interno se debe descomponer en su par de fuerzas equivalentes. Debido al sentido del momento, se determina que el canal interno de la columna trabaja en compresión y el canal externo trabaja en tensión. Este par de fuerzas se obtiene dividiendo el momento para el brazo o distancia de separación de los canales de la columna en la sección de análisis. Su valor es el siguiente:

$$F_1 = \frac{M_R}{d_A} = \frac{64.26}{2.431} = 26.43k$$

La reacción vertical o axial de resistencia interna es soportada o asumida por los canales externo e interno de la columna, por lo cual su valor se distribuye equitativamente en estos elementos y actúa como fuerza de compresión. Su valor es el siguiente:

$$F_2 = \frac{V_R}{2} = \frac{27.97}{2} = 13.985k$$



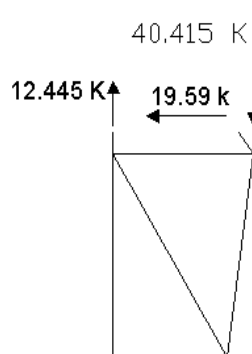
**FIGURA 2.11. COMPONENTES AXIALES DE LAS FUERZAS INTERNAS EN LA SECCIÓN A**

Una vez obtenidos todos los valores de las fuerzas internas axiales de tensión y compresión que se presentan en los elementos principales de la sección A, se determinan las fuerzas axiales resultantes en cada elemento. Así en el canal externo que trabaja en tensión se tiene:

$$T_A = F_1 - F_2 = 26.43 - 13.985 = 12.445k$$

Y en el canal interno que trabaja en compresión, se tiene:

$$C_A = F_1 + F_2 = 26.43 + 13.985 = 40.415k$$

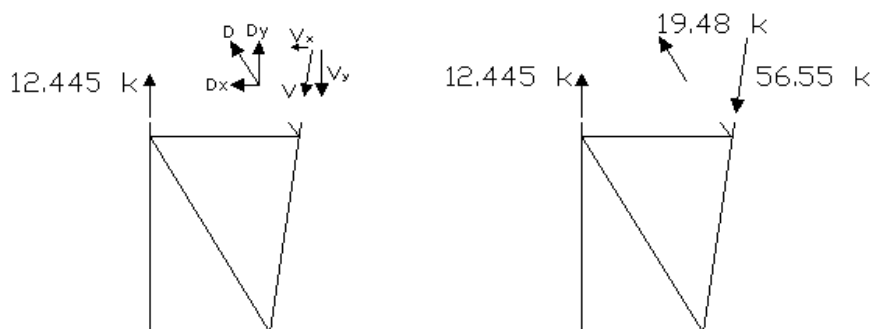


**FIGURA 2.12. FUERZAS AXIALES RESULTANTES EN CADA ELEMENTO DE LA SECCIÓN A**

El cortante de resistencia interno se distribuye entre los dos elementos que tienen una componente horizontal en su fuerza interna, es decir el canal interno inclinado y la celosía diagonal. El canal interno al ser inclinado, no va a soportar exactamente el valor de la fuerza de compresión  $C_A$ , sino que se tiene que encontrar el valor de la fuerza de compresión que actúe en la misma línea de acción del canal. Al conocerse que el cortante interno actúa principalmente sobre la celosía diagonal, por su sentido se puede determinar que esta trabaja en tensión. Conociendo la inclinación del canal interno que es de  $82^\circ$  con respecto a la horizontal, y la inclinación de la celosía diagonal que es de  $53^\circ$  con respecto a la horizontal, se procede a calcular

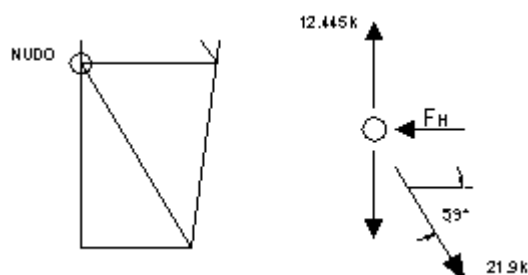
los valores de sus fuerzas internas en la sección A de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 D_x + V_x &= 19.59 \\
 D \cos 53^\circ + V \cos 82^\circ &= 19.59 \\
 0.602D + 0.139V &= 19.59 \\
 -D_y + V_y &= 40.415 \\
 -D \sin 53^\circ + V \sin 82^\circ &= 40.415 \\
 -0.799D + 0.990C &= 40.415 \\
 D &= 19.48k \\
 V &= 56.55k
 \end{aligned}$$



**FIGURA 2.13. FUERZAS INTERNAS DE LA SECCIÓN A**

Se han calculado los valores de las fuerzas internas de los canales externo, interno y de la celosía diagonal en la sección A. Para calcular el valor de la fuerza interna en la celosía horizontal, sólo se puede utilizar el método de los nudos, ya que al ser horizontal, cualquier corte en determinada sección que se haga, no tomará en cuenta a la celosía. A continuación se realiza una sumatoria de fuerzas en el nudo del canal externo de la sección A.



**FIGURA 2.14.** ANÁLISIS DE LA CELOSÍA HORIZONTAL  
POR EL MÉTODO DE LOS NUDOS

$$\sum F_x = 0$$

$$F_H = 21.9 \cos 59^\circ$$

$$F_H = 11.28k$$

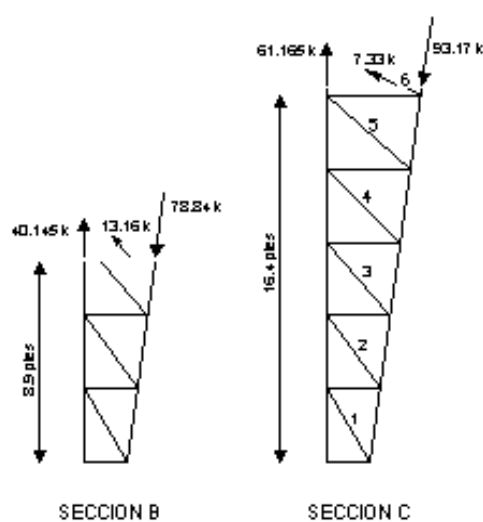
Al analizar las fuerzas internas que coinciden en este nudo, se nota que el valor de la fuerza en la celosía horizontal va a estar afectado sólo por la componente horizontal de la fuerza interna de la celosía diagonal. El valor de la fuerza interna de la primera celosía diagonal se lo obtuvo utilizando el método del cortante y momento. Con esto se comprueba que la celosía horizontal trabaja en compresión.

Debido a su facilidad de aplicación y comprensión, de ahora en adelante se utilizará solamente el método del cortante y

momento para el análisis de las secciones. Las secciones B



y C se analizan por medio de este método, para poder determinar los valores de las fuerzas internas que actúan en las mismas. A continuación se presentan los resultados obtenidos en el análisis de las secciones B y C utilizando el método del cortante y momento.



**FIGURA 2.15. FUERZAS INTERNAS DE LAS SECCIONES B Y C**

Además, por el método de los nudos se encuentra el valor de la fuerza interna en la celosía horizontal de la sección C, cuyo valor corresponde a una fuerza de compresión de 6.30 kips.

Después del análisis efectuado en las tres secciones, se advierte que los valores más elevados o más críticos de las

fuerzas internas en la columna, se encuentran en su parte más alta para el canal externo y el canal interno, es decir la sección C; mientras que el valor crítico para las celosías horizontal y diagonal se presentan en la parte más baja de la columna, es decir la sección A.

Por último se presenta a continuación una tabla en la que se indican todos los valores de las fuerzas internas de los distintos elementos en las secciones de análisis en la columna, su ubicación y longitud de los mismos.

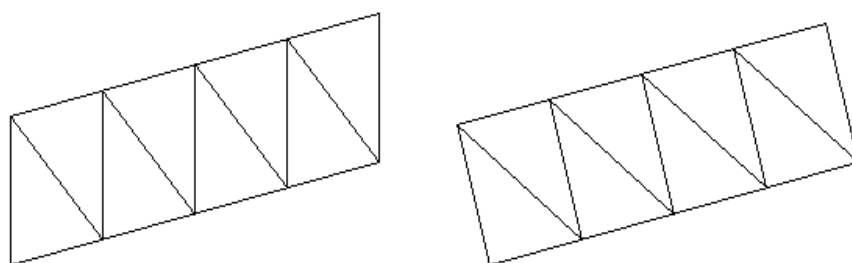
**TABLA I. FUERZAS INTERNAS EN LA COLUMNA**

<b>CANAL EXTERNO</b>			
<b>Altura (pies)</b>	<b>Tensión (kips)</b>	<b>Long. Elemento (pies)</b>	
3.28	12.445	3.28	
8.9	40.145	3.28	
16.4	61.165	2.00	
18.4	65.135	2.00	
<b>CANAL INTERNO</b>			
<b>Altura (pies)</b>	<b>Compresión (kips)</b>	<b>Long. Elemento (pies)</b>	
3.28	56.55	3.31	
8.9	78.84	3.31	
16.4	95.57	3.31	
16.4	93.17	2.02	
18.4	96.93	2.02	
<b>CELOSIAS HORIZONTALES</b>			
<b>Altura (pies)</b>	<b>Compresión (kips)</b>	<b>Long. Elemento (pies)</b>	
3.28	11.28	2.4310	
16.4	6.30	4.2749	
<b>CELOSIAS DIAGONALES</b>			
<b># Elemento</b>	<b>Altura (pies)</b>	<b>Tensión (kips)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
1	3.28	21.9	3.83
2	3.28	19.48	4.08
3	8.9	13.16	4.37
5	16.4	8.35	5.03
6	16.4	7.33	4.72



### 2.3.7. Diseño de Forma de la Viga.

Así como existían dos opciones para la forma en que se podían ubicar las celosías en la columna, también existen dos posibles diseños de forma para la ubicación de las celosías en la viga. La selección de una de las dos formas dependerá del factor económico y de la rapidez del montaje. A continuación se presentan las dos posibles formas de la viga.



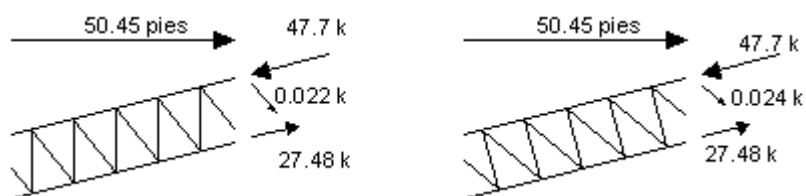
**FIGURA 2.16.** POSIBLES DISEÑOS DE FORMA DE LA VIGA

Como se observa, las celosías principales en la viga pueden colocarse de forma vertical, o perpendiculares al canal externo de la viga.

Para calcular cual diseño de forma resulta más económico en cuanto a longitud de material utilizado, se toma un tramo de la sección de la viga y se calcula la longitud de los

ángulos dobles que forman las celosías en dicho segmento. Para la viga con celosías verticales se utilizará menor cantidad de longitud de ángulos dobles que en la viga con celosías perpendiculares.

Para determinar la diferencia en la magnitud de fuerzas internas que tienen que soportar los dos posibles diseños de forma de la viga, se utiliza el método de análisis del cortante y momento. Los resultados que se obtienen se muestran a continuación en una sección a una distancia horizontal de 50.45 pies de la base.



**FIGURA 2.17. FUERZAS INTERNAS EN LA VIGA**

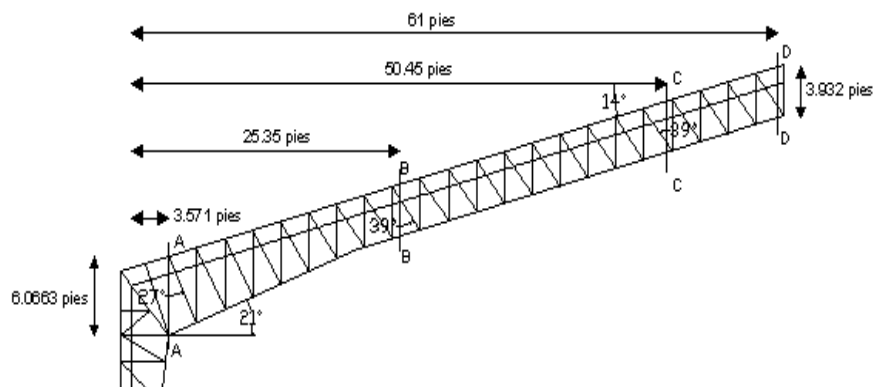
Al analizar las fuerzas internas que se presentan en los posibles diseños de forma de la viga, se nota que estos valores son prácticamente iguales, ya que, sólo varían en una pequeña cantidad los valores de los ángulos o celosías, y dependiendo de su grado de inclinación. Concluimos entonces, que por economía y por practicidad en el montaje,

el mejor diseño de forma para la viga es el que utiliza las celosías principales verticales.

#### **2.3.8. Análisis de Fuerzas en la Viga.**

La viga seleccionada será analizada por el método del cortante y momento en diferentes secciones. Las secciones de análisis escogidas son cuatro; la parte de la viga más cercana a la rodilla donde se producen los mayores momentos flectores, la sección de la viga donde el momento es cero, es decir donde el momento flector cambia de sentido, la sección donde se produce el máximo momento positivo en la viga, y una sección de la viga muy cercana a la línea de simetría del pórtico.

La ubicación de estas secciones y la fórmula para determinar el valor del momento flector en cualquier punto de la viga ya fueron calculadas en la sección 2.3.4. del presente documento. A continuación se presentan las secciones de análisis de la viga con los diferentes ángulos de inclinación de los canales interno y externo, así como de las celosías diagonales, y la distancia de separación de los canales en las secciones de análisis.



**FIGURA 2.18. SECCIONES DE ANÁLISIS EN LA VIGA**

Como en el análisis de la columna, el cálculo realizado en la viga es muy práctico y sencillo por medio del método del cortante y momento.

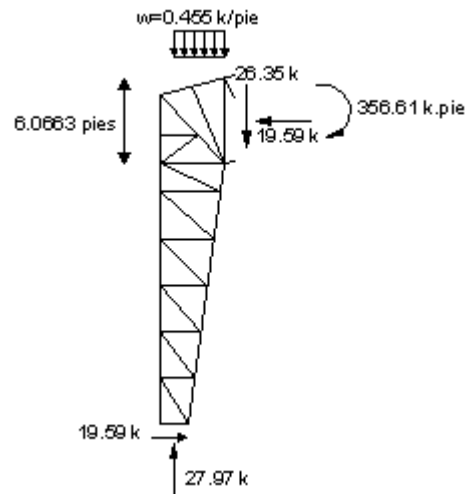
Para realizar el análisis de la sección A, calculamos el momento flector en este punto y así se equilibra la sección:

$$M = 27.97x - 19.59(22.24 + 0.256X) - 0.455 \frac{x^2}{2}$$

$$M = 27.97 \times 3.571 - 19.59(22.24 + 0.256 \times 3.571) - 0.455 \times \frac{3.571^2}{2} = -356.61k \cdot pie$$

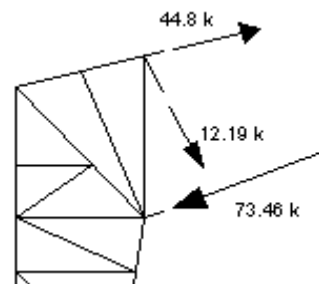
El procedimiento que se sigue es el mismo que el seguido en el análisis de las secciones de la columna. Con este procedimiento se obtienen los valores de las fuerzas internas que actúan sobre el canal externo, el canal interno y la celosía diagonal. Para hallar el valor de la fuerza interna que actúa sobre la celosía vertical, también se aplica el método de los nudos.





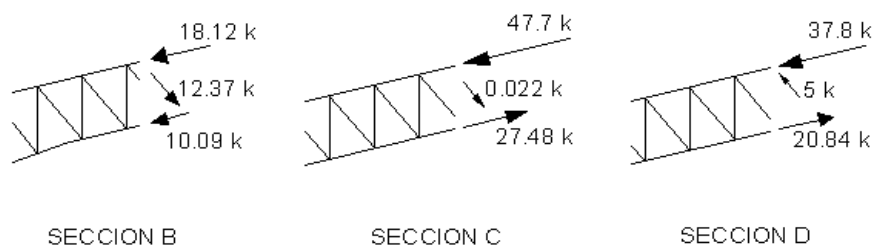
**FIGURA 2.19. EQUILIBRIO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN A  
EN LA VIGA**

Al realizar el análisis se obtienen los siguientes valores de fuerzas internas:



**FIGURA 2.20. FUERZAS INTERNAS EN LA SECCIÓN A  
DE LA VIGA**

Aplicando el mismo método se realiza el análisis de las secciones B, C y D para determinar las secciones críticas donde se producen los mayores esfuerzos.



**FIGURA 2.21. FUERZAS INTERNAS EN LAS SECCIONES B,C Y D DE LA VIGA**

Al analizar los resultados de las fuerzas internas en las distintas secciones de la viga se puede apreciar que el canal externo al principio está sometido a una fuerza de tensión y más adelante está sometido a compresión. Algo similar sucede con el canal interno, ya que al principio está sometido a una fuerza de compresión y más adelante está sometido a tensión. Este cambio de sentido en las fuerzas internas que soportan el canal interno y el canal externo se debe a que el momento flector interno también cambia de sentido a partir del punto de momento cero en la viga.

Como resumen se presenta una tabla que indica los valores de las fuerzas internas en las diversas secciones de la viga.

