

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

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

“Diseño de una Estructura Reticular de Acero en forma de Media
Luna para la Cubierta de los Graderíos de la Cancha de Fútbol de
la ESPOL por el método LRFD y comparación con un programa
de computadora”

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO MECÁNICO

Presentada por:

Víctor Emilio Chong-Qui Amén

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2004

DEDICATORIA

A MI PADRE

A MI MADRE

A MI HERMANA

A MI ENAMORADA

AGRADECIMIENTO

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

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Ing. Omar Serrano V.
DELEGADO DEL DECANO DE LA
FIMCP
PRESIDENTE

Ing. Alfredo Torres G.
DIRECTOR DE TESIS

Ing. Julián Peña E.
VOCAL

Ing. Eduardo Orcés P.
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).

Víctor Chong-Qui Amén

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS.....	V
SIMBOLOGÍA.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
ÍNDICE DE PLANOS.....	VIII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1	
1. GENERALIDADES.	3
1.1. Aceros estructurales al carbono.	3
1.2. Ventajas y Desventajas del Acero Estructural.	4
1.3. Ubicación y Dimensiones de los Graderíos.	6
1.4. Ubicación y Dimensiones de la Estructura.	6

CAPÍTULO 3

3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA.	53
3.1. Diseño de Largueros.	53
3.2. Diseño de los Tirantes.	58
3.3. Diseño de la Armadura de la Cubierta.	61
3.4. Diseño de la Columna Reticular.	67
3.5. Diseño de la Rodilla.	73
3.6. Diseño de los Elementos Tensores.	76
3.6.1. Diseño de la Barra King Post.	77
3.6.2. Diseño de los Cables.	79
3.7. Cálculo y comparación de la fuerza interna de la Barra King Post.	83
3.8. Cálculo del peso propio de la Estructura.	85

CAPÍTULO 4

4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DE LA ESTRUCTURA.	89
4.1. Diseño del anclaje de la Columna.	89
4.1.1. Diseño de la Placa Base de la Columna.	91
4.1.2. Diseño de Pernos de anclaje.	96
4.2. Diseño de Uniones Soldadas.	97
4.2.1. Unión Columna – Barra King Post.	100
4.2.2. Unión Columna – Placa Base.	100

4.2.3. Unión Canales – Celosías.	102
4.2.4. Unión Largueros – Armadura de la Cubierta.	106
4.2.5. Unión Tirantes – Largueros.	108
4.3. Diseño de Unión Columna – Cable.	108

CAPÍTULO 5

5. COMPARACIÓN ENTRE EL RESULTADO DEL MÉTODO LRFD Y EL OBTENIDO POR EL PROGRAMA SAP 2000.	113
---	-----

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	117
--	-----

APÉNDICES

BIBLIOGRAFÍA

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1	Fuerzas Internas en los Elementos de la Armadura de la Cubierta..... 25
Tabla 2	Fuerzas Internas en las Celosías Transversales de la Armadura de la Cubierta 26
Tabla 3	Fuerzas Internas en los Elementos de la Columna..... 44
Tabla 4	Fuerzas Internas en las Celosías Horizontales de la Columna . 45
Tabla 5	Valor de $\phi_c F_{cr}$ para $KL/r = 65.53$ 64
Tabla 6	Coefficientes de Seguridad para Cables..... 80
Tabla 7	Cables de Acero Standard 6 x 7 82
Tabla 8	Peso Propio de la Estructura 87
Tabla 9	Comparación de las Fuerzas Internas Críticas por los dos métodos de análisis..... 116

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Posibles Diseños de Forma de la Armadura de la Cubierta..	17
Figura 2.2. Secciones en la Armadura de la Cubierta	18
Figura 2.3. Sección I - I' en el Diseño de Forma 1.....	19
Figura 2.4. Fuerzas Internas de la Sección B - B'	23
Figura 2.5. Análisis de la Celosía Transversal entre Sección A - A' y B - B' por Método de los Nudos.....	24
Figura 2.6. Diseños de Forma de los Elementos Tensores.....	29
Figura 2.7. Descomposición de las Fuerzas de Tensión en los Cables 1 y 2.....	30
Figura 2.8. Fuerzas que intervienen en el Análisis de Trabajo Mínimo ...	36
Figura 2.9. Posibles Diseños de Forma de la Columna.....	40
Figura 2.10. Secciones en la Columna.....	42
Figura 2.11. Fuerzas Internas en la Sección O – O'	43
Figura 2.12. Nudos R1 y R2 en la Rodilla	46
Figura 2.13. Análisis del Nudo R1 de la Rodilla	47
Figura 2.14. Fuerzas Internas en la Rodilla.....	48
Figura 2.15. Reacciones en el suelo de la Estructura	49
Figura 2.16. Fuerzas Externas que Intervienen en la Columna.....	50
Figura 2.17. Diagrama de Momentos de la Columna	51
Figura 2.18. Aproximación de la Forma de la Columna a partir del Diagrama de Momentos	52
Figura 3.1. Largueros	55
Figura 3.2. Ángulos mayor y menor de la Media Luna	56
Figura 3.3. Carga que soporta un Larguero	57
Figura 3.4. Tirantes	59
Figura 3.5. Elementos de la Armadura de la Cubierta.....	61
Figura 3.6. Elementos de la Columna Reticular	68
Figura 3.7. Elementos de la Rodilla.....	73
Figura 3.8. Elementos Tensores.....	77
Figura 3.9. Composición del Cable de Acero	81
Figura 3.10. Elementos de la Estructura	86
Figura 4.1. Placa Base, Conexión de Botas y Pernos de Anclaje	91
Figura 4.2. Triángulo de Presión de la Placa Base.....	92
Figura 4.3. Dimensiones de la Placa Base.....	93
Figura 4.4. Placas de Refuerzo	96
Figura 4.5. Soldadura Columna – Placa Base.....	101

Figura 4.6. Centroide del Ángulo.....	103
Figura 4.7. Disposición de la Soldadura en las Celosías.....	104
Figura 4.8. Soldadura Celosías – Canales.....	105
Figura 4.9. Soldadura Larguero – Armadura de la Cubierta.....	107
Figura 4.10. Unión Columna – Cable.....	110
Figura 4.11. Línea de Falla ABC.....	112

ÍNDICE DE PLANOS

Plano 1	Vista Lateral de Graderíos de la Cancha de Fútbol de la ESPOL
Plano 2	Vista Frontal de Graderíos de la Cancha de Fútbol de la ESPOL
Plano 3	Vista Lateral de la Estructura Reticular de Acero
Plano 4	Vista Frontal de la Estructura Reticular de Acero

ABREVIATURAS

Klb	Kilolibra
Klb pie	Kilolibra pie
Klb/pie	Kilolibra por pie
lb	libra
lb/pie	libra por pie
lb/pie ²	libra por pie cuadrado
lb/plg ²	libra por pulgada cuadrada
m	metro
mm	milímetro
MPa	Mega Pascal
Mph	milla por hora
Plg	pulgada
plg ²	pulgada cuadrada
plg ³	pulgada cúbica
plg ⁴	pulgada a la cuarta
Ton	Tonelada (corta)

SIMBOLOGÍA

A	Área
A_{ef}	Área efectiva
A_g	Área de la sección del elemento
AISC	American Institute of Steel Construction
A_n	Área neta
ASTM	American Society of Testing Materials
AWS	American Welding Society
a	Ancho del filete del cordón de soldadura
B	Ancho de la placa base
C	Fuerza de compresión
C_{KP}	Fuerza de compresión en la barra King Post
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
D	Carga muerta
E	Carga de sismo
E	Módulo de Young
E	Excentricidad
F_{cr}	Esfuerzo crítico de pandeo
F_u	Esfuerzo último a la fractura
F_y	Esfuerzo de fluencia
f_p	Esfuerzo permisible de compresión del concreto
f_c	Fuerza específica de compresión del concreto
I	Momento de Inercia
K	Constante de longitud efectiva
L	Longitud
LRFD	Load & Resistance Factor Design
M	Momento flector
M_o	Momento de empotramiento
N	Largo de la placa base
P	Carga externa
P_N	Fuerza interna en celosías transversales
P_u	Carga de diseño
P	Presión del viento
q	Carga por unidad de área
R	Carga de lluvia
R_x	Reacción en x
R_y	Reacción en y

R	Radio de giro
S	Elemento de una estructura articulada
SAP	Structural Analysis Program
SMAW	Shielded Metal Arc Welding
T	Fuerza de tensión
T	Espesor
t_w	Espesor del alma del canal
U	Carga de diseño
U	Coefficiente de reducción
V	Fuerza cortante
V	Velocidad del viento
W	Carga de viento
W	Energía total de deformación
W	Carga por unidad de longitud
X	Distancia
Z	Módulo de la sección
A	Ángulo
Λ	Esbeltez del elemento
λ_p	Límite de esbeltez para un elemento compacto
ϕ	Factor de diseño para soldadura
ϕ_b	Factor de resistencia para fluencia
ϕ_c	Factor de diseño en compresión
ϕ_t	Factor de diseño en tensión
°	Grados

RESUMEN

El presente trabajo desarrolla el Diseño de una Estructura de Acero para la Cubierta de los Graderíos de la Cancha de Fútbol de la ESPOL mediante el método del Factor de Diseño de Carga y Resistencia LRFD (Load & Resistance Factor Design). Este método trabaja con las especificaciones de la Primera Edición del Manual del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC).

La Estructura es diseñada con perfiles estructurales de Acero considerando sus propiedades como elemento estructural, y para la cubierta se utilizan planchas de StilPanel debido a su bajo peso y a las facilidades en el montaje. La Cubierta tendrá forma de Media Luna, de esta manera el diseño tendrá una arquitectura más atractiva.

Para poder diseñar es necesario realizar el Diseño de Forma de la estructura para luego hacer el análisis estructural respectivo determinando fuerzas internas en cada uno de los elementos. Una vez analizada la estructura, se procede a realizar el Diseño de las partes constitutivas de la misma, como son la armadura de la viga, tirantes, la columna, elementos templadores, placa base, uniones soldadas, entre otros elementos.

Posteriormente se complementa el presente trabajo comparando los resultados obtenidos mediante el método LRFD con los de un programa de computadora para así constatar la efectividad del método empleado en el diseño.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo principal diseñar una Estructura Reticular de Acero en forma de Media Luna para la Cubierta de los Graderíos de la Cancha de Fútbol de la ESPOL tomando en cuenta las ventajas del Acero sobre otros tipos de materiales de construcción tales como el concreto.

La metodología empleada en el diseño es la de utilizar la Primer Edición del Manual del Factor de Diseño de Carga y Resistencia del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC).

Para poder hacer la realización de este trabajo se realiza el diseño de forma de los elementos constitutivos de la estructura, luego se aplican las cargas de diseño para luego calcular las fuerzas internas en los elementos.

En la Estructura constan Elementos templadores como cables para disminuir los momentos; estos elementos hacen que la estructura sea estáticamente indeterminada por lo que se requiere utilizar el Método del Trabajo Mínimo o Segundo Teorema de Castigliano para poder resolver la indeterminación. Una vez hecho esto se analiza la estructura como estáticamente determinada. Conociendo las máximas Fuerzas internas en los elementos se procede al diseño.

Como parte complementaria de este trabajo se realiza una comparación entre los resultados obtenidos por el Método empleado con los obtenidos por un software de computadora, para así constatar la efectividad del método de diseño.

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES.

La Estructura a diseñar va a estar construida de Acero Estructural al Carbono tomando en consideración las ventajas de éste sobre otros materiales, siendo una de las más importantes la rapidez de montaje en obra.

1.1. Aceros estructurales al carbono.

La variedad de aplicaciones del acero para fines de ingeniería se debe a la amplia gama de propiedades mecánicas que se pueden obtener por cambios en el contenido de carbono y con el tratamiento térmico. Los aceros al carbono pueden subdividirse de manera general en tres grupos:

1. aceros de bajo contenido de carbono, 0.05 a 0.25% de carbono, en donde sólo se requiere una resistencia moderada junto con una plasticidad considerable

2. aceros para maquinaria, 0.30 a 0.55% de carbono, los cuales pueden tratarse térmicamente para desarrollar alta resistencia
3. aceros para herramientas, con 0.60 a 1.30% de carbono

Los puentes y edificios se construyen con acero estructural al carbono que satisfaga los requisitos de la ASTM A36. Este acero tiene un punto mínimo de fluencia de 248 MPa (36000 lb/plg²) y se produjo para satisfacer la necesidad de un acero estructural al carbono con mayor resistencia que los aceros incluidos con anterioridad en la ASTM A7 y A373 (Apéndice A). Debido a su composición controlada, el acero A36 es fácil de soldarse y proporciona importantes ahorros en el aspecto económico de las construcciones de acero. Los aceros estructurales al carbono se encuentran en forma de placas, perfiles, tablestacados o pilotes, barras y varillas, todos del tipo laminado en caliente. Se suministra una resistencia uniforme en una amplia gama de espesores de sección, con el ajuste de la cantidad de carbono, manganeso y silicio en el acero A36.