**TABLA II. FUERZAS INTERNAS EN LA VIGA**

<b>CANAL EXTERNO</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	44.8	---	2.72
25.35	---	18.12	2.72
50.45	---	47.7	2.72
61	---	37.8	2.72
<b>CANAL INTERNO</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	---	73.46	2.82
25.35	---	10.09	2.72
50.45	27.48	---	2.72
61	20.84	---	2.72
<b>CELOSÍAS VERTICALES</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	---	12.24	6.07
24.65	---	11.55	3.93
48.37	---	0.02	3.93
58.91	4.67	---	3.93
<b>CELOSÍAS DIAGONALES</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	12.19	---	5.71
25.35	12.37	---	4.19
50.45	0.022	---	4.19
61	---	5	4.19

### **2.3.9. Análisis de Fuerzas en la Rodilla.**

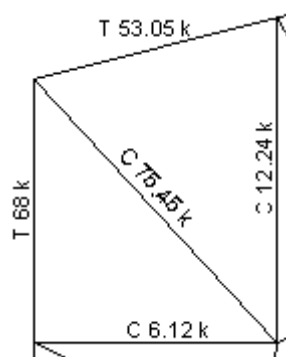
La rodilla es la parte del pórtico donde se unen la columna con la viga, y es en esta sección donde se producen los más altos valores del momento flector, por ende es la zona que va a soportar los mayores esfuerzos. Debido a esto el análisis de la rodilla debe efectuarse con mucho detenimiento.

Para realizar el análisis de la rodilla no se pueden utilizar ni el método de las secciones, ni el método del cortante y momento, debido a que si se realiza algún corte en cualquier sección de la rodilla, el número de elementos a analizar será superior a tres, con lo cual se produce una indeterminación.

El método más conveniente a aplicar para analizar la rodilla es el método de los nudos. Sin embargo, existen algunos nudos donde convergen un gran número de elementos, con lo que las dos ecuaciones de equilibrio no son suficientes para poder determinar sus fuerzas internas. Para poder aplicar este método, en dichos nudos se puede asumir que ciertas celosías que son colocadas como un refuerzo extra, no soportan carga alguna, y con esto se simplifican los

cálculos. Además al realizar esto, se está aplicando un mayor factor de seguridad, debido a que se diseñará para valores más altos de fuerzas internas en los elementos que convergen en el mismo nudo que las celosías de refuerzo que se supone no soportan carga.

Una vez realizado el análisis de la rodilla por medio del método de los nudos, se presentan los valores de fuerzas internas encontrados.



**FIGURA 2.22.** FUERZAS INTERNAS EN LA RODILLA

Después de realizar el análisis, observamos que la diagonal principal de la rodilla va a soportar una fuerza de compresión de 75.45 kips. Por esta razón, se utilizará un doble canal C con las almas de espalda, en vez del ángulo doble, ya que este perfil soportará de una mejor manera esta carga.

#### **2.4. Diseño Aproximado del Pórtico.**

Una vez obtenidos los valores aproximados de las fuerzas internas en los distintos elementos del pórtico, se debe determinar cual de estos valores será el que va a gobernar el diseño de estos elementos. Diseñar significa determinar el área o sección que va a tener cada elemento, es decir, dimensionar los mismos de la forma más económica posible. Como se indicó anteriormente, los perfiles que se utilizarán para formar los elementos principales del pórtico son los canales, y para formar los elementos secundarios o celosías son los ángulos dobles. Este procedimiento se lo conoce como diseño aproximado, porque se lo realiza en base a las fuerzas internas aproximadas, halladas a partir de una reacción horizontal aproximada.

En los elementos que soportan cargas de tensión gobernará el diseño aquel elemento que soporte la máxima carga, mientras que en los elementos que soporten cargas de compresión se debe comparar entre el elemento que soporte la máxima carga y el elemento que tenga la mayor longitud, para así determinar cual gobernará el diseño.

El método de diseño que se utilizará será el de esfuerzo permisible o de trabajo, basado en la octava edición del Manual del Instituto

Americano de la Construcción en Acero. Según este manual, en su página 5.18, sección 1.5.1.1., indica que el esfuerzo permisible para estructuras de acero que soportan cargas de tensión está dado por la siguiente expresión:

$$T = 0.6F_y A_g$$

Donde T es la carga de tensión,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia mínimo del acero, y  $A_g$  es el área total del elemento.

Aunque la estabilidad no es un criterio en el diseño de miembros en tensión, es necesario limitar su longitud para prevenir que lleguen a ser muy flexibles. Los miembros largos pueden deflectarse excesivamente debido a su propio peso, y pueden vibrar debido a cargas de viento. Para que no ocurran estas situaciones, el manual en su página 5.29, sección 1.8.4. recomienda que para los elementos sometidos a tensión se cumpla la siguiente relación:

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 240$$
$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 300$$

La primera ecuación se aplica a los elementos principales y la segunda es para elementos secundarios. L es la longitud del elemento y  $r_{\min}$  es el radio de giro mínimo del elemento.

Para el diseño de elementos sometidos a cargas de compresión se utilizan la fórmula de la parábola o la fórmula de la hipérbola, dependiendo del valor de la relación de esbeltez. Este procedimiento resulta muy tedioso por lo que el manual recomienda utilizar un procedimiento más sencillo. Primero se debe asumir un esfuerzo permisible de compresión  $F_a$  aproximadamente igual a la mitad del esfuerzo de fluencia  $F_y$ .

$$F_a \approx \frac{F_y}{2}$$

Luego se calcula el área  $A$  con la carga de compresión  $P$  y el esfuerzo permisible de compresión asumido.

$$A = \frac{P}{F_a}$$

Con esta área se escoge la sección o perfil adecuado y se calcula la relación de esbeltez, donde  $L_e$  es la longitud efectiva del elemento,  $k$  es la constante de rigidez que depende del tipo de apoyo del elemento,  $L$  es la longitud del elemento y  $r$  es el radio de giro del mismo.

$$\frac{L_e}{r} = \frac{kL}{r}$$

Con el valor de la relación de esbeltez, en la página 5.74 tabla 3-36 del manual del AISC, se obtiene el valor exacto del esfuerzo permisible de compresión  $F_a$ . Por último se calcula el esfuerzo



actual de compresión  $f_a$ , con la carga de compresión y el área del perfil escogido. El esfuerzo actual de compresión debe ser menor o igual al esfuerzo permisible de compresión, caso contrario se debe escoger otro perfil o sección y se repite el procedimiento.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a \leq F_a$$

A continuación se procede a realizar el diseño aproximado de los elementos de la columna, de la viga y de la rodilla del pórtico.

#### 2.4.1. Diseño de la Columna.

En todo el pórtico se va a utilizar el acero estructural o ASTM A36, por lo que el esfuerzo de fluencia  $F_y$  es 36 k/plg<sup>2</sup> o ksi. El diseño de la columna se lo divide en el diseño de cada uno de los elementos que la conforman, y estos son el canal externo, el canal interno, las celosías diagonales y las celosías horizontales. Los valores de las fuerzas internas críticas son tomados de la tabla I, sección 2.3.6. del presente documento. Para los canales se utilizarán C8 y para las celosías 2L 2x2.

- Canal externo:

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{65.135}{0.6 \times 36} = 3.02 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un canal C8x11.5 cuya área es  $A = 3.38 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.625 \text{ plg}$ . Se verifica si cumple con el criterio de estabilidad para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 240$$

$$\frac{2 \times 12}{0.625} = 38.4 \leq 240$$

- Celosías diagonales:

$$A_g = \frac{21.9}{0.6 \times 36} = 1.01 \text{ plg}^2$$

Se seleccionan 2L 2x2x3/16,  $A = 1.43 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.617 \text{ plg}$ .

Se verifica el criterio de estabilidad para un elemento secundario.

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 300$$

$$\frac{3.83 \times 12}{0.617} = 74.49 \leq 300$$

- Canal interno:

$$P = 95.57 \text{ k}$$

$$L = 3.31 \text{ p}$$

$$F_a = 18 \text{ ksi}$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{95.57}{18} = 5.31 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un C8x18.75,  $A = 5.51 \text{ plg}^2$ ,  $r_{\min} = 0.599 \text{ plg}$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(3.31 \times 12)}{0.599} = 66.31$$

El valor de  $k$  es 1 porque el apoyo de los elementos es simple. De la tabla 3–36 se tiene  $F_a = 16.809 \text{ ksi}$ .

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{95.57}{5.51} = 17.34 \text{ ksi} > 16.809 \text{ ksi}$$

Al no cumplir con el criterio, se selecciona otro perfil. Se toma un MC8x20,  $A = 5.88 \text{ plg}^2$ ,  $r_{\min} = 0.872 \text{ plg}$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(3.31 \times 12)}{0.872} = 45.55$$

$$F_a = 18.739 \text{ ksi}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{95.57}{5.88} = 16.25 \text{ ksi} \leq 18.739 \text{ ksi}$$

Otra posible carga crítica en el canal interno puede ser:

$$P = 96.93 \text{ k}$$

$$L = 2.02 \text{ p}$$

$$F_a = 18 \text{ ksi}$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{96.93}{18} = 5.39 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos un C8x18.75,  $A = 5.51 \text{ plg}^2$ ,  $r_{\min} = 0.599 \text{ plg}$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.02 \times 12)}{0.599} = 40.47$$

$$F_a = 19.15 \text{ ksi}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{96.93}{5.51} = 17.59 \text{ ksi} \leq 19.15 \text{ ksi}$$

En definitiva para el canal interno de la columna se utilizará un canal MC8x20.

- Celosías horizontales:

$$\begin{aligned}
 P &= 11.28k \\
 L &= 2.431p \\
 F_a &= 18ksi \\
 A &= \frac{P}{F_a} = \frac{11.28}{18} = 0.627 \text{ plg}^2
 \end{aligned}$$

Se selecciona un 2L 2x2x1/8,  $A = 0.968 \text{ plg}^2$ ,  $r = 0.626 \text{ plg}$ .

$$\begin{aligned}
 \frac{kL}{r} &= \frac{1(2.431 \times 12)}{0.626} = 46.6 \Rightarrow F_a = 18.646ksi \\
 f_a &= \frac{P}{A} = \frac{11.28}{0.968} = 11.65ksi \leq 18.646ksi
 \end{aligned}$$

También se debe comparar con la fuerza interna en la celosía de mayor longitud:

$$\begin{aligned}
 P &= 6.30k \\
 L &= 4.2749p \\
 F_a &= 18ksi \\
 A &= \frac{P}{F_a} = \frac{6.30}{18} = 0.35 \text{ plg}^2
 \end{aligned}$$

Seleccionamos 2L 2x2x1/8,  $A = 0.968 \text{ plg}^2$ ,  $r = 0.626 \text{ plg}$ .

$$\begin{aligned}
 \frac{kL}{r} &= \frac{1(4.2749 \times 12)}{0.626} = 81.95 \Rightarrow F_a = 15.14ksi \\
 f_a &= \frac{P}{A} = \frac{6.30}{0.968} = 6.51ksi \leq 15.14ksi
 \end{aligned}$$

Por lo tanto se concluye que para las celosías horizontales se deben usar perfiles 2L 2x2x1/8. Con los perfiles definidos, se concluye el proceso del diseño aproximado de la columna del pórtico.

#### **2.4.2. Diseño de la Viga.**

El diseño de la viga se dividirá en el diseño del canal externo, del canal interno, de las celosías verticales y de las celosías diagonales. Los valores de las fuerzas internas críticas son tomados de la tabla II de la sección 2.3.8. del presente documento.

Debido al punto de inflexión que se produce en la viga, donde el momento flector cambia de sentido, las fuerzas internas en los elementos de la viga también cambian de sentido. Por esto tanto el canal externo y el canal interno de la viga están sometidos a fuerzas de tensión y compresión. A su vez, las celosías verticales en su mayoría están sujetas a fuerzas de compresión, pero aproximadamente a partir del punto donde se produce el máximo momento flector positivo en la viga, estas están sometidas a fuerzas internas de tensión. Un caso similar ocurre con las celosías diagonales que trabajan tanto en tensión como en compresión.

El diseño de cada uno de los elementos deberá ser realizado con las fuerzas internas críticas de compresión y de tensión, para poder comparar y decidir cual de las dos

fuerzas provocará la situación más crítica en estos elementos.

- Canal externo:

Fuerza de tensión  $T = 44.8 \text{ k}$

$$A_s = \frac{44.8}{0.6 \times 36} = 2.07 \text{ plg}^2$$

Se selecciona para la parte en tensión un MC8x8.5,  $A = 2.5 \text{ plg}^2$ ,  $r_{\min} = 0.501 \text{ plg}$ . Se verifica la estabilidad para un elemento primario.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.72 \times 12}{0.501} = 65.15 \leq 240$$

Fuerza de compresión  $P = 47.7 \text{ k}$

$$L = 2.72p$$

$$F_a = 18 \text{ ksi}$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{47.7}{18} = 2.65 \text{ plg}^2$$

Se selecciona para la parte del canal externo en compresión un C8x11.5,  $A = 3.38 \text{ plg}^2$ ,  $r = 0.625 \text{ plg}$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.72 \times 12)}{0.625} = 52.224 \Rightarrow F_a = 18.15 \text{ ksi}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{47.7}{3.38} = 14.11 \text{ ksi} \leq 18.15 \text{ ksi}$$

- Canal interno:

Fuerza de compresión  $P = 73.46 \text{ k}$

$$L = 2.82p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{73.46}{18} = 4.08p\lg^2$$

Se selecciona para la parte en compresión un canal C8x13.75,  $A = 4.04 p\lg^2$ ,  $r = 0.615 p\lg$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.82 \times 12)}{0.615} = 55.02 \Rightarrow F_a = 17.90ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{73.46}{4.04} = 18.18ksi > 17.90ksi$$

Como no cumple con la norma, se selecciona otro perfil MC8x18.7,  $A = 5.50 p\lg^2$ ,  $r = 0.874 p\lg$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.82 \times 12)}{0.874} = 38.72 \Rightarrow F_a = 19.29ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{73.46}{5.50} = 13.36ksi \leq 19.29ksi$$

Fuerza de tensión  $T = 27.48 k$

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{27.48}{0.6 \times 36} = 1.27 p\lg^2$$

Se selecciona para la parte en tensión un canal MC8x8.5, de  $A = 2.50 p\lg^2$  y  $r_{\min} = 0.501 p\lg$ . Luego se verifica el criterio de estabilidad para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.72 \times 12}{0.501} = 65.15 \leq 240$$

- Celosías verticales:

Fuerza de compresión  $P = 12.24 k$

$$L = 6.0663p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{12.24}{18} = 0.68plg^2$$

Para las celosías en compresión seleccionamos un doble ángulo 2L 2x2x1/8,  $A = 0.968 plg^2$  y  $r = 0.626 plg$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(6.0663 \times 12)}{0.626} = 116.29 \Rightarrow F_a = 10.81ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.24}{0.968} = 12.64ksi > 10.81ksi$$

Escogemos otro perfil para las celosías, y es un doble ángulo 2L 2x2x3/16 de  $A = 1.43 plg^2$  y  $r = 0.617 plg$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(6.0663 \times 12)}{0.617} = 117.98 \Rightarrow F_a = 10.57ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.24}{1.43} = 8.56ksi \leq 10.57ksi$$

Fuerza de tensión  $T = 4.67 k$

$$A_s = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{4.67}{0.6 \times 36} = 0.22plg^2$$

Se selecciona para las celosías en tensión un doble ángulo 2L 2x2x1/8 de  $A = 0.968 plg^2$  y  $r = 0.626 plg$ . Se verifica el criterio de estabilidad para elementos secundarios.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{3.9320 \times 12}{0.626} = 75.37 \leq 300$$

- Celosías diagonales:

Fuerza de tensión  $T = 12.37 k$



$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{12.37}{0.6 \times 36} = 0.57 \text{ plg}^2$$

Se selecciona para las celosías en tensión un doble ángulo 2L 2x2x1/8 de  $A = 0.968 \text{ plg}^2$  y  $r = 0.626 \text{ plg}$ . Se verifica el criterio de estabilidad para elementos secundarios.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{4.19 \times 12}{0.626} = 80.32 \leq 300$$

Fuerza de compresión  $P = 5 \text{ k}$

$$L = 4.19p$$

$$F_a = 18 \text{ ksi}$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{5}{18} = 0.278 \text{ plg}^2$$

Para las celosías en compresión se selecciona un doble ángulo 2L 2x2x1/8 de  $A = 0.968 \text{ plg}^2$  y  $r = 0.626 \text{ plg}$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(4.19 \times 12)}{0.626} = 80.32 \Rightarrow F_a = 15.32 \text{ ksi}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{5}{0.968} = 5.17 \text{ ksi} \leq 15.32 \text{ ksi}$$

### 2.4.3. Diseño de la Rodilla.

El diseño de la rodilla comprende el diseño del canal externo, tanto el que forma parte de la columna como el que forma parte de la viga. Este estará sometido a una carga de tensión. También comprende el diseño de la celosía diagonal principal, que es donde se unen físicamente la columna y la viga. Esta celosía como tiene mucha longitud y

soporta una carga grande de compresión no va a estar conformada por un doble ángulo. Por cuestión de practicidad y resistencia esta celosía diagonal va a conformarse por dos canales colocados espalda con espalda y unidos por el alma.

- Canal externo:

Columna T = 67.99 k

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{67.99}{0.6 \times 36} = 3.15 \text{ plg}^2$$

Se selecciona en la parte de la columna un canal C8x11.5 de  $A = 3.38 \text{ plg}^2$  y de  $r_{\min} = 0.625 \text{ plg}$ . A continuación se verifica la estabilidad del canal para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.9244 \times 12}{0.625} = 56.15 \leq 240$$

Viga T = 53.05 k

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{53.05}{0.6 \times 36} = 2.46 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos en la parte de la viga un canal MC8x8.5 de  $A = 2.5 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.501 \text{ plg}$ . Verificamos el criterio de estabilidad para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.36 \times 12}{0.501} = 56.53 \leq 240$$

- Celosía diagonal principal:

$$P = 75.45k$$

$$L = 6.69p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{75.45}{18} = 4.19 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un canal MC8x18.7 con un  $A = 5.50 \text{ plg}^2$  y un  $r_{\min} = 0.874 \text{ plg}$ .

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(6.69 \times 12)}{0.874} = 91.85 \Rightarrow F_a = 13.99ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{75.45}{5.50} = 13.72ksi \leq 13.99ksi$$

Para esta celosía, como se mencionó anteriormente, por fines de practicidad en el montaje se utilizan dos canales unidos por el alma. El diseño arriba mostrado se lo realizó utilizando un sólo canal, por lo que si se colocan dos canales cuya área conjunta se aproxime a la del canal MC8x18.7, también soportarían el esfuerzo.

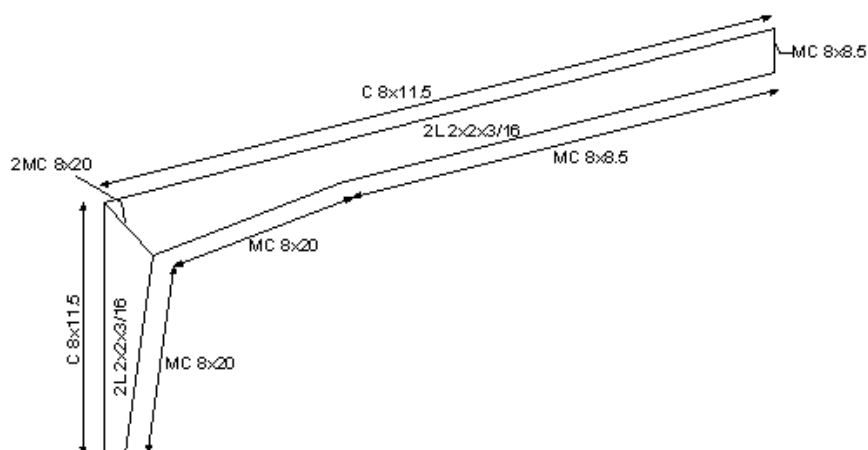
#### 2.4.4. Cálculo del Peso Propio del Pórtico.

El determinar el peso propio del pórtico a través de la carga por unidad de longitud de los perfiles que lo forman es un procedimiento muy sencillo. El peso propio del pórtico sirve para conocer la carga exacta que soporta el mismo, ya que esta se considera una carga muerta. Para el análisis de las



para evitar los cortes y empates sucesivos, y que nos permita lograr un ahorro en tiempo y dinero en el montaje del pórtico.

Como canal externo en la columna y en la viga se utilizará un C8x11.5 en toda su longitud. Como canal interno en la columna y en la parte de la viga que trabaja en compresión, es decir hasta el punto en que cambia de dirección, se colocará un perfil MC8x20. Como la otra parte del canal interno, en la parte de la viga que trabaja en tensión o tiene sección constante, se colocará un perfil MC8x8.5. El empate de los dos perfiles que conformarán el canal interno de la viga, será el único cambio de sección que ocurrirá en los diferentes elementos del pórtico. Como celosía diagonal principal, se utilizarán dos canales MC8x20, para darle una gran resistencia y para utilizar los mismos perfiles de la columna y de la viga en su canal interno. Lo mismo se realizará con la última celosía vertical de la viga, que se ubica en el punto medio del pórtico, donde se utilizarán dos canales MC8x8.5, para aprovechar el mismo perfil del canal interno de la viga. Por último, todas las demás celosías del pórtico, ya sean verticales, horizontales o diagonales serán ángulos dobles 2L 2x2x3/16.



**FIGURA 2.24. DISEÑO PRÁCTICO DEL PÓRTICO**

A continuación se realiza el cálculo del peso propio del pórtico con los perfiles asignados. Para esto se necesita el peso por unidad de longitud del perfil y la longitud utilizada del mismo.

**TABLA III. PESO PROPIO DEL PÓRTICO**

Perfil	Peso por unidad de longitud (lb/p)	Longitud (p)	Peso total (lb)
C 8x11.5	11.5	89.79	1032.53
MC 8x20	20	50.61	1012.26
MC 8x8.5	8.5	45.74	388.77
2L 2x2x3/16	4.88	251.88	1229.17
<b>Peso total de la mitad del pórtico</b>			<b>3662.73</b>

El peso propio del diseño aproximado de la mitad del pórtico es de 3662.73 libras o 3.66 kips. Se procede a calcular la carga por unidad de área  $q$ , equivalente al peso propio del total del pórtico, la cual incluye el peso propio de los largueros transversales que ya fue calculado en la sección 2.2. del presente documento.

$$q_{port} = \frac{3662.73lb}{(28p \times 61.5p)} = 2.13lb / p^2$$

$$q_{larg} = 1.71lb / p^2$$

$$q_{pesopropio} = 2.13 + 1.71 = 3.84lb / p^2$$

Con esto se demuestra que el valor de 4 lb/p<sup>2</sup> asumido como carga de peso propio del pórtico, es un buen aproximado ya que el valor de carga de peso propio obtenido con el diseño aproximado es de 3.84 lb/p<sup>2</sup>. Por esta razón, el estimado del peso propio es bastante preciso, con lo cual sólo falta por determinar la precisión del valor estimado de la reacción horizontal en comparación con el valor real que se obtendrá posteriormente.

## CAPÍTULO 3

### 3. ANÁLISIS Y DISEÑO EXACTO DEL PÓRTICO.

En este capítulo se procederá a realizar el análisis y el diseño exacto del pórtico, utilizando para esto el valor de la reacción horizontal exacta. Una vez obtenidos los perfiles preliminares del pórtico a través del diseño aproximado, se procede a utilizar estos perfiles para hallar la reacción horizontal exacta por medio del método del trabajo virtual.

Para utilizar el método del trabajo virtual es necesario conocer el momento de inercia a lo largo de todo el pórtico. Pero como la inercia no es constante, para lograr una mayor precisión, se divide al pórtico en varios segmentos, en los que su inercia es constante o varía muy poco. Se calculan el momento de inercia y momento flector en los centroides de cada segmento y se procede a calcular el valor exacto de la reacción horizontal para poder realizar el análisis de las fuerzas internas en el pórtico.



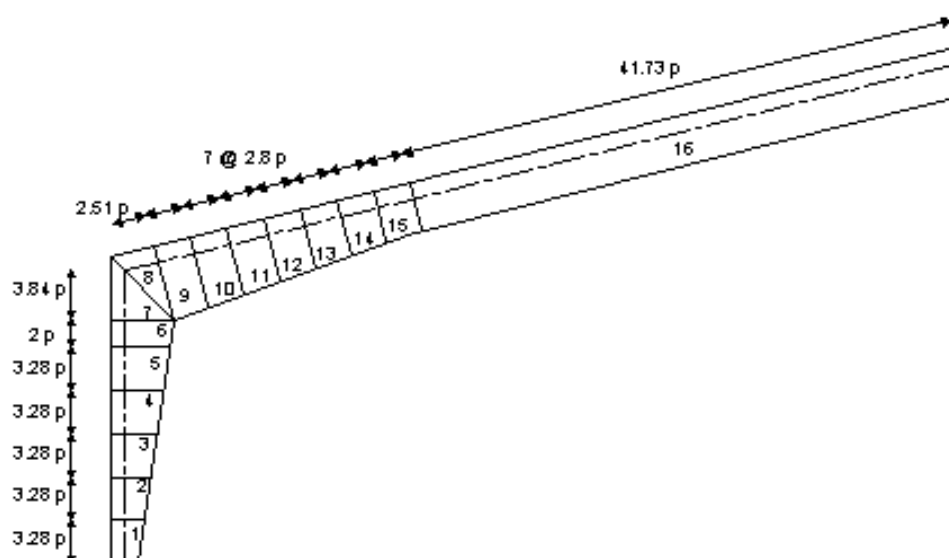
Al determinar las secciones de los perfiles que conformarán el pórtico, se realiza su comparación con los obtenidos mediante el diseño aproximado. Si los perfiles obtenidos en los dos diseños son los mismos, el procedimiento de diseño de la estructura del pórtico habrá finalizado. Pero como el valor de la reacción horizontal aproximada obtenido con la fórmula de Griffiths difiere en un pequeño porcentaje con el valor exacto, el cambio en las secciones de los perfiles será muy pequeño, por consiguiente también lo será la diferencia entre los valores de las fuerzas internas. Por esta razón se puede considerar que el segundo diseño obtenido, es decir el diseño exacto, soportará muy bien las nuevas condiciones de carga crítica.

### **3.1. División de Segmentos del Pórtico para el Método de Trabajo Virtual.**

Como se mencionó anteriormente, para poder aplicar de una mejor manera el método del trabajo virtual en estructuras que no tienen su sección constante, estas se deben dividir en varios segmentos cuya sección será constante o variará muy poco.

Para una mayor facilidad se realizará el análisis en la mitad del pórtico, ya que es una estructura simétrica. La división de los segmentos se realizará de la manera más sencilla posible. Por ende, la columna del pórtico se divide en seis segmentos cuya

separación está dada por las celosías horizontales. La rodilla se divide en dos segmentos, separados por la celosía diagonal principal. Y por último la viga se divide en ocho segmentos, de tal forma que la línea de separación de los mismos es perpendicular al canal exterior de la viga. Los primeros siete segmentos de la viga se ubican en la parte que tiene su sección variable, mientras que el último segmento es el más grande de todos porque corresponde a la sección constante de la viga. El método del trabajo virtual tiene una mayor precisión mientras sea mayor el número de segmentos, ya que así se aproxima mejor a los valores reales de momento de inercia de la estructura. Pero en las partes del pórtico donde se tiene una sección constante, no es necesario dividirla en segmentos, por lo que se la considera un sólo tramo.



**FIGURA 3.1.** DIVISIÓN DE SEGMENTOS DEL PÓRTICO

### 3.2. Cálculo de los Centroides de cada Segmento.

Para poder aplicar correctamente el método del trabajo virtual, es necesario determinar el momento flector y el momento de inercia de cada uno de los segmentos en los que ha sido dividido el pórtico. Estos cálculos se realizan en los centroides de los segmentos o secciones.

Los centroides serán identificados o ubicados en un sistema de coordenadas (x,y), cuyo origen se encuentra en el punto medio de la línea de base de la columna. A continuación se realiza el cálculo del centroide de uno de los segmentos. La ubicación de los otros centroides se la determina con el mismo procedimiento y se las indica posteriormente en la tabla IV de la sección 3.4. También se encuentra el valor de la longitud media  $s$  de cada segmento, es decir aquella que pasa por el centroide del mismo. Las unidades de longitud están dadas en pies y las de área en pies cuadrados.

- Segmento 1:

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

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

$$\bar{x}_1 = 0$$

$$\bar{y}_1 = 1.64$$

$$A_1 = 6.46$$

$$\bar{x}_2 = 0.985 + \frac{1}{3}(1.446 - 0.985) = 1.139$$

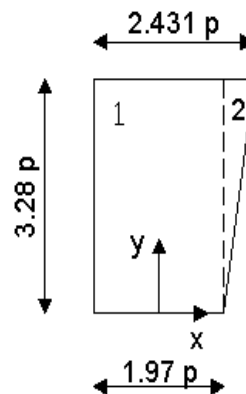
$$\bar{y}_2 = \frac{2}{3} \times 3.28 = 2.187$$

$$A_2 = 0.76$$

$$\bar{x} = \frac{0 \times 6.46 + 1.139 \times 0.76}{7.22} = 0.119$$

$$\bar{y} = \frac{1.64 \times 6.46 + 2.187 \times 0.76}{7.22} = 1.697$$

$$s = 3.28$$



**FIGURA 3.2. CÁLCULO DEL CENTROIDE DEL SEGMENTO 1**

Como se observa, para el cálculo del centroide se divide el segmento en dos secciones de figuras geométricas cuyos centroides son conocidos, como son el rectángulo y el triángulo rectángulo, y luego se realiza la sumatoria del producto de las áreas parciales por los centroides parciales, y esta sumatoria se divide para el área total. Este es el procedimiento utilizado para calcular los centroides de todos los segmentos del pórtico.

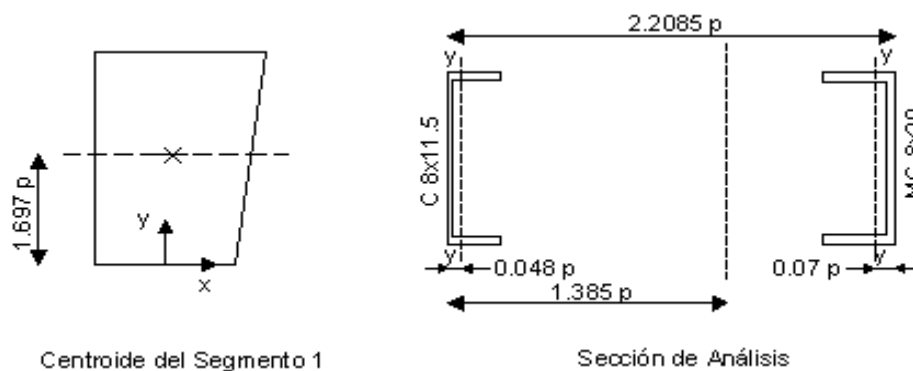
### 3.3. Cálculo de la Inercia de cada Segmento.

En la fórmula del trabajo virtual se incluye el momento de inercia de los distintos segmentos en que se ha dividido el pórtico. Este momento de inercia se debe calcular en la sección transversal que pasa por el centroide de cada segmento. Como el pórtico es una estructura de alma abierta, si se analiza una sección transversal del mismo, se observa que la mayor parte de la sección la ocupa los canales interno y externo, mientras que las celosías diagonales o ángulos dobles conforman sólo una pequeña parte de esta sección. Por tal motivo para el cálculo del momento de inercia se desprejará a todas las celosías diagonales, y sólo se tomará en cuenta a los canales interno y externo, con lo cual se obtendrá un resultado casi exacto. También se debe acotar que como el canal interno en la columna está montado con una inclinación de  $82^\circ$  con respecto al suelo, la inercia del canal para una proyección horizontal va a ser un poco mayor que la indicada por el manual. Pero como esta diferencia es mínima, se trabajará con el valor de la inercia del canal si no estuviera inclinado. Además al realizar esto se estará trabajando en la zona de seguridad, es decir conservadoramente.

El procedimiento consiste en conocer los valores del área transversal, momento de inercia alrededor del eje transversal, y

ubicación de este eje para cada uno de los dos canales que forman la sección de análisis. Luego se utiliza el teorema de los ejes paralelos para hallar la inercia en el eje neutro de la sección. La ubicación del eje neutro se la encuentra aplicando la sumatoria de áreas parciales. Además se necesita conocer la distancia de separación  $d$  entre los dos canales, en la sección de análisis del segmento.

A continuación se muestra el cálculo del momento de inercia para un segmento. Los valores de las demás inercias aparecen en la tabla IV de la sección 3.4.



**FIGURA 3.3. ANÁLISIS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL EN EL SEGMENTO 1**

- Segmento 1:

Para el canal C8x11.5 se tienen los siguientes datos

$$A = 3.38 \text{ plg}^2 = 0.023 \text{ p}^2$$

$$I_{y-y} = 1.32 p l g^4 = 6.37 \times 10^{-5} p^4$$

$$\bar{x} = 0.571 p l g = 0.048 p$$

Para el canal MC 8x20 se tienen los siguientes valores

$$A = 5.88 p l g^2 = 0.0408 p^2$$

$$I_{y-y} = 4.47 p l g^4 = 2.16 \times 10^{-4} p^4$$

$$\bar{x} = 0.84 p l g = 0.07 p$$

Se procede a calcular el momento de inercia en el eje neutro.

$$d_1 = 2.2085 p$$

$$\bar{x}_1 = \frac{0.048 \times 0.023 + 2.1385 \times 0.0408}{0.0638} = 1.385 p$$

$$I_1 = (6.37 \times 10^{-5} + 0.023 \times 1.337^2) + (2.16 \times 10^{-4} + 0.0408 \times 0.7535^2) = 0.065 p^4$$

### 3.4. Cálculo de la Reacción Horizontal Exacta.

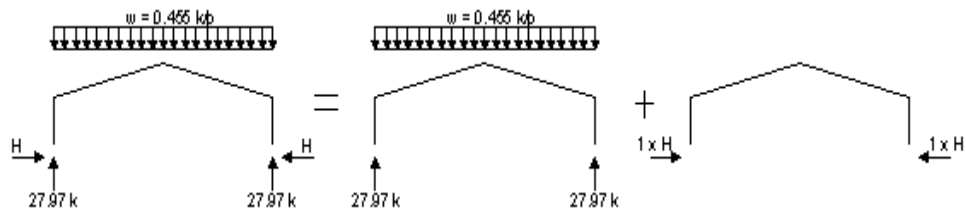
La fórmula para encontrar la reacción horizontal exacta por medio del método del trabajo virtual, ya fue deducida en la sección 1.4., y esta es:

$$H = \frac{\sum \frac{M}{EI} m \cdot dx}{\sum \frac{m}{EI} m \cdot dx} = \frac{\sum \frac{Mm}{I} s}{\sum \frac{mm}{I} s}$$

Como el material utilizado en todo el pórtico es acero estructural ASTM A36, el módulo de elasticidad es el mismo en todos los segmentos, por lo que la fórmula queda simplificada. También

como ya se acotó, los valores del momento, la inercia y la longitud de cada segmento son calculados en el centroide de los mismos.

Debido al método de superposición que se utiliza al aplicar trabajo virtual, el momento flector  $M$  es el que se produce debido a las reacciones verticales en los apoyos y a la carga crítica aplicada, la cual se asume como una carga uniformemente distribuida y el momento flector  $m$  es el que se produce debido a las cargas unitarias horizontales en los apoyos. Esto se muestra en la figura 3.4.