1.2. Ventajas y Desventajas del Acero Estructural.

Las ventajas y desventajas del acero estructural se pueden considerar haciendo una comparación con el concreto.

Entre las principales ventajas del acero estructural podemos enumerar:

1. Alta resistencia, aproximadamente 10 veces más que la del concreto
2. Uniformidad
3. Elasticidad
4. Durabilidad (si se protege con pintura antioxidante)
5. Ductilidad
6. Prefabricación
7. Rapidez de Montaje
8. Tenacidad
9. Puede ser vuelto a usar

Como principales desventajas tenemos:

1. Costo de mantenimiento
2. Costo de protección contra fuego
3. Susceptibilidad al pandeo

Entre las fallas más comunes ocasionadas en las estructuras de acero tenemos:

1. Poca atención en los detalles de conexiones

2. Deflexiones excesivas y vibraciones no analizadas detenidamente
3. Problemas en el montaje
4. Elementos soportados en lugares de insuficiente apoyo
5. Asentamientos
6. Falta de atención en cuanto a fatiga y contraventeo

1.3. Ubicación y Dimensiones de los Graderíos.

Los graderíos están ubicados a un costado de la cancha de fútbol de la ESPOL. Estos graderíos están contruidos de concreto y sus dimensiones constan en los planos 1 y 2.

1.4. Ubicación y Dimensiones de la Estructura.

La estructura a diseñar va estar ubicada sobre los graderíos de la cancha de fútbol de la ESPOL. Las dimensiones de la estructura de acero no difieren mucho de la de los graderíos en cuanto a longitud y anchura ya que el volado de la cubierta alcanza a cubrir la mayor parte de las gradas.

Para la realización de este diseño, ha sido tomado en cuenta como material el acero estructural A36, debido a sus ventajas mecánicas sobre el concreto.

En el diseño de forma se aprecia la cubierta en forma de media luna sostenida por una estructura reticular mixta de acero estructural A36. La cubierta es soportada por nueve columnas de estructura mixta, es decir la estructura reticular propiamente dicha y el cable extensor; ya que la estructura de los graderíos es soportada por nueve columnas de hormigón armado; dándole simetría al diseño.

Se ha acotado la estructura en forma muy general como se muestra en los planos 3 y 4, teniendo las columnas una separación de 15,61 pies alineándolas a las columnas de concreto de los graderíos y la estructura una altura máxima de 43,24 pies.

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

En este capítulo se va a realizar el análisis de la Estructura así como el diseño de forma de la misma para lo que será necesario hacer el diagrama de momentos en la columna y en la viga. Se determinarán las fuerzas internas en cada uno de los elementos que van a ser diseñados, partiendo de las diferentes cargas de diseño que soportará la estructura como son las cargas muertas y las diferentes cargas vivas. Como la estructura es estáticamente indeterminada de primer grado se va a emplear el método del Trabajo Mínimo para poder realizar el análisis. Una vez halladas las fuerzas internas se determinarán las fuerzas internas críticas que van a ser utilizadas para poder diseñar.

2.1. Cargas de Diseño.

Las Cargas de Diseño son las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. La estimación precisa de estas cargas es una de las tareas más importantes en el proceso de diseño.

2.1.1. Cargas Muertas.

Las Cargas Muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas cargas son el peso propio de la estructura y el techo que en este caso es la cubierta de Stilpanel.

Para diseñar es necesario estimar las cargas muertas debido a que los pesos y tamaños exactos no se conocen hasta realizar el análisis estructural y posteriormente el diseño del elemento. Los pesos determinados de acuerdo al diseño deben ser comparados con los pesos asumidos en un principio.

Los valores dados a las cargas muertas son los siguientes:

Peso Propio: 4 lb/pie² de proyección horizontal

Peso de Cubierta: 0.8 lb/pie² de proyección horizontal

Este valor es el del peso del Stilpanel que comparado con el peso del ETERNIT que es 4.33 lb/pie² es mucho menor.

2.1.2. Cargas Vivas.

Las Cargas Vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y de magnitud. Los tipos de cargas vivas consideradas en este diseño y de acuerdo al clima y a la geografía en la que está

ubicada la estructura son la carga viva propiamente dicha, carga de lluvia, carga de viento y carga de sismo.

Estas cargas tienen los siguientes valores:

Carga Viva: 10.25 lb/pie² de proyección horizontal (1)

Carga de Lluvia: 3.84 lb/pie² de proyección horizontal

El valor de la Carga de Lluvia fue proporcionado por el Departamento Técnico de la Fábrica de Tejas ECUATEJA en Riobamba, determinado este valor para la ciudad de Guayaquil.

Carga de Viento: 2.23 lb/pie² de superficie vertical

Para poder determinar el valor de la carga de viento se necesita la velocidad máxima del viento para este caso en la ciudad de Guayaquil. El valor de esta velocidad dada por el Departamento de Meteorología del Aeropuerto Internacional "Simón Bolívar" es de 25 nudos o 28.78 mph.

(1) McCormac Jack, Diseño de Estructuras de Acero, Alfaomega, 1991, Pág. 441

El valor de la carga de viento está en función de la velocidad del viento en mph y del ángulo máximo con respecto a la horizontal que tiene la armadura de la cubierta.

$$q = 0.002558V^2$$

$$q = 0.002558 \times (28.78)^2 = 2.572 \text{ lb/pie}^2$$

Para un $\alpha_{\text{máx}} = 59^\circ$ la carga del viento es de presión y está dada por:

$$p = (0.03\alpha - 0.9)q$$

$$p = 2.23 \text{ lb/pie}^2$$

Carga de Sismo: 0.48 lb/pie² de superficie vertical

Se asume un 10% de la carga muerta para determinar la carga de sismo.

En las Estructuras la relación entre la carga viva y la carga muerta debe estar entre 0.25 – 4.

$$\frac{CV}{CM} = \frac{10.25}{4.8} = 2.1354 < 3$$

Cuando esta relación es menor a 3 se tendrá un ahorro en el peso del acero al usar el método LRFD de aproximadamente 1/6 en columnas y miembros de tensión y 1/10 en vigas.

2.2. Combinaciones de Cargas.

Existen diversos tipos de combinaciones de cargas de diseño. El propósito de éstas combinaciones es el de incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres al estimar las magnitudes de las cargas muertas y vivas.

Siendo las cargas:

U: Carga de Diseño

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

E: Carga de Sismo

W: Carga de Viento

R: Carga de Lluvia

Las combinaciones son:

$$U = 1.4 D$$

$$U = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 R$$

$$U = 1.2 D + 1.5 E + 0.5 L$$

$$U = 1.2 D + 1.6 R + 0.8 W$$

$$U = 1.2 D + 1.6 R + 0.5 L$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 R$$

$$U = 0.9 D - 1.3 W$$

$$U = 0.9 D - 1.5 E$$

Como los valores de las cargas están dados como carga por unidad de área en lb/pie², multiplicamos por la distancia que existe entre columnas para convertir las cargas en valores de carga por unidad de longitud en lb/pie.

Carga Muerta $w = (4.0 + 0.8) \text{ lb/pie}^2 \times 15.6 \text{ pie} = 74.88 \text{ lb/pie}$

Carga Viva: $w = 10.25 \text{ lb/pie}^2 \times 15.6 \text{ pie} = 159.9 \text{ lb/pie}$

Carga de Lluvia: $w = 3.84 \text{ lb/pie}^2 \times 15.6 \text{ pie} = 59.9 \text{ lb/pie}$

Carga de Viento: $w = 2.23 \text{ lb/pie}^2 \times 15.6 \text{ pie} = 34.79 \text{ lb/pie}$

Carga de Sismo: $w = 0.48 \text{ lb/pie}^2 \times 15.6 \text{ pie} = 7.49 \text{ lb/pie}$

Con éstos valores de cargas hacemos las diferentes combinaciones, luego escogemos la que tenga el mayor valor, determinando así la Carga Crítica de Diseño.

$$U = 1.4 D$$

$$w = 1.4 \times 74.88 = 104.83 \text{ lb/pie}$$

$$U = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 R$$

$$w = 1.2 \times 74.88 + 1.3 \times 34.79 + 0.5 \times 159.9 + 0.5 \times 59.9$$

$$w = 244.98 \text{ lb/pie}$$

$$U = 1.2 D + 1.5 E + 0.5 L$$

$$w = 1.2 \times 74.88 + 1.5 \times 7.49 + 0.5 \times 159.9 = 181.04 \text{ lb/pie}$$

$$U = 1.2 D + 1.6 R + 0.8 W$$

$$w = 1.2 \times 74.88 + 1.6 \times 59.9 + 0.8 \times 34.79 = 213.53 \text{ lb/pie}$$

$$U = 1.2 D + 1.6 R + 0.5 L$$

$$w = 1.2 \times 74.88 + 1.6 \times 59.9 + 0.5 \times 159.9 = 265.65 \text{ lb/pie}$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 R$$

$$w = 1.2 \times 74.88 + 1.6 \times 159.9 + 0.5 \times 59.9 = 375.65 \text{ lb/pie}$$

$$U = 0.9 D - 1.3 W$$

$$w = 0.9 \times 74.88 - 1.3 \times 34.79 = 22.17 \text{ lb/pie}$$

$$U = 0.9 D - 1.5 E$$

$$w = 0.9 \times 74.88 - 1.5 \times 7.49 = 56.16 \text{ lb/pie}$$

2.3. Determinación de la Carga Crítica.

Haciendo todas las combinaciones de cargas, se determina que la Carga Crítica de Diseño es $w = 375.65 \text{ lb/pie} = 0.38 \text{ Klb/pie}$. La combinación que da la carga crítica es $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 R$.

2.4. Análisis de Fuerzas Internas.

Como paso preliminar al diseño está el análisis de Fuerzas Internas. Para calcular estas fuerzas internas existen tres métodos conocidos que pueden emplearse; el método de los nudos, el método de las secciones y el método del cortante y momento flector. En el desarrollo de este capítulo utilizaremos el método de las secciones para determinar fuerzas internas en los canales interno y externo de la columna y la armadura de la cubierta, así como de las celosías diagonales y el método de los nudos para encontrar las fuerzas en las celosías transversales.

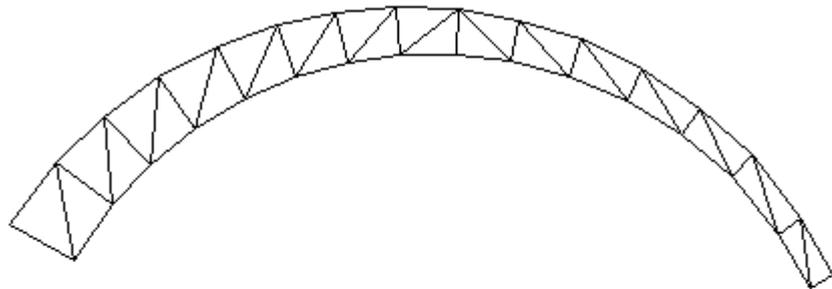
Debido a que la estructura es de composición mixta, es decir que consta de elementos que soportan carga axial y otros que soportan otro tipo de cargas; la estructura es estáticamente indeterminada de primer grado, por lo que tendrá que emplearse el método del Trabajo Mínimo. Las ventajas de estas estructuras estáticamente indeterminadas son el ahorro de material debido a que los momentos son menores, son estructuras más rígidas, las deformaciones son mucho menores y la arquitectura siempre es más agradable a la vista que la de las estructuras estáticamente determinadas.

2.4.1. Diseño de Forma de la Armadura de la Cubierta.

Para el diseño de la armadura de la cubierta se dispuso una forma de media luna. Se optó por este tipo de diseño ya que se desea una arquitectura más atractiva a las simples cubiertas inclinadas. En la armadura la parte unida a la rodilla será más ancha debido a que los momentos en ese extremo son mayores. Las cuerdas superior e inferior de esta armadura serán canales mientras que las celosías diagonales y transversales serán dobles ángulos.