**FIGURA 3.4. SUPERPOSICIÓN APLICADA AL MÉTODO DE TRABAJO VIRTUAL**

Del gráfico observamos que las fórmulas para determinar los valores de  $M$  en la columna y en la viga, y  $m$  en cada segmento son:

$$M_{col} = 27.97 \bar{x}$$

$$M_{vig} = 27.97 \bar{x} - \frac{0.455}{2} \bar{x}^2$$

$$m = \bar{y}$$



TABLA IV. CÁLCULO DE LA REACCIÓN HORIZONTAL

Seg	x (p)	y (p)	M (k.p)	m (k.p)	I (p <sup>4</sup> )	s (p)	Mms/l	mms/l
1	0.12	1.70	3.33	1.70	0.07	3.28	285	145
2	0.35	4.97	9.76	4.97	0.10	3.28	1657	843
3	0.58	8.24	16.20	8.24	0.13	3.28	3267	1662
4	0.81	11.52	22.63	11.52	0.18	3.28	4829	2457
5	1.04	14.79	29.06	14.79	0.23	3.28	6184	3147
6	1.22	17.41	34.21	17.41	0.27	2	4379	2229
7	0.53	20.03	14.94	20.03	0.38	3.27	2599	3486
8	1.57	21.93	43.26	21.93	0.53	2.13	3853	1953
9	4.17	21.67	112.55	21.66	0.46	2.80	14754	2840
10	6.83	22.51	180.52	22.51	0.41	2.80	27571	3438
11	9.50	23.35	245.25	23.35	0.37	2.80	43866	4177
12	12.17	24.20	306.73	24.20	0.32	2.80	64639	5099
13	14.84	25.04	364.97	25.04	0.28	2.80	91250	6261
14	17.51	25.89	419.97	25.89	0.24	2.80	126105	7773
15	20.19	26.72	471.88	26.72	0.21	2.80	171951	9737
16	41.77	32.28	771.34	32.28	0.14	41.26	7553475	316088
<b>Suma total</b>							8120663	371336

Realizamos el cálculo de la reacción horizontal:

$$H = \frac{\sum \frac{Mm}{I} s}{\sum \frac{mm}{I} s} = \frac{2 \times 8120663}{2 \times 371336} = 21.87k$$

### **3.5. Análisis Exacto del Pórtico.**

El valor de la reacción horizontal exacta obtenido por medio del método del trabajo virtual, difiere aproximadamente en el orden del 10% con el valor de la reacción horizontal aproximada. En consecuencia, los valores de las fuerzas internas exactas que afectan al pórtico variarán muy poco con respecto a los valores utilizados para realizar el diseño aproximado. Por esta razón es de esperarse que en el diseño exacto se utilicen casi en su totalidad los mismos perfiles que conformaron el diseño aproximado.

Se procederá en esta sección a realizar el análisis de la columna, la viga y la rodilla del pórtico con el valor de la reacción horizontal exacta, utilizando el método del cortante y el momento. Además se realizará el gráfico de distribución del momento flector a lo largo de los elementos del pórtico, para observar su variación.

#### **3.5.1. Puntos de Máximo Momento Positivo y Momento Cero en la Viga.**

El conocer la variación del momento flector a lo largo de los elementos del pórtico nos ayuda a determinar los puntos críticos donde se producen los mayores esfuerzos, para así facilitar el análisis del mismo.

El valor de la reacción horizontal exacta, el de la reacción vertical y el de la carga uniformemente distribuida que actúa sobre el pórtico se indican a continuación, ya que a partir de estos valores se determina el momento flector a lo largo del pórtico.

$$H_A = H_E = 21.87k$$

$$V_A = V_E = 27.97k$$

$$w = 0.455 \frac{k}{p}$$

La ecuación que indica el valor del momento flector en la columna es:

$$M_{Columna} = 21.87y$$

Y el valor del momento flector en la viga está dado por:

$$M_{Viga} = 27.97x - 21.87(22.24 + 0.256x) - 0.455 \frac{x^2}{2}$$

Como se indicó en la sección 2.3.4. en la viga del pórtico existe un punto de inflexión, donde el momento flector cambia su sentido. La ubicación de este punto se encuentra a continuación:

$$M_{Viga} = 27.97x - 21.87(22.24 + 0.256x) - 0.455 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$27.97x - 486.39 - 5.599x - 0.2275x^2 = 0$$

$$-0.2275x^2 + 22.371x - 486.39 = 0$$

$$x = 32.45p$$

También se calculan el lugar donde se produce y el valor del máximo momento positivo en la viga, maximizando la ecuación del momento flector en la viga.

$$M_{Viga} = 22.371x - 486.39 - 0.2275x^2$$

$$\frac{dM}{dx} = 22.371 - 0.455x = 0$$

$$x = 49.17 p$$

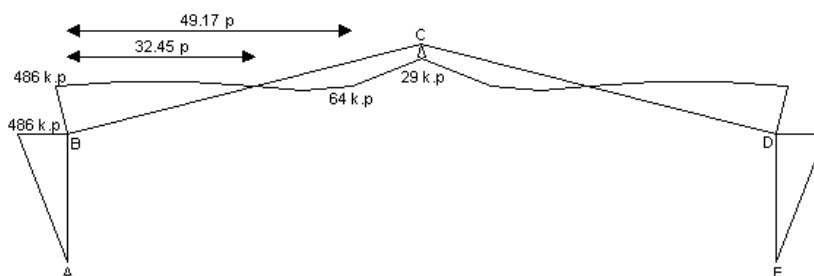
$$M_{Viga} = 22.371 \times 49.17 - 486.39 - 0.2275 \times 49.17^2 = 63.57 k \cdot p$$

Para obtener todos los datos que se requieren para poder graficar la distribución de momentos es necesario conocer el valor del máximo momento negativo que ocurre en la unión de la columna y la viga, y el valor del momento en el punto de simetría del pórtico, es decir en la unión de las dos vigas.

$$M_B = M_D = 21.87 y = 21.87 \times 22.24 = 486.39 k \cdot p$$

$$M_C = 27.97 \times 61.5 - 21.87(22.24 + 0.256 \times 61.5) - \frac{0.455}{2} \times 61.5^2$$

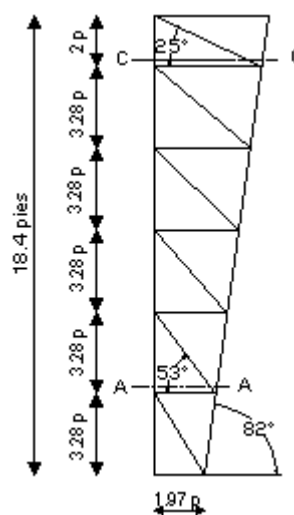
$$M_C = 28.85 k \cdot p$$



**FIGURA 3.5.** DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR A LO LARGO DEL PÓRTICO

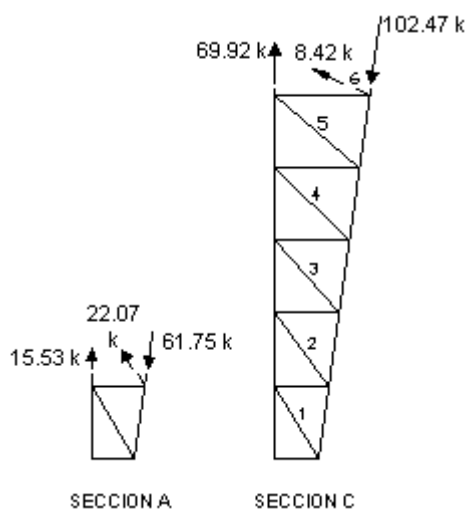
### 3.5.2. Análisis de Fuerzas en la Columna.

Para realizar el análisis exacto de la columna se utiliza el método del cortante y el momento. Después de haber hecho el análisis aproximado de la columna, se nota que los valores críticos de las fuerzas internas para los canales externo e interno se producen en la parte más alta de la misma, y que para las celosías horizontal y diagonal, por el contrario, se producen en la parte de abajo de la columna. Debido a esto, las secciones que se van a analizar sólo son la sección A y la sección C de la columna, ya que es aquí donde se producen las fuerzas internas críticas.



**FIGURA 3.6.** SECCIONES DE ANÁLISIS EXACTO EN LA COLUMNA

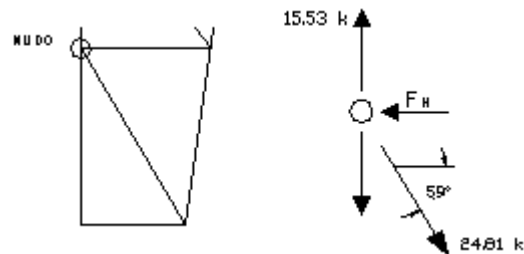
Por medio del método del cortante y el momento se obtuvieron los siguientes valores de las fuerzas internas en las secciones de análisis A y C.



**FIGURA 3.7. FUERZAS INTERNAS EN LAS SECCIONES CRÍTICAS**

El valor de la fuerza interna de la celosía horizontal en la sección A se lo obtiene utilizando el método de los nudos, debido a que con cualquiera de los otros métodos no se realiza el corte de esta celosía con lo cual no se la puede analizar. Como se verificó en la sección 2.3.6., el valor de la fuerza interna en esta celosía está afectado solamente por la componente horizontal de la fuerza interna de la primera celosía diagonal. El valor de la fuerza interna de la primera celosía diagonal se lo obtiene por el método del cortante y el

momento realizando el corte para el análisis justo antes de la primera celosía horizontal.



**FIGURA 3.8.** ANÁLISIS EXACTO DE LA CELOSÍA HORIZONTAL POR EL MÉTODO DE LOS NUDOS

$$F_H = 24.81 \cos 59^\circ = 12.78k$$

La primera celosía horizontal trabaja bajo una fuerza de compresión de 12.78 kips.

A continuación se presenta una tabla a manera de resumen donde se indican los valores de las fuerzas internas críticas que se producen en la columna, su respectiva ubicación y la longitud del elemento.

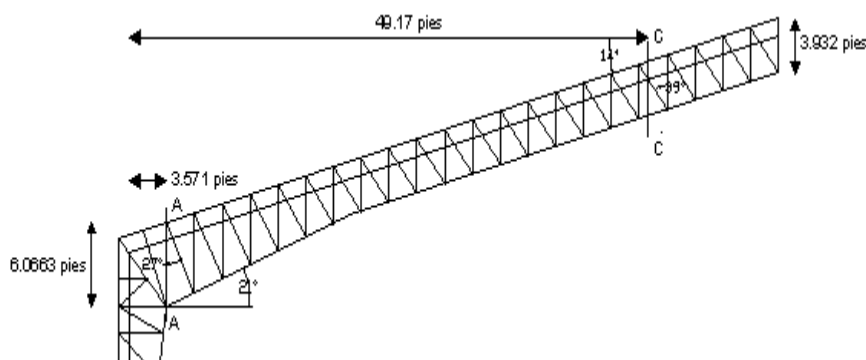
**TABLA V. FUERZAS INTERNAS EXACTAS EN LA COLUMNA**

<b>CANAL EXTERNO</b>			
<b>Altura (pies)</b>	<b>Tensión (kips)</b>	<b>Long. Elemento (pies)</b>	
16.4	69.92	2	
18.4	74.35	2	
<b>CANAL INTERNO</b>			
<b>Altura (pies)</b>	<b>Compresión (kips)</b>	<b>Long. Elemento (pies)</b>	
16.4	105.23	3.31	
18.4	106.67	2.02	
<b>CELOSÍAS HORIZONTALES</b>			
<b>Altura (pies)</b>	<b>Compresión (kips)</b>	<b>Long. Elemento (pies)</b>	
3.28	12.78	2.431	
<b>CELOSÍAS DIAGONALES</b>			
<b># Elemento</b>	<b>Altura (pies)</b>	<b>Tensión (kips)</b>	<b>Long. Elem. (pies)</b>
1	3.28	24.81	3.83



### 3.5.3. Análisis de Fuerzas en la Viga.

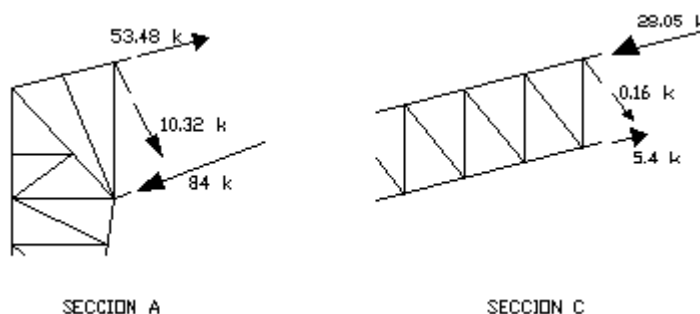
Después de realizado el análisis aproximado de la viga en la sección 2.3.8., se verifica que las secciones críticas donde se producen las mayores fuerzas internas son las secciones A y C. En la sección A el canal externo soporta la máxima fuerza interna de tensión y el canal interno soporta la máxima fuerza interna de compresión. En esta sección también la celosía diagonal resiste la máxima fuerza interna de tensión, y la celosía vertical resiste la máxima fuerza interna de compresión. La sección C es donde se produce el máximo momento flector positivo en la viga, y además en esta sección el canal externo soporta la máxima fuerza interna de compresión y el canal interno soporta la máxima fuerza interna de tensión.



**FIGURA 3.9.** SECCIONES DE ANÁLISIS EXACTO EN LA VIGA

El análisis de estas dos secciones se lo realiza utilizando el método del cortante y el momento. Con este método conoceremos los valores de las fuerzas internas en el canal externo, el canal interno y las celosías diagonales. Mientras que para obtener los valores de las fuerzas internas de las celosías verticales se aplica el método de los nudos.

En el siguiente gráfico se presentan los valores de las fuerzas internas en las secciones A y C, obtenidos después de haber realizado el respectivo análisis.



**FIGURA 3.10.** FUERZAS INTERNAS EXACTAS EN LA VIGA

También se verifica con este análisis realizado, que el cambio en el sentido del momento flector en la viga, provoca que los canales interno y externo trabajen bajo tensión y compresión a la vez. Seguidamente se muestra una tabla que indica los valores de las fuerzas internas críticas.

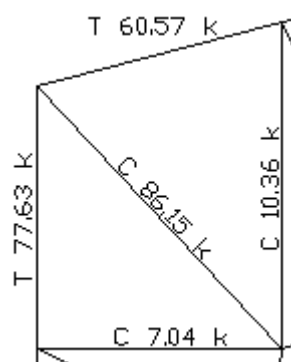
**TABLA VI. FUERZAS INTERNAS EXACTAS EN LA  
VIGA**

<b>CANAL EXTERNO</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	53.48	---	2.72
49.170	---	28.05	2.72
<b>CANAL INTERNO</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	---	84	2.82
49.170	5.4	---	2.72
<b>CELOSÍAS VERTICALES</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	---	10.36	6.0663
<b>CELOSÍAS DIAGONALES</b>			
<b>Long. X (pies)</b>	<b>Tensión (k)</b>	<b>Compresión (k)</b>	<b>Long. Elem. (pie)</b>
3.571	10.32	---	5.71

#### **3.5.4. Análisis de Fuerzas en la Rodilla.**

La rodilla es la parte del pórtico que soporta los mayores momentos flectores y por ende los mayores esfuerzos. Aquí es donde se unen la columna y la viga. Los valores de las fuerzas internas que soportan los elementos que conforman la rodilla son calculados a través del método de los nudos. Estos elementos son el canal externo en la parte de la columna, el canal externo en la parte de la viga y la celosía diagonal principal. Esta celosía estará conformada por dos canales unidos por el alma debido a que soportará una gran fuerza de compresión. También, como se explicó en la sección 2.3.9., las otras tres celosías diagonales o refuerzos extras que conforman la rodilla se asumen que no soportan carga alguna, es decir que no se colocan estos elementos, para así facilitar el cálculo de las fuerzas internas por el método de los nudos.

Una vez realizado el análisis de la rodilla por el método de los nudos, se obtienen los siguientes valores de las fuerzas internas, con los cuales se procede a realizar el diseño exacto.



**FIGURA 3.11.** FUERZAS INTERNAS EXACTAS EN LA RODILLA

### 3.6. Diseño Exacto del Pórtico.

Con los valores críticos de las fuerzas internas obtenidos con el análisis exacto del pórtico, se procede a diseñar o dimensionar cada uno de los elementos que forman el marco. Estos elementos son los elementos principales o canales interno y externo, y los elementos secundarios, celosías o doble ángulos. El diseño se lo realizará por medio del método del esfuerzo permisible o de trabajo, bajo las recomendaciones de la octava edición del manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero. Las fórmulas y recomendaciones que se utilizan para el diseño de los elementos del pórtico que se encuentran sometidos a fuerzas de tensión o a fuerzas de compresión son las mismas que ya se indicaron y utilizaron en el diseño aproximado. Los elementos críticos para el diseño exacto son los mismos del diseño aproximado.

### 3.6.1. Diseño de la Columna.

El diseño de la columna se lo puede dividir en el diseño de sus elementos, los cuales son el canal externo, el canal interno, las celosías horizontales y las celosías diagonales. Los perfiles AISC que se utilizarán son canales C8 y dobles ángulos 2L 2x2 para las celosías, ambos perfiles de un acero estructural ASTM A36.

- Canal externo:

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{74.35}{0.6 \times 36} = 3.44 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un canal C8x13.75, el cual tiene un  $A = 4.04 \text{ plg}^2$  y un  $r_{\min} = 0.615 \text{ plg}$ . El criterio de rigidez se lo realiza para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2 \times 12}{0.615} = 39.02 \leq 240$$

- Celosías diagonales:

$$A_g = \frac{24.81}{0.6 \times 36} = 1.15 \text{ plg}^2$$

Se seleccionan dos ángulos 2L 2x2x3/16 de  $A = 1.43 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.617 \text{ plg}$ . Se analiza como miembro secundario.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{3.83 \times 12}{0.617} = 74.49 \leq 300$$

- Canal interno:

$$P = 105.23k$$

$$L = 3.31p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{105.23}{18} = 5.85 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un MC8x20, de  $A = 5.88 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.872$  plg.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(3.31 \times 12)}{0.872} = 45.55 \Rightarrow F_a = 18.739 \frac{k}{\text{plg}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{105.23}{5.88} = 17.90 \frac{k}{\text{plg}^2} \leq 18.739 \frac{k}{\text{plg}^2}$$

Todos los elementos se los considera que están simplemente apoyados, por lo que su constante de rigidez  $k$  es igual a uno.

- Celosías horizontales:

$$P = 12.78k$$

$$L = 2.431p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{12.78}{18} = 0.71 \text{ plg}^2$$

Se seleccionan 2L 2x2x1/8, de  $A = 0.968 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.626$  plg.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.431 \times 12)}{0.626} = 46.6 \Rightarrow F_a = 18.646ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.78}{0.968} = 13.20 \frac{k}{p \lg^2} \leq 18.646 \frac{k}{p \lg^2}$$

### 3.6.2. Diseño de la Viga.

Los elementos de la viga que se van a diseñar son el canal externo, el canal interno, las celosías verticales y las celosías diagonales. Como se indicó anteriormente, en la viga debido al cambio de sentido del momento flector, tanto el canal externo como el canal interno están sometidos a fuerzas de tensión y de compresión. Por lo tanto el diseño de los canales se lo realiza para su fuerza crítica de tensión y para su fuerza crítica de compresión, y se comparan para determinar el perfil adecuado.

- Canal externo:

$$\text{Fuerza de tensión } T = 53.48 \text{ k}$$

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{53.48}{0.6 \times 36} = 2.48 p \lg^2$$

Se selecciona una MC8x8.5 de  $A = 2.5 p \lg^2$  y  $r_{\min} = 0.501 p \lg$ . Se verifica la estabilidad para un elemento primario.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.72 \times 12}{0.501} = 65.15 \leq 240$$

$$\text{Fuerza de compresión } P = 28.05 \text{ k}$$

$$L = 2.72 p$$



$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{28.05}{18} = 1.56 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un MC 8x8.5 de  $A = 2.5 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.501$  plg.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.72 \times 12)}{0.501} = 65.15 \Rightarrow F_a = 16.925ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{28.05}{2.5} = 11.22ksi \leq 16.925ksi$$

Por lo tanto para el canal externo de la viga se selecciona un canal MC8x8.5.

- Canal interno:

Fuerza de compresión  $P = 84 \text{ k}$

$$L = 2.82p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{84}{18} = 4.67 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un MC8x18.7 de  $A = 5.50 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.874$  plg.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(2.82 \times 12)}{0.874} = 38.72 \Rightarrow F_a = 19.294ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{84}{5.50} = 15.27ksi \leq 19.294ksi$$

Fuerza de tensión  $T = 5.4 \text{ k}$

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{5.4}{0.6 \times 36} = 0.25 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un MC8x8.5 de  $A = 2.50 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.501$  plg. Se verifica la estabilidad para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.72 \times 12}{0.501} = 65.15 \leq 240$$

- Celosías verticales en compresión:

$$P = 10.36k$$

$$L = 6.0663p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{10.36}{18} = 0.58 \text{ plg}^2$$

Se seleccionan dos ángulos 2L 2x2x1/8 de  $A = 0.968 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.626$  plg.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(6.0663 \times 12)}{0.626} = 116.29 \Rightarrow F_a = 10.81ksi$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10.36}{0.968} = 10.70ksi \leq 10.81ksi$$

- Celosías diagonales en tensión:

$$T = 10.32k$$

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{10.32}{0.6 \times 36} = 0.48 \text{ plg}^2$$

Se seleccionan dos ángulos 2L 2x2x1/8 de  $A = 0.968 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.626$  plg. Se realiza el análisis del criterio de estabilidad para un elemento secundario.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{5.71 \times 12}{0.626} = 109.45 \leq 300$$

### 3.6.3. Diseño de la Rodilla.

El diseño de la rodilla comprende el diseño del canal externo y el diseño de la celosía diagonal principal en la que se utilizarán dos canales unidos por el alma. El canal externo en la rodilla soporta mayores esfuerzos en la parte que corresponde a la columna antes que a la parte de la viga, por lo cual este valor se lo tomará como la fuerza crítica para el diseño.

- Canal externo:

$$T = 77.63k$$

$$A_g = \frac{T}{0.6 \times F_y} = \frac{77.63}{0.6 \times 36} = 3.59 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un C8x13.75 de  $A = 4.04 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.615 \text{ plg}$ . Se verifica el criterio de estabilidad para un elemento principal.

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2.9244 \times 12}{0.615} = 57.06 \leq 240$$

- Celosía diagonal principal en compresión:

$$P = 86.15k$$

$$L = 6.69p$$

$$F_a = 18ksi$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{86.15}{18} = 4.79 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un MC8x20 de  $A = 5.88 \text{ plg}^2$  y  $r_{\min} = 0.872$  plg.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1(6.69 \times 12)}{0.872} = 92.06 \Rightarrow F_a = 13.96 \text{ ksi}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{86.15}{5.88} = 14.65 \text{ ksi} > 13.96 \text{ ksi}$$

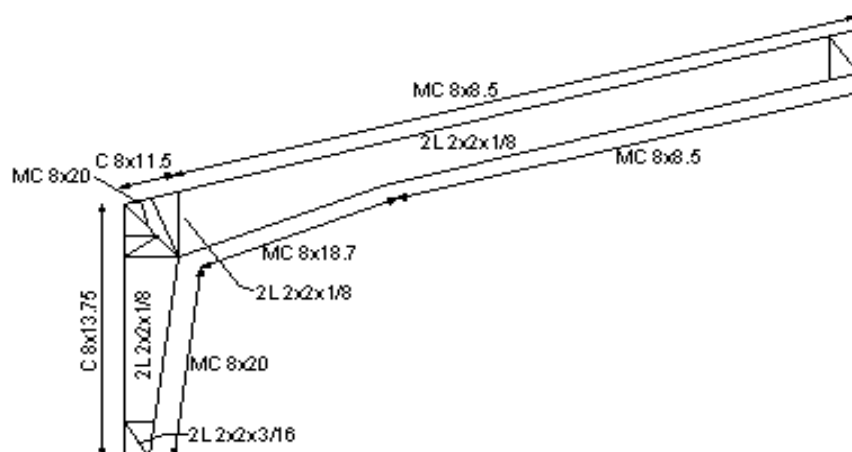
Este canal no cumple con las condiciones de diseño, pero se puede colocar un canal de un área mayor al analizado o lo más práctico es colocar dos canales MC8x20 unidos por el alma, los que sí cumplen con las condiciones de diseño y facilitan el montaje del pórtico debido a que son la prolongación de los canales internos de la columna y viga.

#### 3.6.4. Cálculo del Peso Propio del Pórtico.

Es necesario determinar una vez más el peso propio del pórtico después de haber realizado el diseño exacto del mismo, para comprobar si el valor asumido de carga muerta del peso propio se encuentra dentro de límites aceptables en comparación con el valor real obtenido.

Los perfiles obtenidos para utilizar en el canal externo, canal interno y celosías del pórtico a través del diseño exacto, se muestran a continuación en la figura 3.12. Este se puede considerar como el diseño preliminar exacto porque no se

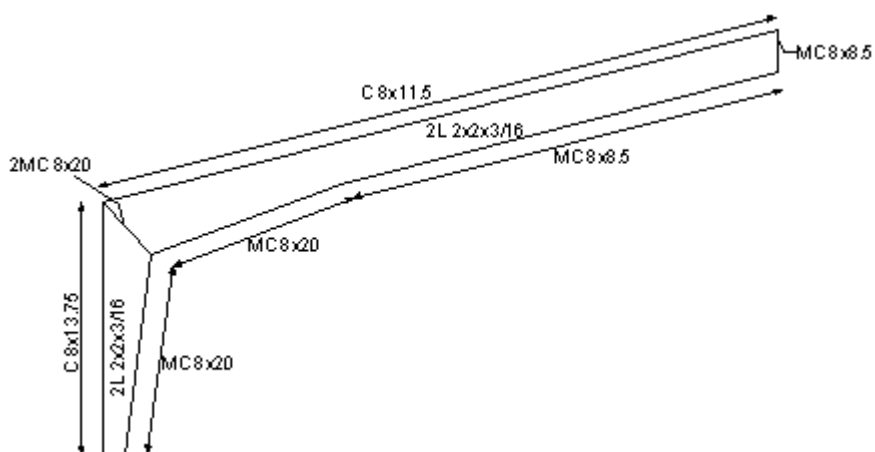
toma en cuenta la practicidad o facilidad en el montaje de los distintos elementos que conforman el pórtico.



**FIGURA 3.12.** DISEÑO PRELIMINAR EXACTO DEL PÓRTICO

Debido a que el montar estos perfiles nos resulta demasiado laborioso y costoso por los sucesivos cortes y empates que hay que realizar, es necesario encontrar la forma de poder reducir el tiempo y la economía del montaje sin provocar una variación en las condiciones del diseño. Por este motivo a continuación se indican los cambios que se realizarán al diseño preliminar exacto para facilitar el montaje. El canal externo de la viga será un canal C8x11.5 en toda su longitud. El canal interno de la viga en la parte donde varía la sección transversal de la misma, será un canal MC8x20 para que este mismo perfil se utilice en la celosía diagonal

principal. Además todas las celosías verticales, horizontales y diagonales serán formadas por dos ángulos 2L 2x2x3/16. Los demás elementos quedarán exactamente igual a los que se indican en el diseño preliminar exacto. Con este diseño final sólo se realizará un empate extra entre los dos canales utilizados como canal interno de la viga. Además en la celosía vertical media de la viga se utiliza un canal MC8x8.5, el cual es la continuación del canal interno de la viga en la sección constante.



**FIGURA 3.13.** DISEÑO FINAL EXACTO DEL PÓRTICO

Como se observa, en relación con el diseño aproximado sólo cambia el perfil del canal externo de la columna, de un canal C8x11.5 a una canal C8x13.75. Por este motivo el peso propio del pódico del diseño exacto variará muy poco con respecto al peso propio del diseño aproximado. Para el

cálculo del peso propio se utilizan el peso por unidad de longitud de cada uno de los perfiles y la longitud utilizada de los mismos.

**TABLA VII. PESO PROPIO EXACTO DEL PÓRTICO**

Perfil	Peso por unidad de longitud (lb/p)	Longitud (p)	Peso total (lb)
C 8x11.5	11.5	64.52	741.93
C 8x13.75	13.75	23.30	320.38
MC 8x20	20	50.61	1012.26
MC 8x8.5	8.5	45.74	388.77
2L 2x2x3/16	4.88	251.88	1229.17
<b>Peso total de la mitad del pórtico</b>			<b>3692.51</b>

El peso propio exacto de la mitad del pórtico es 3692.51 libras o 3.69 kips. Se procede a calcular la carga por unidad de área del peso propio  $q$ , para compararla con la carga de peso propio asumida en la carga crítica.

$$q_{portico} = \frac{3692.51lb}{(28p \times 61.5p)} = 2.14 \frac{lb}{p^2}$$

$$q_{largueros} = 1.71 \frac{lb}{p^2}$$

$$q_{pesopropio} = 2.14 + 1.71 = 3.85 \frac{lb}{p^2}$$

Como se observa, en la carga de peso propio también se incluye la carga de los largueros. Con estos valores se

obtiene una carga de peso propio real de  $3.85 \text{ lb/p}^2$ , la cual al compararla con la carga asumida en el análisis de la carga crítica que es de  $4 \text{ lb/p}^2$ , se concluye que el análisis y diseño realizados se encuentran en un rango aceptable de precisión.

Dado que la inercia del diseño exacto del pórtico varía solamente en la columna con respecto a la inercia del diseño aproximado, por el cambio del perfil del canal externo, se puede presumir que al encontrar el valor de la reacción horizontal del nuevo diseño del pórtico utilizando trabajo virtual, variará muy poco a los 21.87 kips obtenidos anteriormente. Esta variación será mucho menor con respecto a la de la primera aproximación donde el primer valor de la reacción horizontal fue de 19.59 kips y el segundo fue de 21.87 kips. Por esta razón este diseño es el definitivo, ya que como la variación de la reacción horizontal será muy pequeña, por ende también lo será la variación de las fuerzas internas críticas, y los perfiles del diseño exacto resistirán de una forma adecuada los esfuerzos producidos por estas cargas.



## CAPÍTULO 4

### 4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.

Una vez finalizado el proceso de diseño del marco o pórtico rígido reticular, el que consistió en determinar las secciones de los perfiles que formarán sus elementos, se procede a realizar el diseño de los elementos que no conforman el pórtico en sí, pero que se utilizan en este tipo de estructuras para obtener una mayor eficiencia del diseño.

Estos elementos complementarios de la estructura son la placa base para las columnas, los pernos de anclaje de la placa base a la cimentación de concreto y los tirantes para contraventeo o arriostamiento longitudinal.

Además aunque no es un elemento complementario, ya que nos sirve de unión entre los distintos elementos del pórtico, el diseño de la soldadura se la incluye dentro de este capítulo. Las uniones de las columnas con las vigas en las rodillas, de las dos vigas en el punto medio del pórtico, de la columna con la placa base, de los canales con las celosías, de los

largueros con las vigas y de los tirantes con las vigas, son uniones soldadas y por ende se deben determinar el tipo, el espesor y la longitud de la soldadura.

A continuación se procede a realizar el análisis y diseño de cada uno de los elementos complementarios, y se explica de una forma más detallada la utilidad de los mismos dentro de la estructura en general.

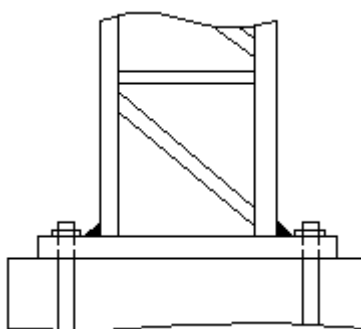
#### **4.1. Diseño de la Placa Base de la Columna.**

Debido a que el esfuerzo de compresión permisible del concreto en el área de apoyo de la columna del pórtico es menor que al correspondiente al acero en la misma área de apoyo, es necesario colocar una placa de acero como base del apoyo del pórtico para que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar exceder el esfuerzo permisible de compresión en el concreto.

Las placas bases de las columnas del pórtico van soldadas directamente a las columnas y van fijadas al cimiento por medio de pernos de anclaje.

El método de diseño de esta placa es el recomendado por la octava edición del manual del Instituto Americano para la Construcción en Acero. Pero el manual sólo indica el diseño de las

placas para base de las columnas de alma llena, es decir para perfiles I, y no para columnas de alma abierta o de perfiles formados por dos canales. Debido a que la diferencia entre las dos secciones es mínima, se pueden utilizar las mismas fórmulas recomendadas por el manual para la sección I, y la aproximación nos dará valores muy confiables.



**FIGURA 4.1. FIJACIÓN DE LA PLACA BASE**

Sobre la columna actúa una fuerza de compresión  $P$  o fuerza vertical máxima equivalente a la reacción vertical en el apoyo  $V=27.97$  kips. Esta misma fuerza vertical de compresión es la que se transmite uniformemente a la placa base y a través de esta al cimiento de concreto. El esfuerzo en la placa base será de:

$$f_p = \frac{P}{A}$$

Este esfuerzo se transmite al cimiento de concreto, el cual tiene un esfuerzo permisible de compresión  $F_p$  de  $210 \text{ kg/cm}^2$  equivalente a aproximadamente  $3 \text{ k/plg}^2$ . Este es el valor característico del

esfuerzo permisible de compresión para el tipo de concreto que se utiliza en las construcciones de nuestro país. A continuación se procede a calcular el área requerida para la placa base de la columna.

$$P = 27.97k$$

$$F_p = 210 \frac{kg}{cm^2} = 2.98 \frac{k}{plg^2}$$

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{27.97}{2.98} = 9.38 plg^2$$

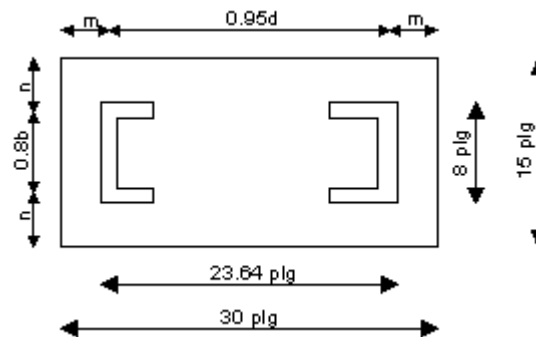
Por las dimensiones de la separación de los canales en la base de la columna y de la altura de los canales, las cuales son 23.64 y 8 pulgadas respectivamente, se puede colocar una placa base con dimensiones mínimas de 30 por 15 pulgadas.

$$A = 30 \times 15 = 450 plg^2$$

$$f_p = \frac{P}{A} = \frac{27.97}{450} = 0.062 \frac{k}{plg^2} \leq 2.98 \frac{k}{plg^2}$$

Debido a la carga de compresión el cimiento ejerce presión sobre la placa, y esta se tiende a flexionar en sus partes que están fuera de la columna, es decir las que están en voladizo. En la sección 3, página 3-99 del manual del AISC se muestra el diseño de las placas bases de las columnas. Aquí se recomienda tomar los momentos máximos de la placa a distancias entre 0.8b y 0.95d. Entonces se calcula el momento en cada una de estas distancias, y el mayor valor del momento nos sirve para determinar el espesor

requerido de la placa. Esta aproximación nos dará un valor muy confiable.



**FIGURA 4.2.** DIMENSIONES DE LA PLACA BASE

Se calculan los valores de m y n:

$$m = \frac{30 - 0.95d}{2} = \frac{30 - 0.95 \times 23.64}{2} = 3.77 \text{ plg}$$

$$n = \frac{15 - 0.8b}{2} = \frac{15 - 0.8 \times 8}{2} = 4.3 \text{ plg}$$

De acuerdo al manual, el momento en las dos secciones críticas se puede calcular de la siguiente manera, asumiendo un ancho de 1 pulgada para la placa.

$$M = \frac{F_p n^2}{2}$$

$$M = \frac{F_p m^2}{2}$$

El módulo de sección S para una placa de 1 pulgada de ancho y de espesor t es:

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{1}{12}(1 \times t^3)}{t/2} = \frac{t^2}{6}$$

El esfuerzo normal de flexión en la placa es:

$$F_b = \frac{M}{S} = \frac{F_p \frac{m^2}{2}}{\frac{t^2}{6}} = \frac{3F_p m^2}{t^2}$$

Por lo tanto, el espesor  $t$  de la placa base será:

$$t = \sqrt{\frac{3F_p m^2}{F_b}}$$

$$t = \sqrt{\frac{3F_p n^2}{F_b}}$$

Se escoge el mayor valor entre  $n$  y  $m$ , y se encuentra el espesor de la placa base de la columna. El valor del esfuerzo normal permisible de flexión para la placa, según el manual en su sección 1.5.1.4.3. página 5-21, es:

$$F_b = 0.75F_y$$

Se calcula el espesor para la placa base de dimensiones 30 por 15 pulgadas, y de acero ASTM A36 cuyo  $F_y = 36$  ksi. Se toma el mayor valor entre  $m$  y  $n$ , que en este caso es  $n = 4.3$  pulgadas.