En cuanto al diseño de forma de las dobles celosías, se debe tomar en cuenta que se desea que las diagonales trabajen en tensión, ya que es más conveniente para el diseño que ciertos elementos trabajen en tensión y no en compresión. Existen dos posibles diseños de forma para esta armadura, indicados en la figura 2.1.

Diseño de Forma 1



Diseño de Forma 2

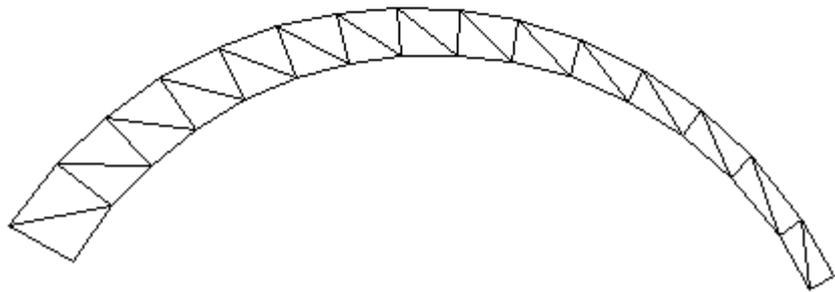


FIGURA 2.1. POSIBLES DISEÑOS DE FORMA DE LA ARMADURA DE LA CUBIERTA

El criterio que prevalecerá en la selección del diseño de forma más adecuado será aquel en el que las dobles celosías diagonales trabajen en tensión. Se utilizará el método de las secciones dividiendo a la armadura de la cubierta en diferentes secciones desde la sección A – A' hasta la sección M – M' comprendiendo esta última parte de la rodilla.

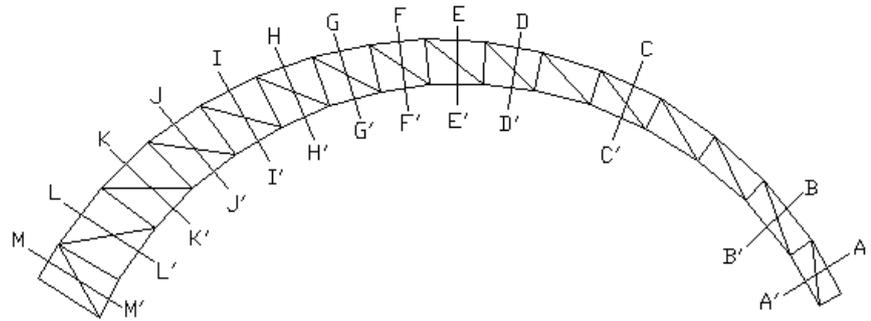


FIGURA 2.2. SECCIONES EN LA ARMADURA DE LA CUBIERTA

Es necesario hacer la aproximación de carga distribuida a carga concentrada en los nudos para que la estructura se comporte como una armadura y no existan elementos que trabajen en flexión sino en axial solamente. Para esto seleccionamos por facilidad en los cálculos la longitud mayor de entre todos los segmentos de la armadura de la cubierta.

En proyección horizontal tenemos:

$$P = w \times L_{\text{máx}} = 0.38 \frac{\text{klb}}{\text{pie}} \times 3.28 \text{ pie} = 1.25 \text{ Klb}$$

Para los extremos de la armadura:

$$P = \frac{1.25 \text{ Klb}}{2} = 0.63 \text{ Klb}$$

En superficie vertical tenemos la carga de viento y la de sismo:

$$P = w \times L_{\text{máx}} = (34.79 + 7.49) \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times 2.58 \text{ pie} = 0.12 \text{ Klb}$$

En los extremos:

$$P = \frac{0.12 \text{ Klb}}{2} = 0.06 \text{ Klb}$$

Una vez calculadas las cargas externas concentradas que intervienen en la armadura procedemos a calcular las fuerzas internas en los elementos.

Diseño de Forma 1, Sección I - I':

La sección I - I' nos dirá si la celosía diagonal trabaja en tensión o en compresión.

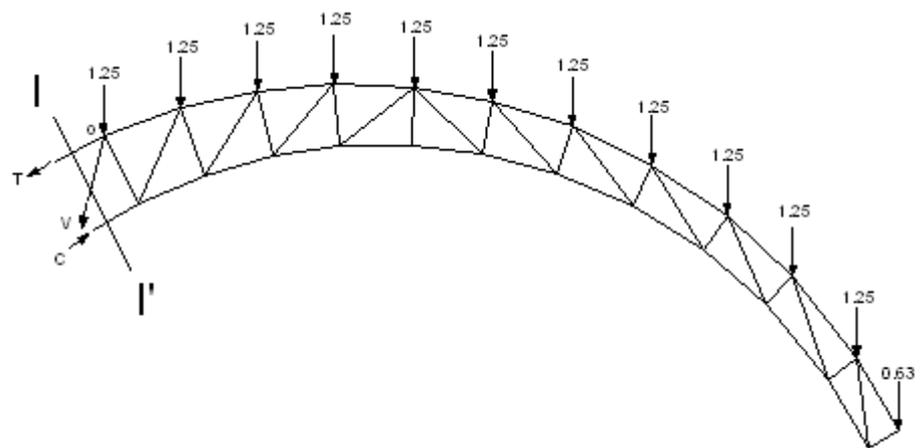


FIGURA 2.3. SECCIÓN I - I' EN EL DISEÑO DE FORMA 1

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow$$

$$C \cos 31 - V \cos 75 - T \cos 28 = 0 \quad (1)$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow$$

$$C \sin 31 - V \sin 75 - T \sin 28 - 1.25 \times 11 - 0.63 = 0 \quad (2)$$

$$\Sigma M_o = 0$$

$$-C \sin 31 \times 1.12 - C \cos 31 \times 2.15 + 1.25 (2.44 + 4.88 + 7.3 + 9.85 + 12.3 + 14.84 + 17.37 + 19.73 + 21.84 + 23.85) + 0.63 \times 25.17 = 0$$

$$2.419 C = 183.857$$

$$C = 76 \text{ Klb}$$

De la Ecuación (2):

$$V \sin 50 + T \sin 5 = 0.052$$

$$V = 0.069 - 0.11 T$$

$$V = -8.358 \text{ Klb}$$

$$V = 8.358 \text{ Klb (Compresión)}$$

De la Ecuación (1):

$$V \cos 75 + T \cos 28 = 65.14$$

$$(0.069 - 0.11 T) \cos 75 + T \cos 28 = 65.14$$

$$0.85 T = 65.12$$

$$T = 76.6 \text{ Klb}$$

Analizando el diseño de forma 1 en la sección I - I' podemos comprobar que la fuerza V es de compresión y por ende en toda la parte izquierda de la armadura trabajan en compresión, que no es lo que se desea por lo que se selecciona el diseño de forma 2 en el que todas las celosías diagonales trabajarían en tensión.

2.4.2. Fuerzas Internas en la Armadura de la Cubierta.

Una vez seleccionado el diseño de forma, se determinan las fuerzas internas en cada uno de los elementos de la armadura. Para determinar éstas fuerzas se analizan cada una de las secciones indicadas en la figura 2.2.

A continuación se analizará la sección B - B' indicando el procedimiento a seguir al utilizar el método de las secciones. Este método se basa en las tres ecuaciones de equilibrio de la estática, pudiendo calcularse las fuerzas internas en cualquier sección de la estructura, siempre y cuando en el corte de la sección se tenga un máximo de tres elementos indeterminados.

Sección B - B':

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow$$

$$C \cos 51 - V \cos 71 - T \cos 52 - 0.12 - 0.06 = 0 \quad (1)$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow$$

$$T \sin 52 + V \sin 71 - C \sin 51 - 1.25 - 0.63 = 0 \quad (2)$$

$$\Sigma M_o = 0$$

$$1.25 \times 0.89 + 0.63 \times 2.2 - T \sin 52 \times 0.89 - T \cos 52 \times 0.7 - 0.12 \times 0.7 + 0.06 \times 1.63 = 0$$

$$1.13 T = 2.51$$

$$T = 2.22 \text{ Klb}$$

De la Ecuación (2):

$$V \sin 71 - C \sin 51 = 0.131$$

$$V = 0.138 + 0.82 C \quad (3)$$

Reemplazando (2) en la Ecuación (1):

$$C \cos 51 - V \cos 71 = 1.549$$

$$C \cos 51 - (0.138 + 0.82 C) \cos 71 = 1.549$$

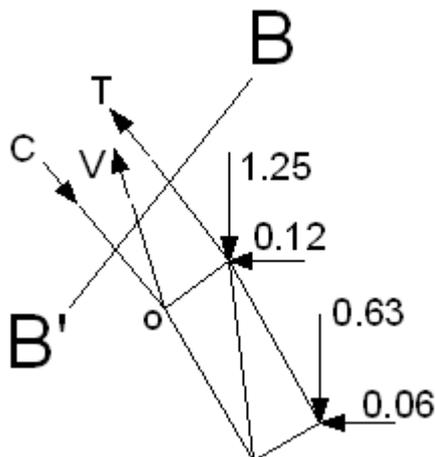
$$0.36 C = 1.594$$

$$C = 4.43 \text{ Klb}$$

De la Ecuación (3):

$$V = 0.138 + 0.82 \times 4.43$$

$$V = 3.769 \text{ Klb}$$



**FIGURA 2.4. FUERZAS INTERNAS
DE LA SECCIÓN B - B'**

De manera similar se calculan las fuerzas en los canales interno y externo, así como en las celosías diagonales de todas las secciones. Pero para determinar las fuerzas internas en las celosías transversales, llamando celosías transversales a aquellas paralelas a los cortes de las secciones; se utiliza el método de los nudos. En este método como su nombre mismo indica, analiza los nudos en donde 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.

A continuación analizaremos la celosía transversal entre las secciones A - A' y B - B':

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow$$

$$P_N \text{ sen } 38 + T_B \text{ sen } 52 - T_A \text{ sen } 61 - V_A \text{ cos } 7 - 1.25 = 0$$

$$P_N \text{ sen } 38 + 2.22 \times \text{sen } 52 - 0.458 \times \text{sen } 61 - 0.823 \times \text{cos } 7 - 1.25 = 0$$

$$P_N = 1.166 \text{ Klb}$$

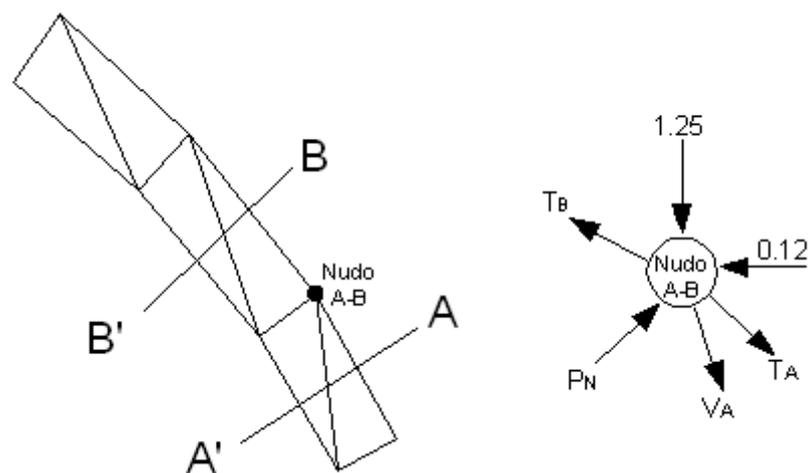


FIGURA 2.5. ANÁLISIS DE LA CELOSÍA TRANSVERSAL ENTRE SECCIÓN A - A' Y B - B' POR MÉTODO DE LOS NUDOS

De manera similar se calculan las fuerzas de todas las celosías transversales de las secciones de análisis antes indicadas. Finalmente en la Tabla 1 se presentan todos los valores de las fuerzas internas de los canales interno y externo así como de las celosías diagonales.

TABLA 1
FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS DE LA
ARMADURA DE LA CUBIERTA

Sección	Canal Externo	Canal Interno	Celosía
	Tensión T (Klb)	Compresión C (Klb)	Diagonal Tensión V (Klb)
A - A'	0,458	0,766	0,823
B - B'	2,22	4,43	3,769
C - C'	18,31	24,27	8,868
D - D'	33,82	41,77	10,29
E - E'	41,12	52,418	12,585
F - F'	45,47	56,77	11,96
G - G'	55,109	65,92	11,02
H - H'	62,359	76,059	12,655
I - I'	69,396	85,23	12,65
J - J'	75,946	93,413	10,648
K - K'	81,955	100,687	10,478
L - L'	86,592	109,002	11,51
M - M'	Rodilla	101,032	Rodilla

En la Tabla 2 constan los valores de las fuerzas de las celosías transversales en todas las secciones de la armadura de la cubierta.

TABLA 2
FUERZAS INTERNAS EN LAS CELOSÍAS TRANSVERSALES
DE LA ARMADURA DE LA CUBIERTA

Celosía Paralela a los Cortes entre secciones	Compresión P (Klb)
A - B	1,166
D - E	12,98
E - F	14,45
F - G	15,778
G - H	17,23
H - I	19,35
I - J	20,235
J - K	20,884
K - L	22,69
L - M	1,47

Los valores críticos de las fuerzas internas se encuentran en la sección L - L' donde se registran los mayores valores de tensión y compresión para los canales externo e interno

respectivamente. Esto era de esperarse ya que es en la parte más cercana a la rodilla donde existen los mayores momentos. La sección H - H' registra el mayor valor para la doble celosía diagonal sometida a 12.655 Klb en tensión. Finalmente el mayor valor de compresión para las celosías transversales está entre las secciones K - K' y L - L'. Estos valores son los que serán tomados en cuenta a la hora de diseñar estos elementos.

2.4.3. Diseño de Forma de los Elementos Tensores.

La estructura es considerada compuesta debido a que además de la armadura de la cubierta y la columna se le ha adicionado unos cables llamados tensores con la finalidad de reducir los momentos en la base de la columna. Existen varias posibilidades de diseños de forma de cómo estarán ubicados estos cables. Estos diferentes diseños dependen de ciertos factores como son el ahorro de espacio, aminoramiento del momento de empotramiento en la base de la columna, magnitud de la tensión del cable, entre otros aspectos.

Los posibles diseños de forma que han sido considerados son:

Diseño de Forma 1:

Cable tensor hacia el piso a 60°

Diseño de Forma 2:

Cable tensor a 60° restringido con una barra King Post
con cable a suelo hacia adentro de la columna

Diseño de Forma 3:

Cable tensor a 30° restringido con una barra King Post
con cable a suelo hacia adentro de la columna

Diseño de Forma 4:

Cable tensor a 60° restringido con una barra King Post
con cable a suelo hacia afuera de la columna

Diseño de Forma 5:

Cable tensor a 30° restringido con una barra King Post
con cable a suelo hacia afuera de la columna

La barra King Post es un elemento sometido a compresión que sirve para evitar que el cable esté muy separado de la base de la columna.

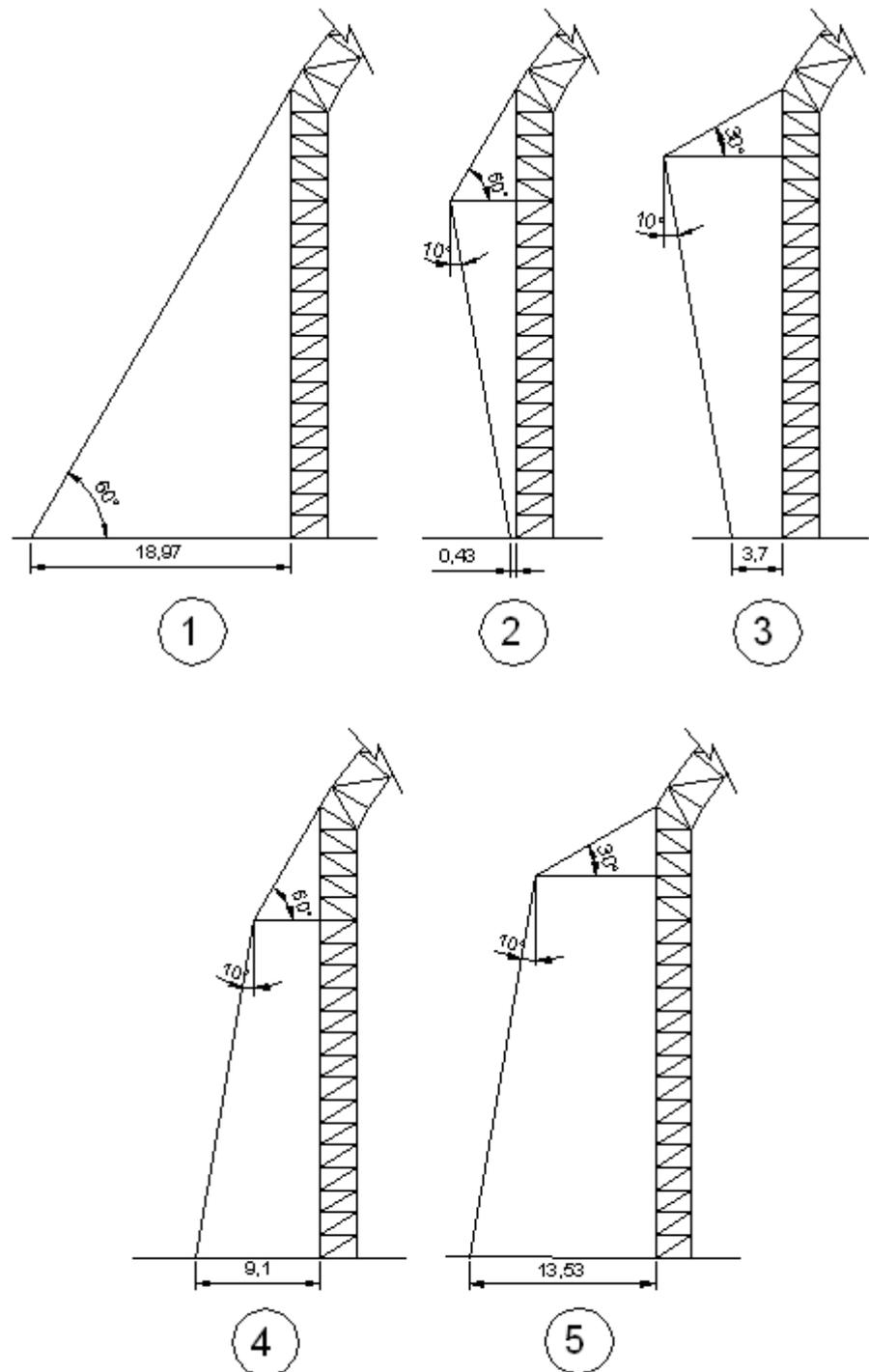


FIGURA 2.6. DISEÑOS DE FORMA DE LOS ELEMENTOS TENSORES

De estos diseños debemos escoger el que más convenga tomando en cuenta los factores antes mencionados. Para el diseño de forma 1 sólo existe una tensión ya que sólo hay un cable tensor, pero se descarta este diseño debido a que la distancia desde la base de la columna a donde llega el cable al piso es muy grande. Para los diseños de forma 2 a 5 la tensión de los cables está en función de la barra a compresión. A continuación se determinará la tensión de los cables para cada uno de los diseños.

Diseño de Forma 2:

Para hallar las tensiones se analizan las fuerzas en el nudo del extremo izquierdo de la barra.

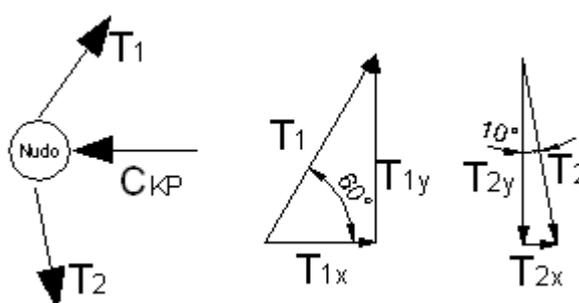


FIGURA 2.7. DESCOMPOSICIÓN DE LAS FUERZAS DE TENSIÓN EN LOS CABLES 1 Y 2

$$T_{1x} = T_1 \cos 60$$

$$T_{1y} = T_1 \sin 60$$

$$\tan 60 = \frac{T_{1y}}{T_{1x}}$$

$$T_{1y} = T_{1x} \tan 60$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow$$

$$T_{1x} + T_{2x} = C_{KP}$$

$$T_{2x} = T_2 \sin 10$$

$$T_{2y} = T_2 \cos 10$$

$$\tan 10 = \frac{T_{2x}}{T_{2y}}$$

$$T_{2x} = T_{2y} \tan 10$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow$$

$$T_{1y} = T_{2y}$$

$$T_{1x} \tan 60 = T_{2x}$$

$$C_{KP} = T_{1x} + T_{1x} \tan 60 \tan 10$$

$$C_{KP} = 1.305 T_{1x}$$

$$C_{KP} = 1.305 \times (T_1 \cos 60)$$

$$C_{KP} = 0.653 T_1$$

$$T_1 = 1.532 C_{KP}$$

$$(1.532 C_{KP}) \times \cos 60 + T_{2x} = C_{KP}$$

$$T_{2x} = 0.234 C_{KP}$$

$$T_2 \sin 10 = 0.234 C_{KP}$$

$$T_2 = \frac{0.234 C_{KP}}{\sin 10}$$

$$T_2 = 1.348 C_{KP}$$

Para los diseños de forma 3, 4 y 5 los valores de las tensiones en los cables son los siguientes:

Diseño de Forma 3:

$$T_1 = 1.048 C_{KP}$$

$$T_2 = 0.532 C_{KP}$$

Diseño de Forma 4:

$$T_1 = 2.879 C_{KP}$$

$$T_2 = 2.53 C_{KP}$$

Diseño de Forma 5:

$$T_1 = 1.286 C_{KP}$$

$$T_2 = 0.654 C_{KP}$$

Podemos concluir que el mejor diseño de forma es el número 4 ya que es el único que presenta magnitudes de tensión similares en ambos cables, además la distancia que existe entre la base de la columna y el cable al llegar al suelo es razonable en comparación al diseño 2 en donde la distancia es muy pequeña. También se puede comparar la longitud de las barras a compresión entre estos diseños; la barra del diseño 4 tiene una distancia menor que los diseños 3 y 5 evitando así el pandeo; por estos motivos se escoge el diseño de forma 4.

2.4.4. Fuerzas Internas en los Elementos Tensores.

Una vez seleccionado el diseño de forma que tendrán los cables y la barra King Post, debemos hallar las fuerzas axiales a las que están sometidos. Como se mencionó anteriormente las tensiones en los cables están en función de la compresión C_{KP} de la barra por lo que se debe hallar primero esta fuerza. Como la estructura es estáticamente indeterminada se utilizará el método del Trabajo Mínimo haciendo que la barra King Post sea el elemento redundante en la estructura.

2.4.4.1. Análisis de la Fuerza Interna de Compresión en la barra King Post por el método del Trabajo Mínimo.

Las estructuras integradas por elementos que soportan solamente carga axial y otros que soportan otro tipo de cargas se conocen con el nombre de estructuras compuestas. Este tipo de estructuras se analizan cómodamente mediante el método del trabajo mínimo o segundo teorema de Castigliano.

El método del Trabajo Mínimo es muy efectivo para el análisis de estructuras indeterminadas articuladas.

En una estructura indeterminada cargada cualquiera, los valores de los redundantes serán tales que hagan la energía de deformación interna elástica total, resultante de la aplicación de un sistema dado de cargas, un mínimo (1).

Como se mencionó anteriormente la barra King Post es la barra redundante que hace a la estructura hiperestática. Para el desarrollo de este método se considera al momento flector como un factor importante que contribuye a la energía interna de la viga (armadura de la cubierta) y columna adicionado a la energía total de deformación (trabajo interno) del cable y la de la barra en compresión.

Por tanto, la energía total de deformación se puede expresar en la forma:

$$W = \int \frac{M^2 dx}{2EI} + \sum \frac{S^2 L}{2AE}$$

(1) Sterling Kinney J., Análisis de Estructuras Indeterminadas, Editorial Continental, México, pag. 292.

Donde:

W: Energía total de deformación

M: Momento flector causado por fuerzas externas

S: elemento de la estructura articulada

L: Longitud del elemento

E: Módulo de Young

I: Inercia

A: Área del elemento

Para la columna, el cable y la barra se asumen inicialmente valores de área; así como la inercia de la columna. Estos valores serán luego comparados con los valores finales calculados por el método de diseño.