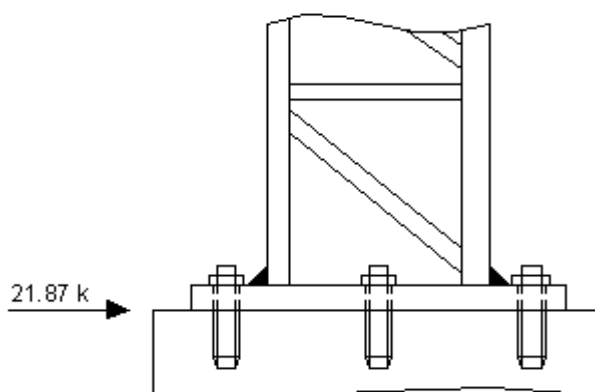
$$F_b = 0.75F_y = 0.75 \times 36 = 27 \frac{k}{p \lg^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{3F_p n^2}{F_b}} = \sqrt{\frac{3 \times 0.062 \times 4.3^2}{27}} = 0.357 p \lg$$

Por lo tanto escogemos una placa de espesor de 3/8 de pulgada que equivale a 0.375 pulgadas. En definitiva la placa base de la columna tendrá las siguientes dimensiones 30 x 15 x 3/8 pulgadas.

#### 4.2. Diseño de Pernos de Anclaje.

Los pernos de anclaje son utilizados para lograr fijar la placa base de la columna, la cual es de acero, con el cimiento de concreto. Los pernos deben evitar que se produzca un desplazamiento relativo entre la placa y el cimiento, debido a la acción de una fuerza cortante, que en este caso es la reacción horizontal. Esta fuerza horizontal de 21.87 kips provoca que los pernos esten sometidos a un esfuerzo cortante.



**FIGURA 4.3.** CARGA SOBRE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Como se observa en la figura 4.3. se van a utilizar seis pernos por placa, es decir tres por lado. Esto se debe a que para hacer que el apoyo se comporte como una articulación, es preferible colocar el

eje de los pernos en la línea que corresponde al eje neutro de la columna, y además es necesario colocar la línea intermedia de pernos para evitar que por efecto de la flexión que soporta la placa base, esta se levante en su parte intermedia, debido a que no cuenta con el apoyo del alma de la columna.

Las normas utilizadas para la selección correcta de los pernos son las descritas en la página 4-5 del manual del AISC, donde en la tabla 1-D se encuentran los esfuerzos permisibles para pernos sometidos a una fuerza cortante.

A continuación se siguen los pasos correspondientes para la selección de los pernos de anclaje. Primeramente para seleccionar correctamente los pernos de anclaje, se debe determinar que tipo de conexión se requiere. En este caso se utilizará una conexión de tipo friccional F, para evitar movimiento alguno. También se seguirán las reglas estándar STD de medidas de agujeros para pernos. Otro factor importante a determinar es el tipo de carga, el cual es cortante simple S.

Con todos estos datos se seleccionan pernos ASTM A325 cuyo esfuerzo permisible al corte es  $F_v = 17.5$  ksi. Se calcula el área requerida para los pernos:



$$H = 21.87k$$

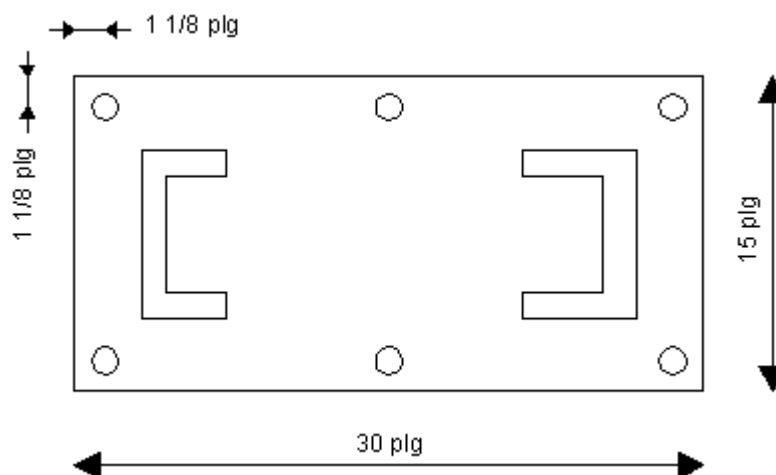
$$A_n = \frac{H}{F_v} = \frac{21.87}{17.5} = 1.25p \text{ lg}^2$$

Como se van a colocar seis pernos, se calcula el área requerida para cada perno:

$$A = \frac{A_n}{6} = \frac{1.25}{6} = 0.21p \text{ lg}^2$$

Por lo tanto de la tabla se escogen seis pernos ASTM A325 de diámetro 5/8 de pulgada, cuya área por perno es de  $A=0.3068 \text{ plg}^2$ . La fuerza de corte actual en cada perno es de 3.645 kips, mientras que la fuerza de corte permisible en cada perno es de 5.4 kips, con lo cual queda definida la selección de pernos.

El diámetro de cada agujero es igual al diámetro del perno más 1/16 de pulgada. Por lo tanto el diámetro del agujero será de 11/16 de pulgada. La ubicación de los agujeros en la placa está dada en la tabla 1.16.5.1. de la página 5-51 del manual del AISC. De acuerdo a esta tabla, el centro de los agujeros estará a una distancia de 1 1/8 de pulgada de la esquina de la placa. A continuación en la figura 4.4. se muestra la ubicación de los agujeros para los seis pernos ASTM A325 de 5/8 plg. en la placa base de la columna.



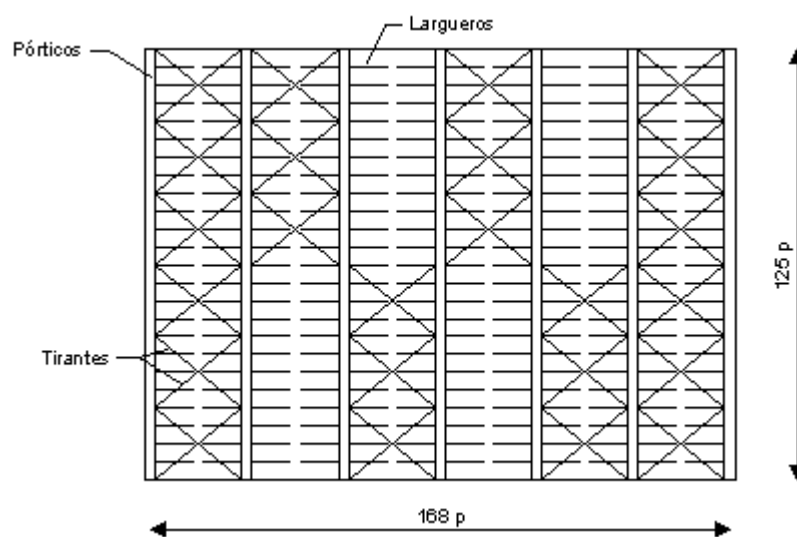
**FIGURA 4.4.** UBICACIÓN DE LOS AGUJEROS PARA LOS PERNOS EN LA PLACA BASE DE LA COLUMNA

Se observa en la figura 4.4., que los dos pernos intermedios de la placa se colocan en el centro de la misma, a pesar de que el centro de la placa no coincide con el centro de inercia de la base de la columna. Esto se debe a que la sección del canal interno es mayor a la sección del canal externo. Sin embargo, la separación es muy pequeña, por lo que al colocar los pernos en el centro de la placa se evita que esta se levante debido a la flexión que soporta.

#### **4.3. Diseño de Tirantes para Contraventeo o Arriostamiento Longitudinal.**

El contraventeo en el pórtico es necesario para resistir las cargas laterales como las cargas de viento perpendiculares al plano de los

marcos rígidos, ya que transfiere estas cargas laterales a la cimentación de la estructura. Para el pórtico rígido reticular el contraventeo lo proporcionan las paredes laterales del complejo, las cuales se encuentran entre las diferentes columnas de los siete pórticos que conforman la estructura del complejo. Pero en la parte superior o techo, la cubierta y los largueros no proporcionan suficiente contraventeo, por lo que se deben colocar elementos adicionales que proporcionen el contraventeo suficiente para evitar el desplazamiento relativo entre los pórticos. Este contraventeo lo pueden proporcionar los tirantes en cruz, también conocidos como cruces de San Andrés. Cada uno de estos tirantes trabajará en tensión, y generalmente se utilizan varillas de acero como tirantes.



**FIGURA 4.5. DISTRIBUCIÓN DE LOS TIRANTES**

Como se observa en la figura 4.5., los tirantes o varillas se colocan de una forma alternada, excepto en los extremos, de tal modo que se ahorra la cantidad del material utilizado, sin dejar de fijar o reforzar algún tramo de las vigas de los pórticos.

Las varillas o tirantes para contraventeo casi nunca resisten cargas suficientes como para regir su diseño, y en la práctica se seleccionan las mínimas dimensiones para barras que trabajan en tensión, controlando las máximas relaciones de esbeltez. En el manual del AISC, página 5-46, sección 1.15.1., se dice que las conexiones con barras deben ser diseñadas para soportar una carga de tensión no menor a 6 kips. Por lo tanto, el diámetro de las varillas de acero ASTM A36 para contraventeo se calcula de la siguiente manera.

$$A = \frac{T}{F_t} = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{6}{0.6 \times 36} = 0.28 \text{ plg}^2$$

De la página 4-141 del manual se concluye que se necesitan varillas o tirantes de un diámetro igual a 5/8 de pulgada. Se verifica la relación de esbeltez para un elemento secundario. Los tirantes se sujetan en los largueros, por lo que la longitud analizada es un cuarto de la longitud total del tirante, la cual es de 35.46 pies.

$$\phi = \frac{5}{8} \text{ plg}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{8.865 \times 12}{0.3125} = 340.42 > 300$$

Se observa que los tirantes de 5/8 de pulgada, para una longitud de 8.865 pies, no cumplen con la relación de esbeltez máxima permitida, por lo que habrá que colocar tirantes de un diámetro mayor.

$$\frac{L}{r} = 300$$

$$r = \frac{L}{300} = \frac{8.865 \times 12}{300} = 0.3546 \text{ p lg}$$

$$\phi = \frac{3}{4} \text{ p lg} = 0.75 \text{ p lg}$$

Se concluye que para el contraventeo en los pórticos se utilizarán tirantes de diámetro igual a 3/4 de pulgada y 35.46 pies de longitud total.

#### 4.4. Diseño de Soldadura.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies, permitiendo que los metales fluyan y puede tener la aportación de otro metal fundido.

La soldadura es un excelente método para la conexión de los elementos de las estructuras metálicas. Entre las diversas ventajas de la soldadura tenemos que se pueden conectar los elementos directamente, sin necesidad de utilizar placas de unión y empalme, con lo que se ahorra material, ya que la soldadura tiene una gran

zona de aplicación. Además las estructuras soldadas son más rígidas y son estructuras continuas.

Existen numerosos procedimientos de soldado, pero el único que se acepta en el trabajo estructural es la soldadura por fusión mediante el proceso del arco metálico protegido SMAW (Shielded metal arc welding). En el proceso de la soldadura de arco metálico protegido, se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo, con lo que se provoca la fusión de los metales. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas soldadas, transforma la energía eléctrica en calor. El tipo de electrodo es muy importante, ya que afecta directamente a la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión de la soldadura. El electrodo E70XX se recomienda habitualmente para soldar acero ASTM A36. El 70 representa la resistencia a la tensión mínima del metal base en ksi, y los otros dos números representan la posición para soldar, la corriente, polaridad, recubrimiento y otra información para el correcto uso del electrodo. Otro proceso de soldadura es la soldadura por arco sumergido SAW (Submerged arc welding).

Los tipos de uniones soldadas principales son la soldadura de filete y la soldadura a tope. En el pórtico rígido reticular de alma abierta

se usa mayormente la soldadura de filete. Las soldaduras a tope se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano.

Las condiciones para realizar el diseño de las soldaduras, es decir determinar su longitud y su espesor o ancho, son tomadas del manual del AISC y de las normas de la Sociedad Americana de Soldadura AWS (American Welding Society), donde se determinan las fórmulas para calcular los esfuerzos permisibles de las soldaduras sometidas a esfuerzos de tensión, compresión, torsión, corte, flexión, o esfuerzos combinados.

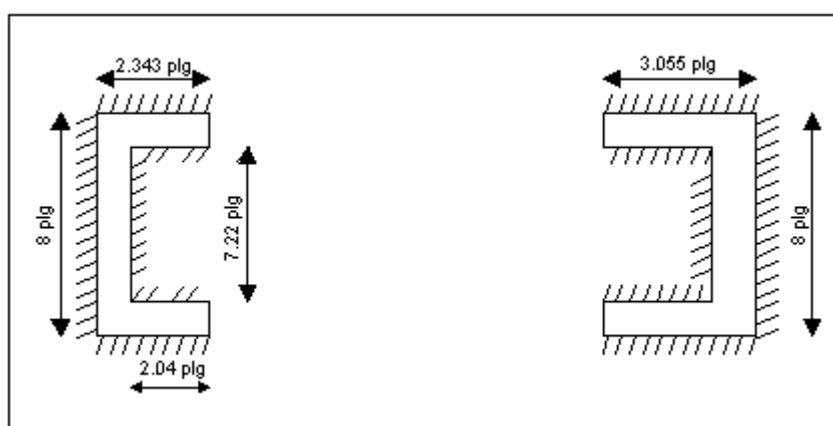
#### **4.4.1. Unión Columna – Placa Base.**

La placa base se fija a la columna por medio de la soldadura con el proceso SMAW. Se fijan el canal externo y el canal interno a la placa, con una soldadura de filete. El diseño se lo realizará en base al canal externo, el cual es el más crítico, debido a que esta soldadura está sometida a un esfuerzo cortante y a un esfuerzo normal de tensión, mientras que el canal interno soporta un esfuerzo cortante y un esfuerzo normal de compresión.

La fuerza que provoca el esfuerzo cortante que soporta la soldadura de filete es la reacción horizontal en el apoyo

de 21.87 kips, y la fuerza de tensión en el canal externo que provoca el esfuerzo normal de tensión que soporta la soldadura es la máxima fuerza interna que soporta este canal, la cual es de 77.63 kips.

La sección del canal externo, por donde se distribuirá el cordón de soldadura es la del perfil C8x13.75, mientras que la sección del canal interno, a pesar de ser un canal MC8x20, será un poco mayor debido a que este canal se encuentra colocado con una inclinación de 8 grados con respecto a la vertical, lo que aumenta el área de apoyo.

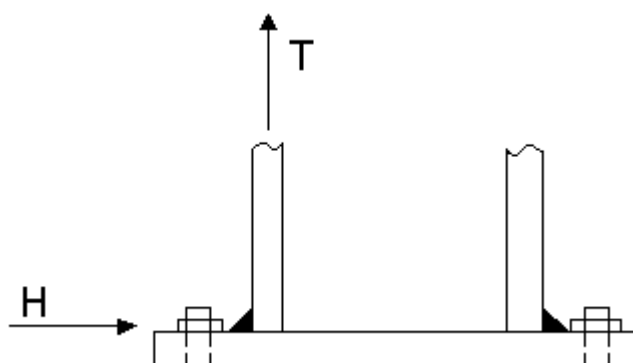


**FIGURA 4.6.** LONGITUD DE SOLDADURA PARA LA UNIÓN DE LA COLUMNA Y LA PLACA BASE

La longitud que se utilizará para el cordón de soldadura en el canal externo recorre todo su contorno exterior e interior, con lo que se obtiene una longitud de 23.986 pulgadas.



A continuación se muestra la acción de las fuerzas que provocan los esfuerzos en la soldadura del canal externo.



**FIGURA 4.7.** FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA SOLDADURA DE FILETE

En el manual del AISC, en la tabla 1.5.3 de las especificaciones, página 5-25 se presentan los esfuerzos permisibles para diversos electrodos y metales base, y en la sección 1.14.6, página 5-44 se presenta el valor del área efectiva de la soldadura. El esfuerzo cortante permisible para la soldadura es:

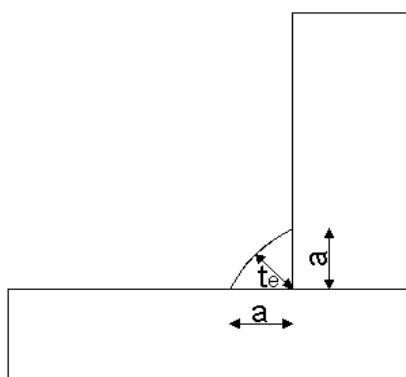
$$F_v = 0.3F_u$$

Donde  $F_u$  es el esfuerzo último de resistencia de la soldadura. El área efectiva para la soldadura de filete es:

$$A_e = Lt_e$$

$$t_e = 0.707a$$

La longitud de la soldadura es  $L$ ,  $t_e$  es la garganta de la soldadura, y  $a$  es el lado o espesor de la soldadura. La mayoría de las soldaduras de filete tienen el mismo espesor en las dos superficies, por lo que su garganta forma un ángulo de  $45^\circ$  con las mismas y por ende su valor equivale a  $0.707a$ .



**FIGURA 4.8.** ESPESOR Y GARGANTA DE LA SOLDADURA

El electrodo que se usa para todas las uniones soldadas en acero estructural ASTM A36, es el E70 de  $F_u = 70$  ksi. El manual también recomienda el espesor del lado mínimo y el espesor del lado máximo de la soldadura en sus secciones 1.17.2 y 1.17.3, páginas 5-52 y 5-53, dependiendo del espesor de los materiales a unir.