Igualando a cero la expresión de la derivada con respecto a la hiperestática C_{KP} se obtiene la ecuación de trabajo mínimo.

$$\frac{\partial W}{\partial C_{KP}} = 0$$

Desarrollando el método para nuestro caso específico tenemos:

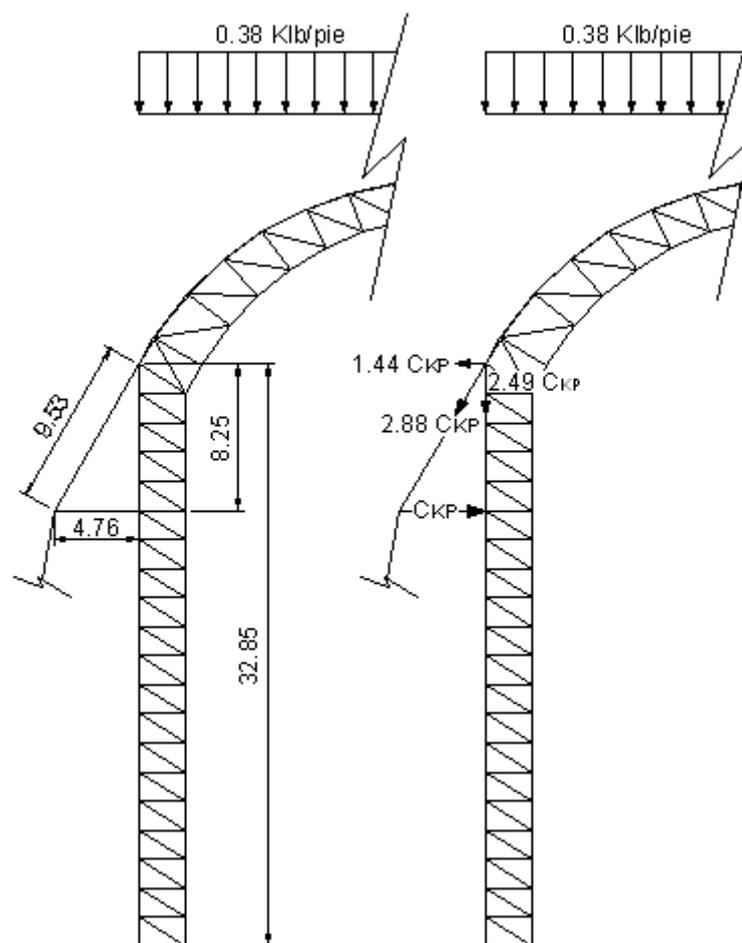


FIGURA 2.8. FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL ANÁLISIS DE TRABAJO MÍNIMO

El módulo E no aparece en los cálculos puesto que es constante para toda la estructura. Será necesario asumir inicialmente ciertos valores como las áreas de la columna, del cable y de la barra; así como la inercia de la columna. Estos valores serán posteriormente

comparados con los valores obtenidos en el cálculo de diseño de cada uno de estos elementos.

El cable tiene una longitud $L = 9.53$ pies y se asume inicialmente un área $A = 1$ plg².

$$W_{\text{CABLE}} = \frac{(2.879 C_{\text{KP}})^2 L_{\text{CABLE}}}{2 A_{\text{CABLE}} E}$$

$$\frac{\partial W_{\text{CABLE}}}{\partial C_{\text{KP}}} = 78.99 C_{\text{KP}}$$

La barra King Post tiene una longitud $L = 4.76$ pies y se asume inicialmente un área $A = 2$ plg².

$$W_{\text{BARRA}} = \frac{(-C_{\text{KP}})^2 L_{\text{BARRA}}}{2 A_{\text{BARRA}} E}$$

$$\frac{\partial W_{\text{BARRA}}}{\partial C_{\text{KP}}} = 2.38 C_{\text{KP}}$$

La armadura de la cubierta (viga) tiene una longitud $L_{\text{VIGA}} = 31.87$ pies.

El momento producido por la carga uniforme de 0.38 Klb/pie es $M = 0.38 (L_{\text{VIGA}})^2 / 2 = 192.98$ Klb/pie

Para la columna tenemos:

$$L_{COL} = 32.85 \text{ pies}$$

$$A_{COL} = 9.55 \text{ plg}^2 \text{ (asumido inicialmente)}$$

$$I_{COL} = 80.1 \text{ plg}^4 \text{ (asumido inicialmente)}$$

$$W_{TOTAL} = \int_0^{8.25} \frac{(192.98 - 1.44C_{KP} x)^2 dx}{2EI_{COL}} + W_{BARRA} + \int_{8.25}^{32.85} \frac{[192.98 - 1.44C_{KP}x + C_{KP}(x - 8.25)]^2}{2EI_{COL}} + W_{CABLE} + \frac{(-2.49C_{KP})^2 L_{COL}}{2A_{COL} E} + \frac{(-0.38)^2 L_{VIGA}}{2A_{VIGA} E}$$

Aplicando $\frac{\partial W}{\partial C_{KP}} = 0$ nos da:

$$C_{KP} = 14.04 \text{ klb (Compresión)}$$

El valor de la fuerza interna de compresión en la barra King Post es de 14.04 Klb. Con este valor ya se destruye la indeterminación y se puede proceder a calcular las fuerzas internas de los cables y de los elementos de la columna.

2.4.4.2. Fuerzas Internas en los Cables.

Como fue seleccionado el diseño de forma 4 para los elementos tensores, y se definieron las tensiones en

los cables 1 y 2 en función de la fuerza de compresión C_{KP} en la barra King Post tenemos:

$$T_1 = 2.879 C_{KP}$$

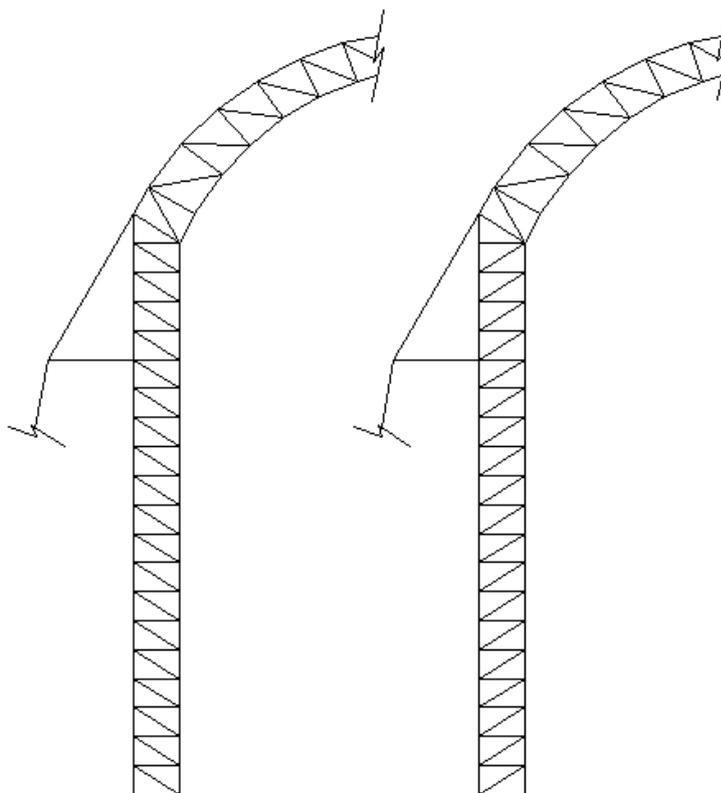
$$T_1 = 40.42 \text{ Klb}$$

$$T_2 = 2.53 C_{KP}$$

$$T_2 = 35.52 \text{ Klb}$$

2.4.5. Diseño de Forma de la Columna.

La columna de la estructura es una columna reticular o de alma hueca empotrada en la base, y unida a la armadura de la cubierta mediante la rodilla. El diseño de forma de la columna está dado por el gráfico de la distribución de momentos de la misma como se verá más adelante. Es por esto que la columna tendrá una sección transversal constante, la cual constará de dos canales uno externo y otro interno, dobles celosías diagonales y dobles celosías horizontales, todas estas dobles celosías serán ángulos dobles. Lo que se tendrá que definir es la inclinación de las celosías diagonales buscando que todas estas trabajen en tensión.



Diseño de Forma 1

Diseño de Forma 2

FIGURA 2.9. POSIBLES DISEÑOS DE FORMA DE LA COLUMNA

Cabe recalcar que es posible que el diseño de forma final sea una combinación entre los diseños 1 y 2 debido a que la variación de momentos no es constante a lo largo de la columna. Esto podrá definirse analizando las fuerzas internas de sus elementos.

2.4.6. Fuerzas Internas en la Columna.

Como el diseño de forma no está definido en su totalidad debido a que se desconoce hacia que lado van a estar inclinadas las celosías diagonales, se calculan las fuerzas internas en diferentes secciones de la columna como se muestra en la figura 2.10. Como demostración del desarrollo se detalla el análisis de la Sección O – O' utilizando el método de las secciones de manera similar a como se hizo en el análisis de fuerzas de la armadura de la cubierta manteniendo las mismas condiciones de carga y aplicando los mismos procedimientos como son el método de las secciones para los canales externo e interno y las celosías diagonales; y el método de los nudos para las celosías horizontales.

Sección O – O':

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow$$

$$V \cos 32 - T_A \cos 60 = 0$$

$$V = 23.83 \text{ Klb (Tensión)}$$

Como la fuerza V es de tensión no se cambia la orientación de las celosías diagonales en esta sección.

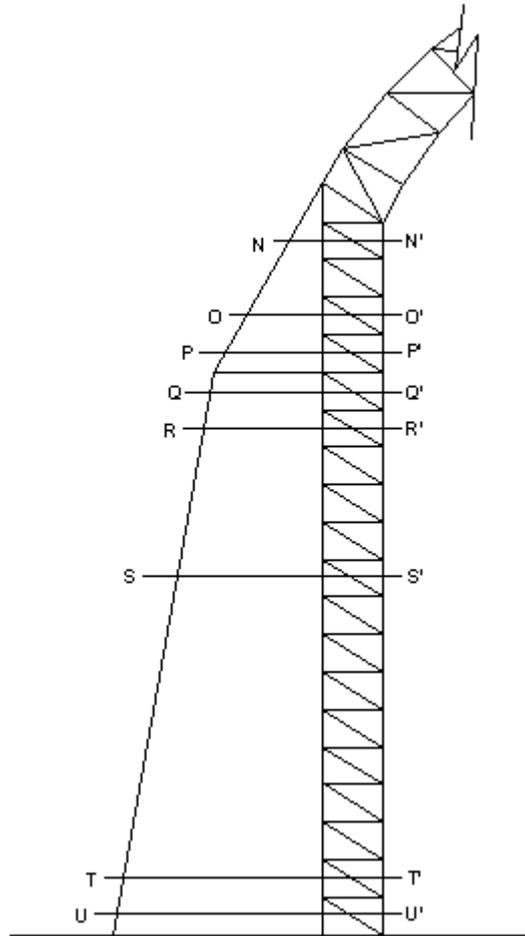


FIGURA 2.10. SECCIONES EN LA COLUMNA

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow$$

$$C - T - V \operatorname{sen} 32 - T_A \operatorname{sen} 60 - 0.63 \times 2 - 1.25 \times 15 = 0$$

$$T = C - 67.64 \quad (1)$$

$$\Sigma M_o = 0$$

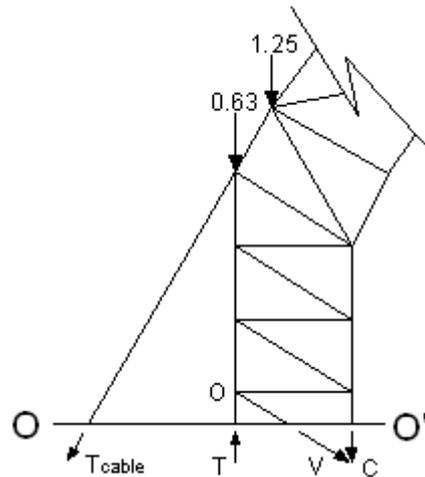
$$-C \times 2.62 - T_A \operatorname{sen} 60 \times 2.87 + 0.63 \times 34.5 + 1.25 \times 254.04 = 0$$

$$C = 91.15 \text{ Klb}$$

Reemplazando C en la Ecuación (1):

$$T = 91.15 - 67.64$$

$$T = 23.51 \text{ Klb}$$



**FIGURA 2.11. FUERZAS INTERNAS
EN LA SECCIÓN O – O'**

Se calcula de manera similar para el resto de las secciones, y los valores de las fuerzas en los elementos de cada sección son tabulados en las Tablas 3 y 4.

TABLA 3
FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS DE LA
COLUMNA

Sección	Canal Externo Tensión T (Klb)	Canal Interno Compresión C (Klb)	Celosía Diagonal Tensión V (Klb)
Secciones arriba de la Barra King Post			
N - N'	48,76	116,4	23,83
O - O'	23,51	91,15	23,83
P - P'	10,82	78,46	23,83
Secciones debajo de la Barra King Post			
Q - Q'	45,07	104,97	9,28
R - R'	50,00	109,9	9,28
S - S'	69,66	129,56	9,28
T - T'	109,12	169,02	9,28
U - U'	114,04	173,94	9,28

TABLA 4
FUERZAS INTERNAS EN LAS CELOSÍAS
HORIZONTALES DE LA COLUMNA

Celosía Paralela a los Cortes entre secciones	Compresión P (Klb)
Rodilla - N	19,24
O - P	20,21
P - Q	14,04
Q - R	7,87
T - U	7,87

En la columna los valores críticos se presentan en la sección U - U' para los canales externos e internos, esto es debido a que el máximo momento en la columna es el momento de empotramiento en la base de ésta; para las celosías transversales tenemos a las secciones N - N', O - O' y P - P' pudiendo ser cualquiera de ellas puesto que el valor se repite; y para las celosías horizontales es la ubicada entre las secciones O - O' y P - P'. Con estos valores de fuerza serán diseñados dichos elementos.

2.4.7. Fuerzas Internas en la Rodilla.

La Rodilla es la parte de la estructura en donde se unen la estructura de la cubierta con la columna. Para el análisis de la rodilla se utiliza el método de los nudos en los nudos R1 y R2 como se muestra en la Figura 2.12. La sección M - M' que se analizó en la armadura de la cubierta nos da los valores de dos elementos de la rodilla como se indica en la Tabla 1.

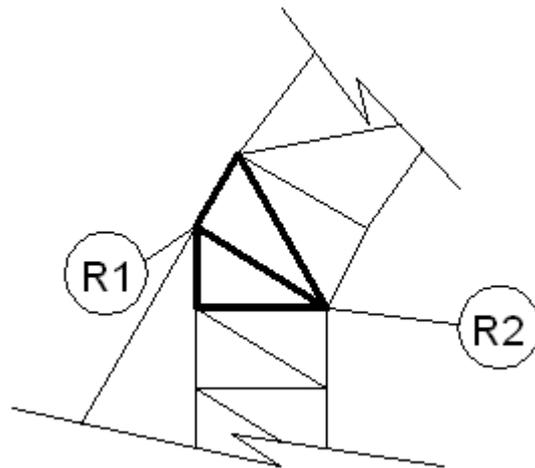


FIGURA 2.12. NUDOS R1 Y R2 EN LA RODILLA

Se detalla el análisis del Nudo R1 y de la misma manera se procede a analizar en nudo R2.

Nudo R1:

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow$$

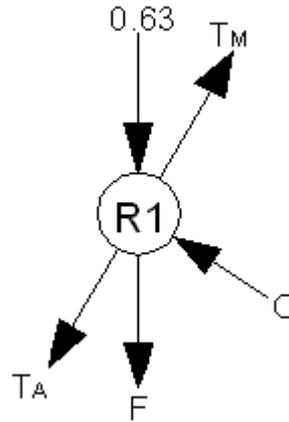
$$T_M \cos 60 - T_A \cos 60 - C \cos 33 = 0$$

$$C = 28.14 \text{ Klb (Compresión)}$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow$$

$$T_M \text{ sen } 32 + C \text{ sen } 33 - F - 0.63 - T_A \text{ sen } 60 = 0$$

$$F = 55.57 \text{ Klb (Tensión)}$$



**FIGURA 2.13. ANÁLISIS DEL NUDO R1
DE LA RODILLA**

Una vez realizado el método de los nudos en R1 y R2 se muestran los valores de las fuerzas internas en la rodilla en la Figura 2.14. La diagonal principal de la rodilla será un canal y no una doble celosía dándole una mayor resistencia a la rodilla al aumentar el área en la que se distribuirá la carga en el elemento.

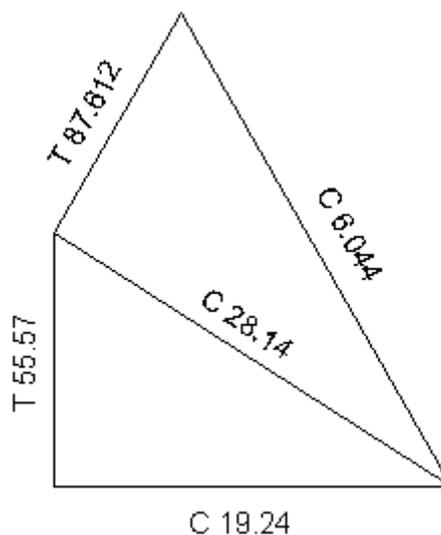


FIGURA 2.14. FUERZAS INTERNAS EN LA RODILLA

Como se puede observar en la Figura 2.14, en la rodilla existen fuerzas de compresión como de tensión. Los canales externos de la rodilla que se unen con los canales externos de la armadura de la cubierta y con el de la columna trabajan como era de esperarse en tensión; mientras que la diagonal principal trabaja a compresión.

2.5. Cálculo de Reacciones en el Suelo de la Estructura.

Para calcular las Reacciones producidas en el suelo por la estructura, hacemos sumatoria de fuerzas y de momentos en el punto o ubicado en la mitad de la base de la columna como se indica en la Figura 2.15.

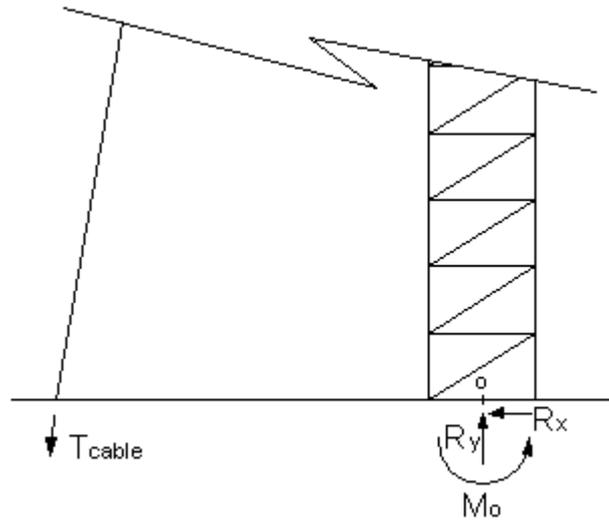


FIGURA 2.15. REACCIONES EN EL SUELO DE LA ESTRUCTURA

Como resultado tenemos que las reacciones son las siguientes:

$$R_x = 7.87 \text{ Klb}$$

$$R_y = 55 \text{ Klb}$$

$$M_o = 292.07 \text{ Klb - pie}$$

Las reacciones en x y en y son pequeñas comparadas con la magnitud del momento de empotramiento M_o .

2.6. Distribución de Momentos en la Columna.

El gráfico de momentos en la columna nos ayuda a confirmar que el diseño de forma de la misma ha sido el correcto. En el análisis se

incluyen las fuerzas que intervienen en la columna como vemos en la Figura 2.16.

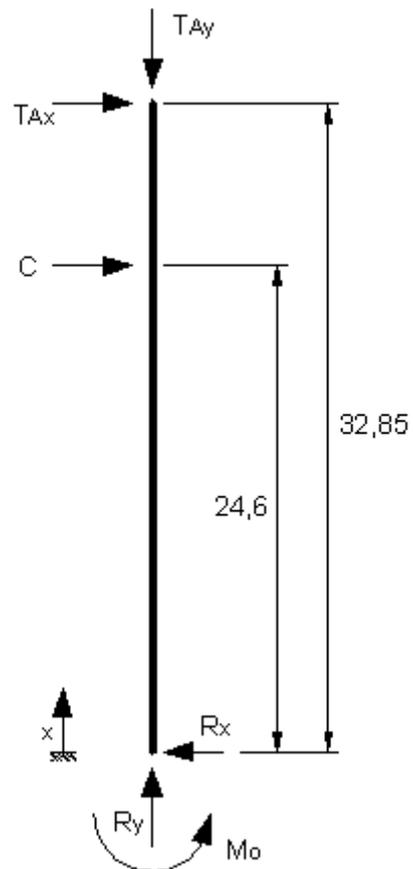


FIGURA 2.16. FUERZAS EXTERNAS QUE INTERVIENEN EN LA COLUMNA

Para determinar el diagrama de momentos se necesita primero la ecuación de momentos de la columna.

$$M = M_1 + M_2$$

$$M_1 = M_0 - R_x(x) \quad 0 \leq x < 24.6$$

para $x = 0 \rightarrow M_1 = 292.07 \text{Klb} - \text{pie}$

$$M_2 = M_0 - R_x(x) + C_{KP}(x - 32.85) \quad 0 \leq x < 24.6$$

para $x = 24.6 \rightarrow M_2 = 98.47 \text{Klb} - \text{pie}$
 para $x = 32.85 \rightarrow M_2 = 214.3 \text{Klb} - \text{pie}$

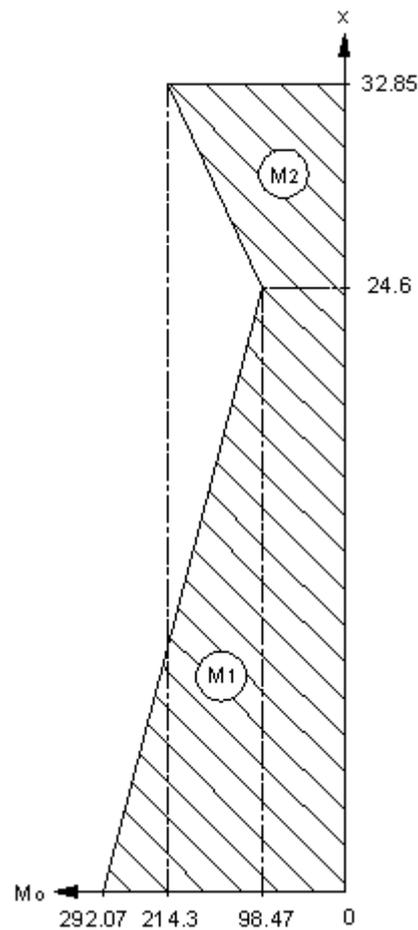
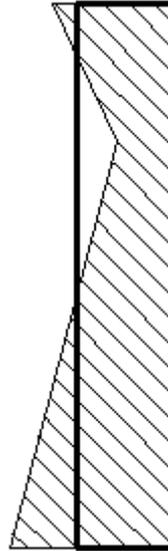


FIGURA 2.17. DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA COLUMNA

Como se aprecia en la Figura 2.17, la distribución de momentos a lo largo de la columna no es constante, por lo que el diseño lo

aproximamos a un área de sección transversal constante que es una forma más práctica como vemos en la figura 2.18.



**FIGURA 2.18. APROXIMACIÓN DE LA FORMA DE LA COLUMNA
A PARTIR DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS**

CAPÍTULO 3

3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA.

En este capítulo se procede a diseñar la Estructura. Esto consiste en determinar los perfiles de la armadura de la cubierta, columna, rodilla y elementos tensores mediante el uso del manual LRFD. Como ya se ha realizado el análisis respectivo de cada uno de los elementos de las partes de la estructura, se diseñará utilizando como cargas las fuerzas internas de mayor magnitud. También se diseñarán largueros y tirantes o templadores que son elementos que van a proporcionarle una mayor rigidez a la armadura de la cubierta.