Como la soldadura a diseñar va a soportar dos esfuerzos con direcciones perpendiculares entre sí, se recomienda encontrar el esfuerzo actual para cada uno, asumir un valor de la garganta igual a uno, y hallar el esfuerzo resultante por medio del teorema de Pitágoras, para después calcular el espesor del lado requerido.

$$f_v = \frac{H/2}{Lt_e} = \frac{10.935}{23.986 \times t_e} = \frac{0.456}{t_e}$$

$$f_t = \frac{T}{Lt_e} = \frac{77.63}{23.986 \times t_e} = \frac{3.236}{t_e}$$

Asumiendo  $t_e = 1$ , tenemos:

$$f_R = \sqrt{f_v^2 + f_t^2} = \sqrt{0.456^2 + 3.236^2} = 3.268$$

Colocamos el  $t_e$  e igualamos el esfuerzo actual resultante con el esfuerzo permisible de la soldadura:

$$f_R = f_p$$

$$\frac{3.268}{t_e} = 0.3 \times 70$$

$$t_e = 0.156 = 0.707a$$

$$a = 0.221p \lg$$

$$a = \frac{1}{4} p \lg$$

Verificamos si concuerda con el lado mínimo y el lado máximo de la soldadura que recomienda el manual. De los dos elementos a unir, el canal externo tiene el menor

espesor en su alma y es de 5/16 pulgadas, por lo que los valores recomendados por el manual son:

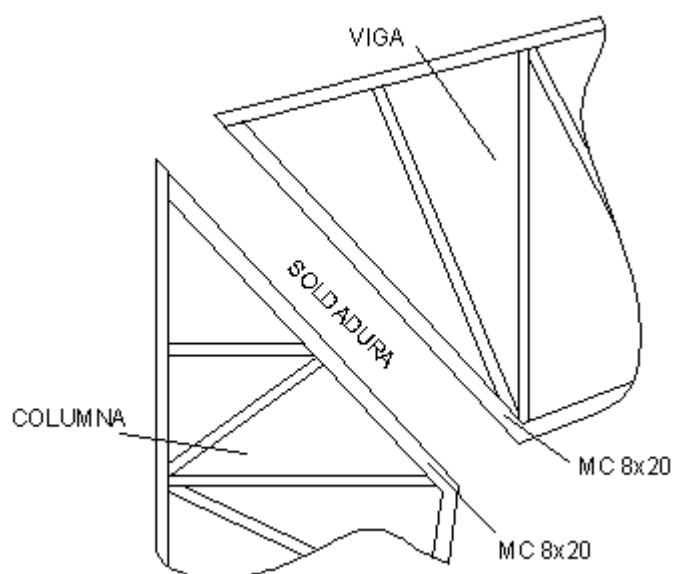
$$a_{\min} = \frac{3}{16} p \lg$$

$$a_{\max} = \frac{5}{16} - \frac{1}{16} = \frac{1}{4} p \lg$$

Por lo tanto concluimos que la soldadura para la unión del canal externo con la placa base tendrá una longitud de 23.986 pulgadas, es decir en todo su contorno, y un espesor del lado de ¼ de pulgada. Para la unión del canal interno en compresión y la placa base, se colocará el mismo espesor de soldadura en todo su alrededor.

#### 4.4.2. Unión Columna – Viga.

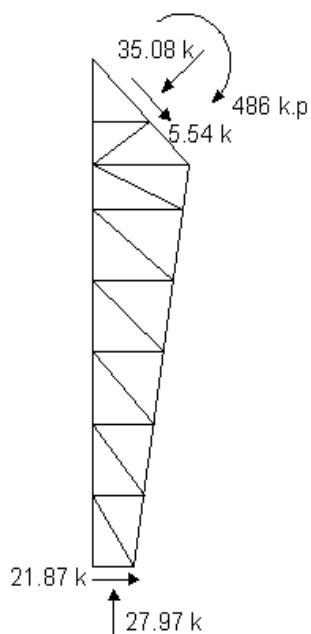
La unión entre la columna y la viga ocurre en la rodilla donde se producen los mayores esfuerzos en el pórtico. Debido a este motivo se empatan dos canales MC8x20, con lo que se forma la denominada celosía diagonal principal, la cual tiene una gran resistencia a los esfuerzos que soporta. El tipo de unión será una soldadura de filete y se utiliza el método SMAW. Se utilizarán electrodos E70 para uniones de acero estructural. A continuación se presenta un gráfico que muestra la forma en que se unirá la columna con la viga por medio de la soldadura.



**FIGURA 4.9. UNIÓN COLUMNA – VIGA**

Para determinar los esfuerzos a los que va a estar sometida la soldadura para la unión entre la columna y la viga, se realiza un análisis de fuerzas en esa sección utilizando los valores de las reacciones en el apoyo. Se encuentran las fuerzas internas en la línea de acción paralela y perpendicular al eje de la soldadura en la sección de análisis. Con este procedimiento se facilita el diseño de la soldadura, ya que la fuerza interna paralela a su eje provoca un esfuerzo cortante en la soldadura. Además esta soldadura va a estar sometida también a un esfuerzo normal de flexión provocado por el momento flector que se produce en la sección. La fuerza interna perpendicular al eje de la

soldadura, somete a la misma a un esfuerzo de compresión, el cual se desprecia debido a que esta fuerza de compresión, provoca que disminuya la tensión, y aumente la compresión del esfuerzo normal de flexión.



**FIGURA 4.10. FUERZAS ACTUANTES EN LA UNIÓN  
COLUMNA – VIGA**

La longitud máxima de la unión soldada puede ser de 6.69 pies u 80.28 pulgadas por lado, lo que da en total 13.38 pies o 160.56 pulgadas.

Como se realizó en la sección anterior, primero se calculan el esfuerzo actual de corte y el esfuerzo actual normal asumiendo una longitud de soldadura, y posteriormente se

calcula el esfuerzo actual resultante y se encuentra el espesor de lado requerido para la soldadura.

A continuación se calculan el espesor de lado mínimo y el espesor de lado máximo de la soldadura para unir dos canales MC 8x20 por el alma, cuyo espesor es 3/8 de pulgada.

$$a_{\min} = \frac{3}{16} p \text{ lg}$$

$$a_{\max} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} p \text{ lg}$$

Se asume una longitud de 6 pies por cada lado y se calculan los esfuerzos de corte y de flexión.

$$L = 6p = 72 p \text{ lg}$$

$$f_v = \frac{V}{Lt_e} = \frac{5.54}{144t_e} = \frac{0.038}{t_e}$$

$$M = 486k \cdot p = 5832k \cdot p \text{ lg}$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{5832 \times 36}{2 \left( \frac{1}{12} \times t_e \times 72^3 \right)} = \frac{3.375}{t_e}$$

Se asume un  $t_e = 1$  y se calcula el esfuerzo resultante:

$$f_R = \sqrt{0.038^2 + 3.375^2} = 3.375$$

$$f_R = \frac{3.375}{t_e} = 0.3 \times 70 = f_p$$

$$t_e = 0.16 = 0.707a$$

$$a = 0.227 p \text{ lg} \approx \frac{1}{4} p \text{ lg}$$

La soldadura puede ser intermitente ya que la longitud requerida de 72 pulgadas es menor que la longitud total disponible de 80.28 pulgadas. El manual en la sección 1.17.5, página 5-53, indica la recomendación para la longitud mínima de la soldadura intermitente; y en la sección 1.18.3.1, página 5-56 se recomienda la máxima longitud del espaciamiento entre la soldadura intermitente.

Se realiza a continuación la selección de los valores de longitud y espaciamiento de la soldadura intermitente para una longitud de soldadura requerida de 72 pulgadas, y se verifica si se encuentran dentro de los límites recomendados por el manual.

$$L = 18p \lg$$

$$e = 2.76p \lg$$

$$L \geq 4a$$

$$18 \geq 4 \times \frac{1}{4} = 1$$

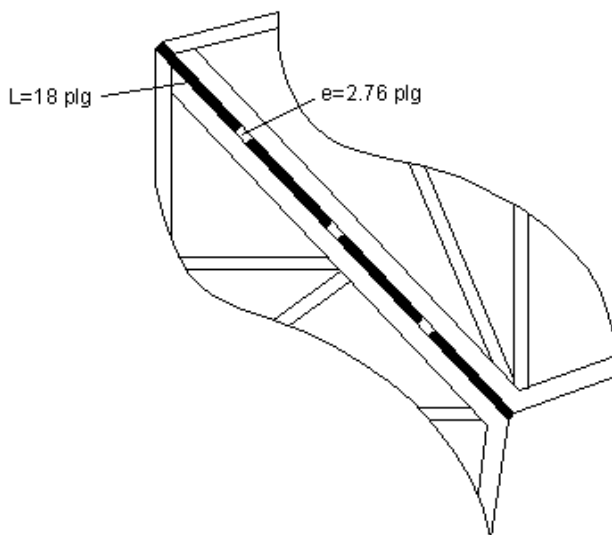
$$e \leq 24t \leq 12$$

$$2.76 \leq 24 \times \frac{3}{8} \leq 12$$

$$2.76 \leq 9 \leq 12$$

Por lo tanto se concluye que para la unión de la columna y la viga se colocarán 4 cordones de soldadura en cada lado, de 18 pulgadas de longitud, espaciados en 2.76 pulgadas, y de  $\frac{1}{4}$  de pulgada de espesor del lado.





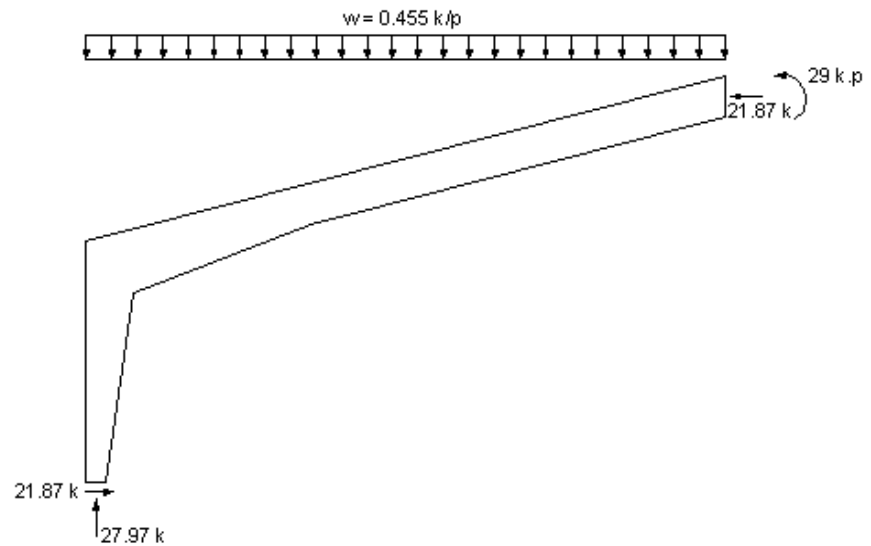
**FIGURA 4.11.** LONGITUD Y ESPACIAMIENTO DE LA SOLDADURA INTERMITENTE EN LA RODILLA

#### 4.4.3. Unión Viga – Viga.

La unión de las dos vigas se produce en la parte más elevada del pórtico, conocida como corona o cúspide. En esta sección se unirán dos canales MC 8x8.5 por el alma, por medio de una soldadura de filete, utilizando el proceso SMAW y un electrodo E70.

Al realizar el análisis de fuerzas internas en la sección en estudio, se determina que la soldadura soporta un esfuerzo normal de flexión provocado por el momento flector resultante, y también soporta un esfuerzo de compresión provocado por la fuerza interna horizontal, el cual se

desestima debido a que produce una disminución en el valor de la tensión provocada por el esfuerzo normal de flexión.



**FIGURA 4.12.** FUERZAS ACTUANTES EN LA UNIÓN  
VIGA – VIGA

La longitud máxima de la unión soldada puede ser de 3.932 pies o 47.184 pulgadas por lado, lo que da en total una longitud máxima de 7.864 pies o 94.368 pulgadas.

Se determina el espesor de lado máximo y el espesor de lado mínimo para la soldadura que une dos canales MC 8x8.5 por el alma, y cuyo espesor es de 3/16 de pulgada.

$$a_{\min} = \frac{1}{8} p l g$$

$$a_{\max} = \frac{3}{16} p l g$$

Se calcula el esfuerzo normal de flexión que soporta la soldadura debido al momento flector actuante, asumiendo una longitud de soldadura de 2 pies por cada lado. Y además se determina el espesor de lado requerido para la soldadura.

$$\begin{aligned}
 L &= 2p = 24p \text{ lg} \\
 M &= 29k \cdot p = 384k \cdot p \text{ lg} \\
 f_b &= \frac{Mc}{I} = \frac{384 \times 12}{2 \left( \frac{1}{12} \times t_e \times 24^3 \right)} = \frac{1.8125}{t_e} \\
 \frac{1.8125}{t_e} &= 0.3 \times 70 \\
 t_e &= 0.086 = 0.707a \\
 a &= 0.122 \approx \frac{1}{8} p \text{ lg}
 \end{aligned}$$

Debido a que la longitud de soldadura requerida es de 24 pulgadas por lado, y se tiene disponible un espacio de 47.184 pulgadas, se coloca una soldadura intermitente.

$$\begin{aligned}
 L &= 3p \text{ lg} \\
 e &= 3.312p \text{ lg} \\
 L &\geq 4a \\
 3 &\geq 4 \times \frac{1}{8} = 0.5 \\
 e &\leq 24t \leq 12 \\
 3.312 &\leq 24 \times \frac{3}{16} \leq 12 \\
 3.312 &\leq 4.5 \leq 12
 \end{aligned}$$



De acuerdo a los límites de espesor de lado máximo y lado mínimo de soldadura, se selecciona el grueso de soldadura y se calcula la longitud total necesaria. Posteriormente se calcula como se va a distribuir la soldadura alrededor de los extremos de los ángulos para evitar que se produzca una rotación de los elementos. Para esto se deben hacer coincidir el centroide de los ángulos y el centroide de la soldadura.

Se utiliza el proceso SMAW y un electrodo E70 para la soldadura de filete que une las celosías o ángulos dobles con los canales. Se diseñará la soldadura para la primera celosía diagonal de la columna, que es la que soporta la máxima fuerza axial de tensión, y por lo tanto es la que soporta las condiciones críticas. Las demás celosías o ángulos dobles soportan menores fuerzas axiales, y por ende sus soldaduras también soportarán un menor esfuerzo. Por este motivo, la longitud y el espesor de soldadura que se utilizarán en estas celosías será la misma que se utilizará en la celosía crítica, ya que quedará sobredimensionada la soldadura. Este procedimiento resulta mucho más práctico que diseñar la soldadura para cada una de las celosías.

Se determina el espesor mínimo y el espesor máximo de soldadura para la unión de los ángulos dobles 2L 2x2x3/16 con los canales.

$$a_{\min} = \frac{1}{8} p \lg$$

$$a_{\max} = \frac{3}{16} p \lg$$

Se procede a calcular la longitud requerida de soldadura, asumiendo un espesor de 3/16 de pulgada. La fuerza de tensión que soporta la celosía es de 24.81 kips, pero como la celosía es un ángulo doble, cada ángulo va a soportar la mitad de esta fuerza, es decir 12.405 kips.

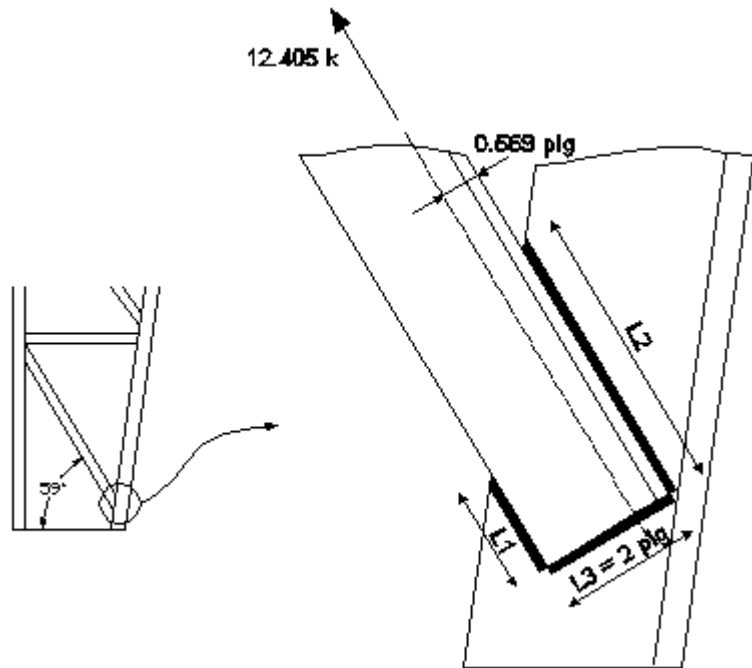
$$T = 12.405k$$

$$T = F_v A = (0.3 \times 70)(0.707aL) = 12.405$$

$$a = \frac{3}{16} p \lg$$

$$L = 4.46 p \lg$$

Como la fuerza de tensión actúa en el centro de gravedad del ángulo, se hace coincidir el centro de gravedad de la resistencia de la soldadura con el del ángulo. Por lo tanto las longitudes de la soldadura en los dos lados del ángulo son diferentes, es decir la distribución de la soldadura es asimétrica. El análisis que se realiza para determinar la distribución de la soldadura alrededor de los extremos del ángulo, se basa en las ecuaciones de la estática.