3.1. Diseño de Largueros.

Estos elementos soportan directamente la carga de la cubierta, en este caso del Stil Panel. Comúnmente los largueros son canales. Estos elementos se consideran trabajan como vigas en flexión ya que están sometidos a una carga uniformemente distribuida que es el

peso del Stil Panel más la carga de lluvia más la carga viva a lo largo de toda su longitud. Los largueros están simplemente apoyados sobre los nudos superiores de las armaduras de la cubierta como se muestra en la figura 3.3; es decir sobre el alma de los canales exteriores de éstas. La función de los largueros es proporcionar a los nudos de la armadura de la cubierta cargas puntuales haciendo que los elementos de la armadura soporten cargas axiales. En cada nudo superior estará colocado un larguero haciendo un total de 17 largueros a lo largo de la longitud de la media luna de la cubierta. Los largueros soportan las siguientes cargas:

Carga del Stil Panel (D): 0.8 lb/pie^2

Carga de lluvia (R): 3.84 lb/pie^2

Carga Viva (L): 10.25 lb/pie^2

Se hacen las combinaciones de cargas:

$$w = 1.4 D = 1.12 \text{ lb/pie}^2$$

$$w = 1.2 D + 0.5 L + 0.5 R = 8.01 \text{ lb/pie}^2$$

$$w = 1.2 D + 0.5 L = 6.09 \text{ lb/pie}^2$$

$$w = 1.2 D + 1.6 R = 7.10 \text{ lb/pie}^2$$

$$w = 1.2 D + 0.5 L + 1.6 R = 12.23 \text{ lb/pie}^2$$

$$w = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 R = 19.28 \text{ lb/pie}^2$$

La carga de diseño para los largueros es de 19.28 lb/pie².

$$q = 19.28 \text{ lb/pie}^2$$

La mayor distancia que hay entre larguero y larguero es 3.28 pies.

$$w = 19.28 \text{ lb/pie}^2 \times 3.28 \text{ pie} = 63.24 \text{ lb/pie} = 0.063 \text{ Klb/pie}$$

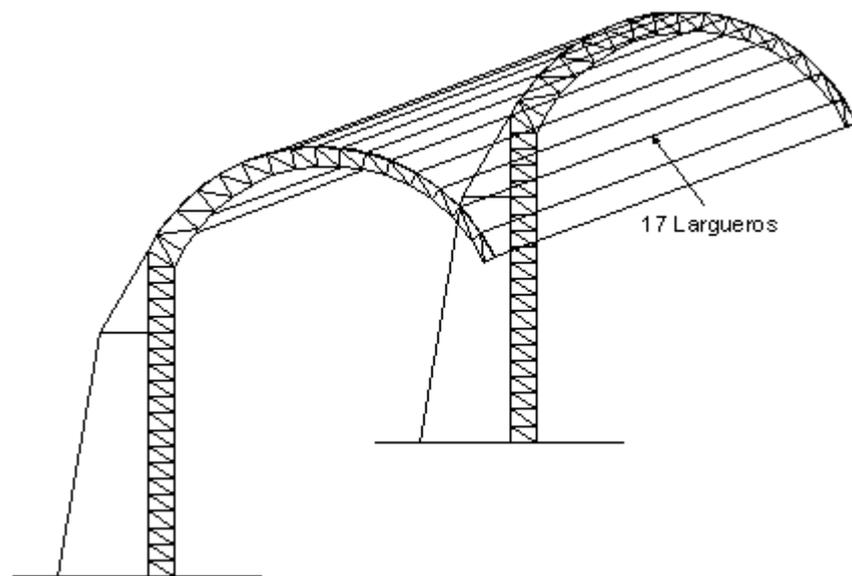


FIGURA 3.1. LARGUEROS

Como los largueros estarán colocados a diferentes ángulos con respecto a la horizontal a lo largo de la media luna escogeremos el mayor ángulo y el menor para determinar la mayor carga vertical que es la que se asume toman estos elementos. En la armadura de la cubierta el ángulo máximo registrado es de 61° ubicado en la parte más alejada de la rodilla mientras que el menor ángulo es de 2° ubicado en la parte más alta de la cubierta. Analizaremos estos dos

casos para definir la mayor carga por unidad de área que soportan los largueros.

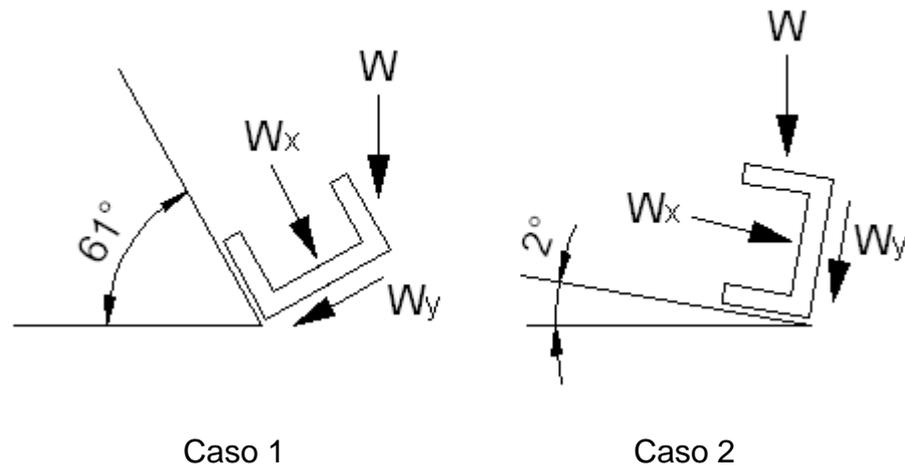


FIGURA 3.2. ÁNGULOS MAYOR Y MENOR DE LA MEDIA LUNA

Caso 1:

$$w_y = w \cos 61 = 0.031 \text{Klb/pie}^2$$

Caso 2:

$$w_y = w \cos 2 = 0.063 \text{Klb/pie}^2$$

La mayor carga por unidad de área es de 0.063 Klb/pie².

El larguero se diseña como una viga a flexión y su longitud es la separación entre armaduras que es de 15.6 pies.

$$M_u = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.063 \times 15.6^2}{8} = 1.92 \text{ Klb} \cdot \text{pie}$$

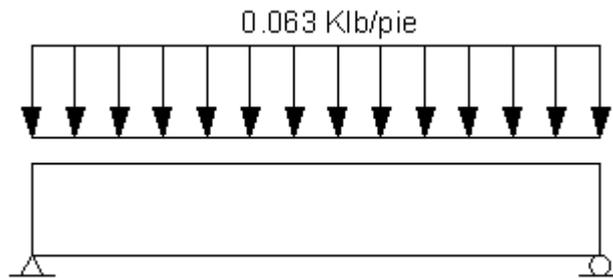


FIGURA 3.3. CARGA QUE SOPORTA UN LARGUERO

Para el diseño de todo elemento de la estructura se utilizará como material al acero estructural o acero ASTM A36, cuyo esfuerzo de fluencia F_y es 36 Klb/plg², y un factor de resistencia para flexión Φ_b .

$$M_u \leq \phi_b F_y z$$

$$1.92 \times 12 \text{ plg} \leq 0.9 \times 36 z$$

$$z \geq 0.71 \text{ plg}^3$$

Seleccionamos un perfil C3x4.1 que tiene un módulo de sección $z = 1.3 \text{ plg}^3$.

Se chequea si el perfil es compacto:

λ_p es el límite de esbeltez para un elemento compacto dado por el material, y λ es la esbeltez del elemento.

$$\lambda_p = \frac{65}{(F_y)^{1/2}} = 10.83$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{1.41}{0.273} = 5.16$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

5.16 < 10.83 Sí cumple, el Perfil si es compacto.

Se debe incorporar el peso propio del canal, $w_{\text{canal}} = 4.1 \text{ lb/pie}$.

$$w = 63.2 + 4.1 = 67.3 \text{ lb/pie} = 0.0673 \text{ Klb/pie}$$

$$M_u = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.0673 \times 15.6^2}{8} = 2.05 \text{ Klb-pie}$$

$$M_u \leq \phi_b F_y z$$

$$2.05 \times 12 \text{ plg} \leq 0.9 \times 36 z$$

$$z \geq 0.76 \text{ plg}^3$$

0.76 plg³ < 1.3 plg³ Sí cumple esta condición.

Los largueros serán perfiles C3x4.1

3.2. Diseño de los Tirantes.

Los tirantes o templadores se asume toman la componente horizontal de la carga que soportan los largueros. Así mismo tenemos un ángulo mayor y menor que analizar para determinar la mayor carga horizontal.

Caso 1:

$$w_x = w \text{ sen } 61 = 16.86 \text{ lb / pie}^2$$

Caso 2:

$$w_x = w \text{ sen } 2 = 0.67 \text{ lb / pie}^2$$

La mayor carga por unidad de área ocurre donde el ángulo es de 61° .

Habrán 3 tirantes entre armaduras de cubierta y la longitud máxima $L_{\text{máx}}$ del tirante es de 3.28 pies.

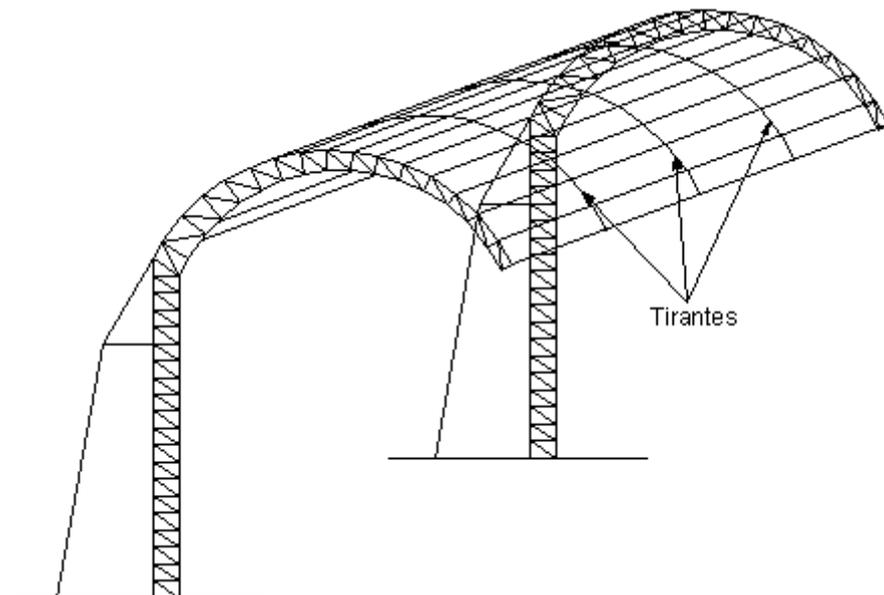


FIGURA 3.4. TIRANTES

La carga máxima tomada por un tirante es:

$$P = 16.86 \text{ lb} \times \frac{15.6 \text{ pies}}{3 \text{ tirantes}} \times 3.28 \text{ pies} \times 12 \text{ plg} = 3450.77 \text{ lb} = 3.45 \text{ Klb}$$

La carga de diseño de un tirante es 3.45 Klb.

Como ya se mencionó anteriormente el material es Acero ASTM A36 con resistencia última a la fractura F_u de 58 Klb/plg². Como el elemento se diseña en tensión se usa un factor de diseño en tensión Φ_t . La expresión de carga de diseño para varillas roscadas es:

$$P_u \leq \phi_t (0.75 F_u) A_g$$

$$3.45 \leq 0.9 \times 0.75 \times 58 A_g$$

$$A_g \geq 0.09 \text{ plg}^2$$

La varilla con diámetro de 3/8" tiene un área A_g de 0.11 plg². Se recomienda utilizar como mínimo varillas de 5/8" (1).

Los tirantes serán varillas roscadas de 5/8".

(1) McCormac Jack, Diseño de Estructuras de Acero, Alfaomega, 1991, Pág. 86.

3.3. Diseño de la Armadura de la Cubierta.

El diseño de la armadura consiste en determinar los canales externo e interno así como las celosías diagonales y transversales. Los valores de las fuerzas internas críticas son tomados de las Tablas 1 y 2 de la sección 2.4.2. del presente documento.

- Canal Externo:

Este elemento está sujeto a fuerza de tensión, por lo que se lo diseña como elemento a tensión. La carga de diseño en tensión P_u es $T = 86.59$ Klb.