**FIGURA 4.14.** UNIÓN SOLDADA DE LA CELOSÍA CON EL CANAL INTERNO

Se toma la resistencia de cada tramo de soldadura, y se realiza la sumatoria de momentos en el centro del cordón de la soldadura número 1, para así encontrar la longitud requerida de cada tramo.

$$\sum F = 0$$

$$T = P_1 + P_2 + P_3 = 12.405$$

$$P_1 = (0.3 \times 70)(0.707 \times 3/16 \times L_1) = 2.78L_1$$

$$P_2 = (0.3 \times 70)(0.707 \times 3/16 \times L_2) = 2.78L_2$$

$$P_3 = (0.3 \times 70)(0.707 \times 3/16 \times 2) = 5.57k$$

$$\sum M_1 = 0$$

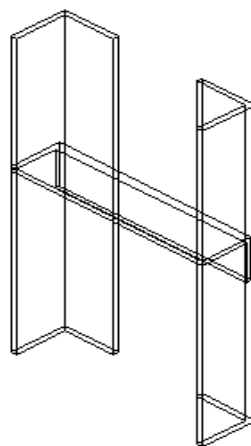
$$2P_2 + 1 \times 5.57 - (2 - 0.569)12.405 = 0$$

$$P_2 = 6.09k$$

$$\begin{aligned}
 2.78L_2 &= 6.09 \\
 L_2 &= 2.19 \text{ p lg} \\
 P_1 &= 12.405 - 6.09 - 5.57 = 0.745k \\
 2.78L_1 &= 0.745 \\
 L_1 &= 0.27 \text{ p lg} \\
 L_3 &= 2 \text{ p lg} \\
 L_1 + L_2 + L_3 &= 4.46 \text{ p lg}
 \end{aligned}$$

Se concluye que para la unión de las celosías con los canales, se colocará soldadura de longitud total de 4.46 pulgadas, dividida en los tres tramos ya indicados, y con un espesor de 3/16 de pulgada.

Además entre los dos ángulos que forman una celosía se coloca en el medio de su longitud un refuerzo como rigidizador, para disminuir su longitud libre, el que puede ser otro ángulo o una placa. Este rigidizador está simplemente soldado en su máxima longitud disponible.



**FIGURA 4.15.** RIGIDIZADOR ENTRE EL ÁNGULO DOBLE

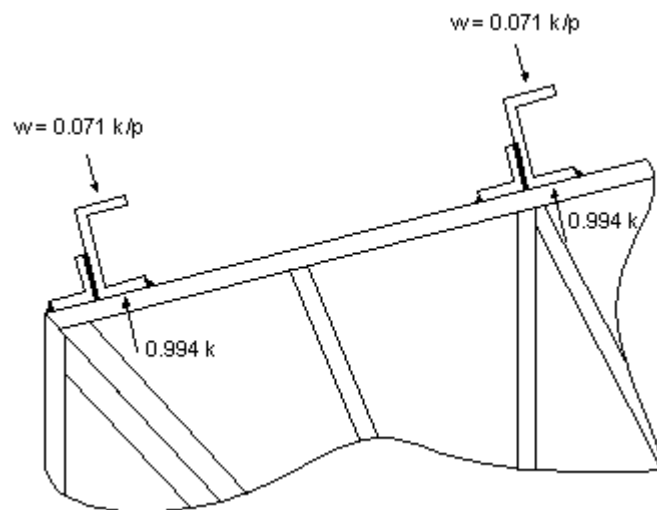


#### **4.4.5. Unión Largueros – Viga.**

Los largueros, como se indicó anteriormente, son canales que soportan directamente la carga de la cubierta y las cargas vivas, y que a su vez estos transmiten estas cargas al pórtico en forma de cargas concentradas, ya que se apoyan sobre los nudos de las vigas del pórtico. Como los largueros se colocan en forma transversal a los pórticos, toda la carga de cubierta y las cargas vivas se asientan sobre estos en forma de carga uniformemente distribuida a lo largo de toda su longitud. Se colocarán 26 largueros sobre todo el pórtico, es decir que van colocados alternadamente sobre los nudos superiores de la viga.

Los largueros se fijan por medio de una soldadura de filete con la viga del pórtico. Se utiliza el proceso SMAW y el electrodo E70. Además como soporte de los largueros se colocan unos ángulos de sección pequeña y de longitud igual a la longitud de apoyo del larguero. Estos ángulos se unen espalda con espalda al canal, y están soldados al mismo y a la viga del pórtico. Los largueros son canales C6x8.2 y como ángulos de apoyo se utilizan ángulos L3x3x3/16. La soldadura en el apoyo de los largueros soportará un esfuerzo de tensión debido a la acción de la

reacción vertical en el apoyo simple del larguero que tiene un valor de 0.994 kips, el cual ya fue analizado en la sección 2.1. Como el valor de la reacción en el apoyo es muy pequeño, la longitud de apoyo del larguero es suficiente para evitar el aplastamiento horizontal de su alma.



**FIGURA 4.16.** CARGA DE DISEÑO PARA LA SOLDADURA EN EL APOYO DEL LARGUERO

La longitud de la soldadura estará dada por la altura del canal externo de la viga, que es donde se apoya el larguero. Esta altura es de 8 pulgadas, por lo cual esta será la longitud efectiva de la soldadura. También se colocará soldadura para unir el ángulo con el canal del larguero y con la viga, pero estas soldaduras son colocadas como refuerzo extra para brindar apoyo lateral al larguero. Estas

soldaduras tendrán el mismo espesor que la soldadura que une el larguero con la viga del pórtico. El espesor del ángulo es 3/16 de pulgada, el espesor del ala del larguero es 5/16 de pulgada, y el espesor del alma del canal externo de la viga C8x11.5 es ¼ de pulgada. Por este motivo el espesor de lado mínimo y máximo de la soldadura se basa en el espesor de 3/16 de pulgada, y se tiene:

$$a_{\min} = \frac{1}{8} p \lg$$

$$a_{\max} = \frac{3}{16} p \lg$$

Asumiendo un valor de  $a = 1/8$  plg, calculamos la longitud requerida de soldadura:

$$T = 0.994k$$

$$a = \frac{1}{8} p \lg$$

$$T = (0.3 \times 70)(0.707 \times 1/8 \times L) = 0.994$$

$$L = 0.536 p \lg$$

Por lo tanto, concluimos que usando un espesor de soldadura de 1/8 de pulgada y longitud efectiva de soldadura de 8 pulgadas, soportará perfectamente los esfuerzos provocados por la reacción del apoyo, ya que estará sobre dimensionada.

#### 4.4.6. Unión Tirantes.

Los tirantes son varillas de acero que trabajan en tensión, por lo que también se los conoce como templadores. Estas varillas que son utilizadas para evitar el contraventeo, están soldadas en la parte superior de la viga del pórtico. Existen otros templadores que van soldados en los largueros y que sirven para reforzar a los canales o largueros en su eje más débil. Los templadores de los largueros tienen un diámetro de  $\frac{5}{8}$  de pulgada, mientras que los tirantes para contraventeo tienen un diámetro de  $\frac{3}{4}$  de pulgada.

El proceso de soldadura que se usa es el SMAW, y los electrodos utilizados son E70. La soldadura se diseñará para soportar un esfuerzo de tensión, provocado por la carga de tensión que soportan los tirantes. Los templadores de los largueros soportan una carga de tensión de 1.965 kips, pero fueron diseñados para soportar una carga de 6 kips, como ya fue determinado en la sección 2.2. Los tirantes para contraventeo también fueron diseñados para soportar una carga de tensión de 6 kips. Por lo tanto la soldadura será diseñada para soportar la misma carga de tensión. El espesor del alma del larguero es  $\frac{3}{16}$  pulgadas.

$$a_{\min} = \frac{1}{8} p \lg$$

$$a_{\max} = \frac{3}{16} p \lg$$

$$a = \frac{3}{16} p \lg$$

$$T = (0.3 \times 70)(0.707 \times 3/16 \times L) = 6$$

$$L = 2.16 p \lg$$

La longitud máxima que puede ser soldada es el perímetro o periferia de la varilla. Para la varilla de diámetro de 5/8 de pulgada, la longitud máxima puede ser de 1.96 pulgadas, mientras que para la varilla de diámetro de 3/4 de pulgada, esta longitud máxima es de 2.36 pulgadas. Debido a que la carga de tensión en los templadores de los largueros no alcanza los 6 kips para la cual fue diseñada, la soldadura para fijar los templadores a los largueros puede colocarse en todo su alrededor y tener un espesor de 3/16 de pulgada. El mismo espesor de soldadura se colocará para fijar los tirantes para contraventeo al canal externo de la viga del pórtico, y la longitud de soldadura será igual al perímetro del tirante.

## **CAPÍTULO 5**

### **5. COMPARACIÓN ENTRE EL PRESENTE MÉTODO DE ANÁLISIS Y EL EFECTUADO POR EL PROGRAMA SAP 90.**

El presente capítulo tiene por objeto comprobar la eficiencia del método de análisis utilizado en el diseño del pórtico rígido reticular. Para cumplir con este objetivo, se compararán los resultados obtenidos en los valores de las fuerzas internas de los elementos críticos del pórtico, con los valores de los mismos obtenidos al realizar el análisis de la estructura con el programa SAP 90 (Structural Analysis Program).

El programa SAP 90 es uno de los tantos programas existentes para el análisis de estructuras, y el procedimiento para su uso es muy sencillo y práctico. Los datos de entrada que deben ser proporcionados al programa son: el modelo de la estructura, las condiciones de carga, la restricción de

nudos, las coordenadas de los nudos, la topología de los miembros o elementos, las cargas puntuales externas, las propiedades de las secciones de los miembros y las propiedades físicas del material, el cual es acero ASTM A36. Los datos de salida que proporciona el programa una vez ingresados estos datos son: la información ordenada de los datos de entrada, el desplazamiento de los nudos, las reacciones y fuerzas aplicadas a los nudos, el gráfico de la geometría de la estructura y de la geometría desplazada una vez aplicadas las cargas, y los resultados de las fuerzas internas de todos los miembros. Al ingresar los datos de las coordenadas de los nudos, cada nudo recibe su respectiva identificación numérica, con lo que se determina que el pórtico tiene un total de 124 nudos. A su vez, para ingresar los datos de la topología de cada uno de los elementos, a estos se los identifica por su respectiva numeración y su ubicación con respecto a los nudos. Por esto se determina que el pórtico tiene un total de 245 elementos, los cuales se muestran en la figura 5.1.

Al ingresar los datos de entrada al programa, se utilizan las secciones o perfiles del diseño exacto y definitivo del pórtico. También al ingresar los valores de las cargas puntuales externas, se determinan estas cargas concentradas utilizando el valor de la carga distribuida y actuando sobre los nudos en que se apoyan los largueros. En este capítulo la información de salida que se detallará es la de los resultados de las fuerzas internas de los miembros del pórtico, para que al compararlas con las obtenidas

en el análisis realizado en este documento, se determine la eficiencia del método utilizado.

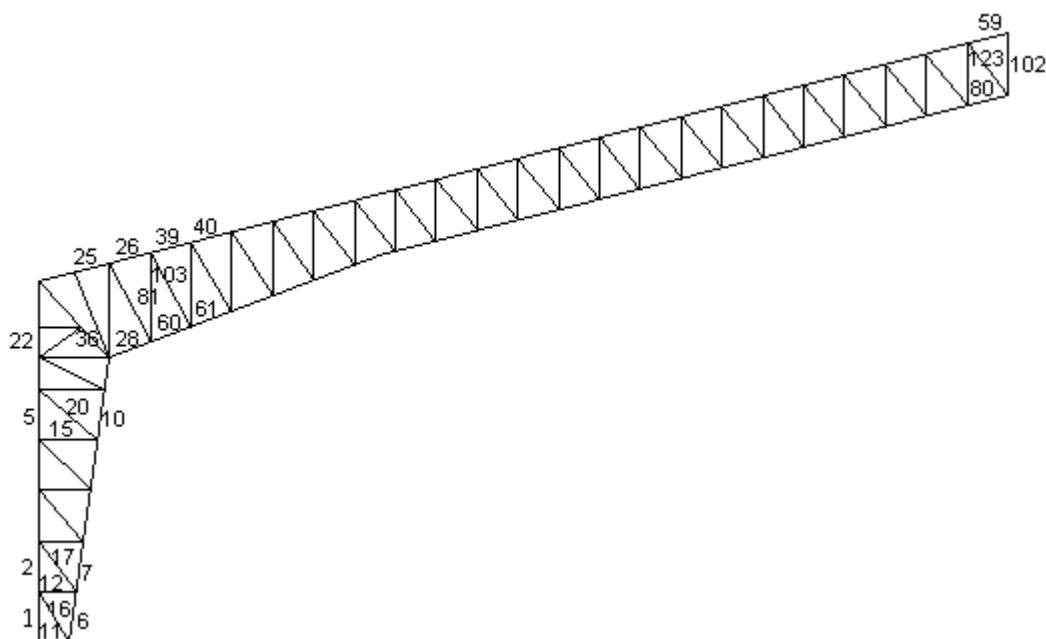
Las secciones de análisis donde se compararán los valores de las fuerzas internas, son las secciones críticas donde se conoce que se producirán las fuerzas internas máximas que regirán el diseño de cada uno de los elementos que conforman el pórtico rígido reticular. Así, la fuerza crítica que rige el diseño del canal externo de la columna se produce en la parte de la rodilla, el canal interno de la columna tiene su sección crítica en la parte más cercana a la rodilla, es decir en su parte más alta. El diseño de todas las celosías verticales, horizontales y diagonales, lo rige la fuerza interna de la primera celosía diagonal de la columna. Otra fuerza crítica es la que soporta la celosía diagonal principal de la rodilla. En la viga las secciones críticas que rigen el diseño de sus elementos, son la parte de la rodilla y la sección donde se produce el máximo momento flector positivo.

A continuación se mostrará una tabla donde se colocarán los valores de las fuerzas internas encontradas por el método de análisis utilizado en la tesis y por el programa SAP 90, de los elementos críticos para el diseño del pórtico. Además en la misma, también se indicará el porcentaje de error entre estos dos valores de fuerzas internas, para así poder determinar la eficiencia del método utilizado.



**TABLA VIII. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS  
CRÍTICAS POR LOS DOS MÉTODOS DE ANÁLISIS**

		<b>Análisis de la Tesis</b>	<b>Análisis del Programa SAP 90</b>	
<b>Fuerzas Críticas</b>		<b>Fuerza Axial (Kips)</b>	<b>Fuerza Axial (Kips)</b>	<b>% Error</b>
Reacción vertical V		27.97	27.97	0
Reacción horizontal H		21.87	20.39	7.26
<b>Columna</b>				
Canal externo		74.35	61.93	20.05
Canal interno		- 105.23	- 90.71	16
Celosía diagonal		24.81	22.74	9.10
<b>Viga</b>				
Canal externo		53.48	45.97	16.34
Canal interno		- 84	- 74.91	12.13
Celosía diagonal		10.32	10.15	1.67
<b>Rodilla</b>				
Canal externo	Vertical	77.63	64.12	21.07
	Inclinado	60.57	50.78	19.28
Celosía diagonal principal		- 86.15	- 71.13	21.12



**FIGURA 5.1.** IDENTIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS CRÍTICOS EN EL PÓRTICO

Como se observa en la tabla VIII, los valores de las fuerzas internas críticas obtenidos por el método de análisis utilizado en la tesis, son mayores a los valores de las fuerzas internas críticas obtenidos por el programa SAP 90 con una diferencia que varía desde el 1.67% hasta el 21.12%. Por este motivo se determina que los perfiles utilizados en el diseño exacto del pórtico, también satisfacen los requerimientos de las fuerzas internas críticas que nos da el programa SAP 90.

El porcentaje de diferencia entre los dos métodos utilizados en el análisis pudo haber sido menor, si se tomaba en cuenta en el análisis realizado en la tesis, el momento flector provocado por la reacción vertical, el cual

hacía que disminuyeran un poco los valores de las fuerzas internas en los elementos. Al no tomar en cuenta este momento flector, se agilaban los cálculos para el análisis del pórtico, y además el error provoca un diseño más seguro, es decir se le da un mayor factor de seguridad. Por este motivo, el mayor gasto económico que se provoca al utilizar perfiles de secciones ligeramente mayores, se puede compensar con el ahorro de tiempo que se obtiene al agilizar el proceso de diseño.

En el apéndice o anexos se incluyen los valores de las fuerzas internas de los elementos en las secciones críticas obtenidos por medio del programa SAP 90.

# CAPÍTULO 6

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. Con el trabajo realizado en este documento, se concluye que se puede diseñar un pórtico rígido reticular rápidamente, si tomamos las recomendaciones de la tesis, y sin necesidad de utilizar la ayuda de un programa o software. Además, la mayoría de los programas existentes se encargan solamente de analizar las estructuras, no de diseñarlas, ya que se deben de proporcionar los datos de los perfiles que conforman la estructura, para que el programa realice el análisis y por ende dé los valores de las fuerzas internas que soportan las estructuras. El procedimiento utilizado para el diseño del pórtico es muy práctico y sencillo, aplicando cada uno de los pasos seguidos en este documento.
2. Se determina que las fórmulas de Griffiths utilizadas para calcular el valor aproximado de las reacciones horizontales, y el método del

trabajo virtual utilizado para calcular el valor exacto de las reacciones horizontales, tienen una gran precisión. El valor de la reacción horizontal obtenida por las fórmulas de Griffiths es de 19.59 kips, y el obtenido por el método del trabajo virtual es de 21.87 kips. Mientras que el valor obtenido por el programa SAP 90 es de 20.39 kips. Es decir, que utilizando las fórmulas de Griffiths se obtuvo un valor en 3.92 por ciento menor y utilizando el método del trabajo virtual se obtuvo un valor en 7.26 por ciento mayor, con respecto al valor obtenido por el programa SAP 90.

3. En el análisis del marco, se comprueba que los máximos esfuerzos se producen en la unión de la columna con la viga, es decir en la rodilla. Por este motivo la sección transversal en esta parte del pórtico es la más grande, para que se distribuyan mejor las fuerzas internas en los diferentes elementos. Además, también esta es la razón por la cual al utilizar el método del cortante y momento para el análisis del pórtico, sólo se analizan las secciones más cercanas a la rodilla, ya que son las secciones críticas.
4. Se verifica que el método de análisis utilizado para el diseño del pórtico, es decir el método del cortante y momento, es de gran utilidad, sobre todo para el análisis de estructuras de tipo reticular, como los pórticos reticulares o las armaduras. Además es un método

de análisis muy práctico y de una alta eficiencia, ya que al comparar los valores de las fuerzas internas de los elementos del pórtico obtenidos por este método, se comprueba que estos son mayores, variando desde un 2 hasta un 21 por ciento, a los valores obtenidos por medio del programa SAP 90.