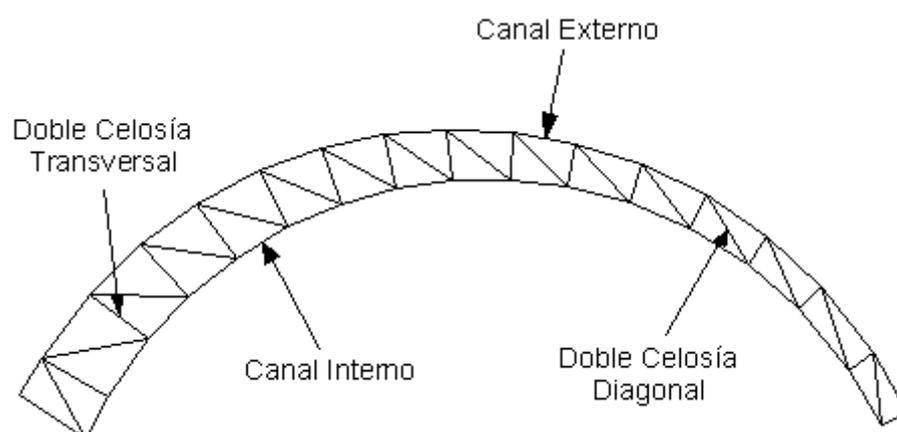


FIGURA 3.5. ELEMENTOS DE LA ARMADURA DE LA CUBIERTA

La longitud máxima del elemento es $L_{m\acute{a}x} = 3.28$ pies, esta longitud se registra en el canal externo ubicado en la sección B - B'.

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$86.59 \leq 0.9 \times 36 A_g$$

$$A_g \geq 2.67 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos el perfil C7x9.8 cuya área $A = 2.87 \text{ plg}^2$ y radio mínimo de rotación del elemento $r_{\min} = 0.581 \text{ plg}$.

Chequeamos si el perfil seleccionado cumple con las recomendaciones del código:

$$P_u \leq \phi_t (0.75 F_u) A_g$$

$86.59 < 92.99$ Sí cumple esta condición.

$$\frac{L_{\max}}{r_{\min}} \leq 300$$

$$\frac{3.28 \times 12 \text{ plg}}{0.581} = 67.75$$

$67.75 < 300$ Sí cumple esta condición.

Solución: C7x9.8

- Canal Interno:

Soporta una fuerza máxima de compresión $C = P_u = 109.002 \text{ Klb.}$ y se diseña como elemento a compresión, usando un factor de diseño en compresión Φ_c , el esfuerzo crítico de pandeo F_{cr} y K es la constante de longitud efectiva y para este caso es igual a 1 ya que se

considera que el elemento es simplemente apoyado en sus extremos

(1). La longitud máxima es 3.08 pies en la sección B - B'.

Expresión para diseño de elementos en compresión:

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

Se recomienda usar inicialmente un $\frac{KL}{r}$ entre 40 y 60.

Asumimos $\frac{KL}{r} = 50$; de la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124

(Apéndice B) obtenemos:

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{Klb/plg}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

$$109.002 \leq 26.83 A_g$$

$$A_g \geq 4.06 \text{plg}^2$$

Se selecciona el perfil C7x14.75 con $A = 4.33 \text{plg}^2$ y $r_{\min} = 0.564 \text{plg}$.

$$\frac{KL_{\max}}{r_{\min}} = \frac{3.08 \times 12 \text{plg}}{0.564} = 65.53$$

(1) McCormac Jack, Diseño de Estructuras de Acero, Alfaomega, 1991, Pág. 107.

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B)
interpolamos linealmente:

TABLA 5
VALOR DE $\Phi_c F_{cr}$ PARA $KL / r = 65.53$

KL / r	$\Phi_c F_{cr}$
65	24.5
65.53	x
66	24.33

$x = 24.41$; es decir para un $\frac{KL}{r} = 65.53$ el $\phi_c F_{cr}$ es 24.41

$$109.002 \leq 24.41 \times 4.33$$

$$109.002 \leq 105.69 \quad \text{No cumple esta condición.}$$

Debemos aumentar 105.69 aumentando A, pero manteniendo una altura del canal de 7 plg, ya que el canal externo es un C7.

Se selecciona el perfil MC7x17.6 con $A = 5.17 \text{ plg}^2$ y $r_{\min} = 0.88 \text{ plg}$.

$$\frac{KL_{\max}}{r_{\min}} = \frac{1 \times 3.08 \times 12 \text{ plg}}{0.88} = 41.95$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B)
interpolamos linealmente:

Para un $\frac{KL}{r} = 41.95$ el $\phi_c F_{cr}$ es 27.9

$$109.002 \leq 27.9 \times 5.17$$

$109.002 \leq 144.24$ Sí cumple esta condición.

$\frac{KL}{r} = 41.95 < 200$ Sí cumple esta condición.

Solución: MC7x17.6

- Doble Celosías diagonales:

Elementos sometidos a fuerza de tensión máxima de 12.655 Klb, con una longitud máxima $L_{m\acute{a}x}$ de 4.26 pies en la sección L - L'.

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$12.655 \leq 0.9 \times 36 A_g$$

$$A_g \geq 0.39 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos doble ángulo 2L2x2x1/8 con $A = 0.96 \text{ plg}^2$ y $r = 0.626 \text{ plg}$.

Chequeamos si el perfil seleccionado cumple con las recomendaciones del código:

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$12.655 < 31.104$ Sí cumple esta condición.

$$\frac{L_{\text{máx}}}{r} \leq 300$$

$$\frac{4.26 \times 12 \text{ plg}}{0.626} = 81.66$$

81.66 < 300 Sí cumple esta condición.

Solución: 2L2x2x1/8

- Doble Celosías Transversales:

Estos elementos soportan una fuerza de compresión de 22.69 Klb, y tienen una longitud máxima $L_{\text{máx}}$ de 3.02 pies entre las secciones L - L' y M - M'.

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

Asumimos $\frac{KL}{r} = 50$; de la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124

(Apéndice B) obtenemos:

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{ Klb/plg}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

$$22.69 \leq 26.83 A_g$$

$$A_g \geq 0.85 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un doble ángulo 2L2x2x1/8 con $A = 0.96 \text{ plg}^2$ y $r = 0.626 \text{ plg}$.

$$\frac{KL_{\text{máx}}}{r} = \frac{1 \times 3.02 \times 12 \text{ plg}}{0.626} = 57.89$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B) interpolamos linealmente:

Para un $\frac{KL}{r} = 57.89$ el $\phi_c F_{cr}$ es 25.65

$$22.69 \leq 25.65 \times 0.96$$

$$22.69 \leq 24.62 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

$$\frac{KL}{r} = 57.89 < 200 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

Solución: 2L2x2x1/8

3.4. Diseño de la Columna Reticular.

Esta sección abarca el diseño de los canales externo e interno, celosías diagonales y celosías horizontales. El canal externo y las celosías diagonales serán diseñadas como elementos en tensión mientras que el canal interno y las celosías horizontales se diseñarán como elementos en compresión.

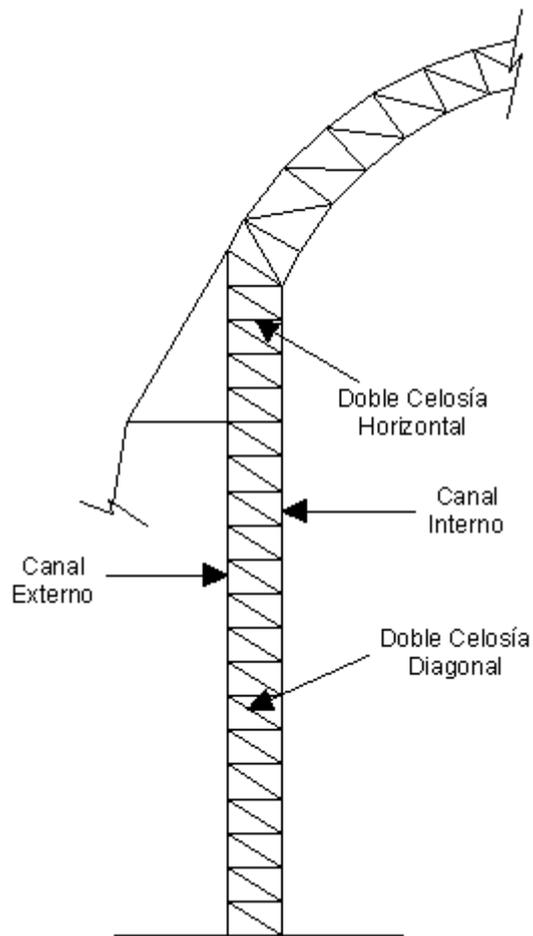


FIGURA 3.6. ELEMENTOS DE LA COLUMNA RETICULAR

- Canal Externo:

Fuerza de tensión $T = P_u = 114.04$ Klb. $L = 1.64$ pies.

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$114.04 \leq 0.9 \times 36 A_g$$

$$A_g \geq 3.52 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos el perfil C7x12.25 con $A = 3.6 \text{ plg}^2$ y $r_{\min} = 0.571 \text{ plg}$.

Chequeamos si el perfil seleccionado cumple con las recomendaciones del código:

$$P_u \leq \phi_t (0.75F_u) A_g$$

114.04 < 116.64 Sí cumple este condición.

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

$$\frac{1.64 \times 12 \text{ plg}}{0.571} = 34.47$$

34.47 < 300 Sí cumple esta condición.

Solución: C7x12.25

- Canal Interno:

Fuerza de compresión $C = P_u = 173.94 \text{ Klb}$. $L = 1.64 \text{ pies}$.

En este caso el valor de la constante de longitud efectiva K es 0.7 puesto que el elemento es simplemente apoyado en un extremo y empotrado en el otro.

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

Asumimos $\frac{KL}{r} = 50$; de la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124

(Apéndice B) obtenemos:

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{Klb/plg}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

$$173.94 \leq 26.83 A_g$$

$$A_g \geq 6.48 \text{plg}^2$$

Se selecciona el perfil MC7x22.7 con $A = 6.67 \text{ plg}^2$ y $r_{\min} = 1.05 \text{ plg}$.

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{0.7 \times 1.64 \times 12 \text{plg}}{1.05} = 13.12$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B)

interpolamos linealmente:

Para un $\frac{KL}{r} = 13.12$ el $\phi_c F_{cr}$ es 30.325

$$173.94 \leq 30.325 \times 6.67$$

$$173.94 \leq 202.27 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

$$\frac{KL}{r} = 13.12 < 200 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

Solución: MC7x22.7

- Doble Celosías Diagonales:

Fuerza de tensión $T = P_u = 23.83 \text{ Klb}$. $L = 3.09 \text{ pies}$.

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$23.83 \leq 0.9 \times 36 A_g$$

$$A_g \geq 0.735 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos doble ángulo 2L2x2x1/8 con $A = 0.96 \text{ plg}^2$ y $r = 0.626 \text{ plg}$.

Chequeamos si el perfil seleccionado cumple con las recomendaciones del código:

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$23.83 < 31.104 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

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

$$\frac{3.09 \times 12 \text{ plg}}{0.626} = 59.23$$

$59.23 < 300$ Sí cumple esta condición.

Solución: 2L2x2x1/8

- Doble Celosías Horizontales:

Fuerza de compresión $C = P_u = 20.21 \text{ Klb}$. $L = 2.62 \text{ pies}$.

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

Asumimos $\frac{KL}{r} = 50$; de la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124

(Apéndice B) obtenemos:

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{Klb/plg}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

$$20.21 \leq 26.83 A_g$$

$$A_g \geq 0.75 \text{plg}^2$$

Se selecciona un doble ángulo 2L2x2x1/8 con $A = 0.96 \text{ plg}^2$ y

$$r = 0.626 \text{ plg.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{2.62 \times 12 \text{plg}}{0.626} = 50.22$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B)

interpolamos linealmente:

Para un $\frac{KL}{r} = 50.22$ el $\phi_c F_{cr}$ es 26.8

$$20.21 \leq 26.8 \times 0.96$$

$$20.21 \leq 25.73 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

$$\frac{KL}{r} = 50.22 < 200 \quad \text{Sí cumple esta condición.}$$

Solución: 2L2x2x1/8

3.5. Diseño de la Rodilla.

La rodilla está compuesta por dos canales exteriores sometidos a tensión, dos doble celosías a compresión y una diagonal principal también a compresión. Las doble celosías que están sometidas a las fuerzas de compresión de 19.24 Klb y 6.044 Klb como se muestra en la figura 2.14 del capítulo anterior serán doble ángulos 2L2x2x1/8 considerando que estas fuerzas son menores a las cargas de diseño usadas en los cálculos anteriores de celosías. Además con esto se da facilidad en el montaje unificando el tipo de perfil para todas las celosías de la estructura.

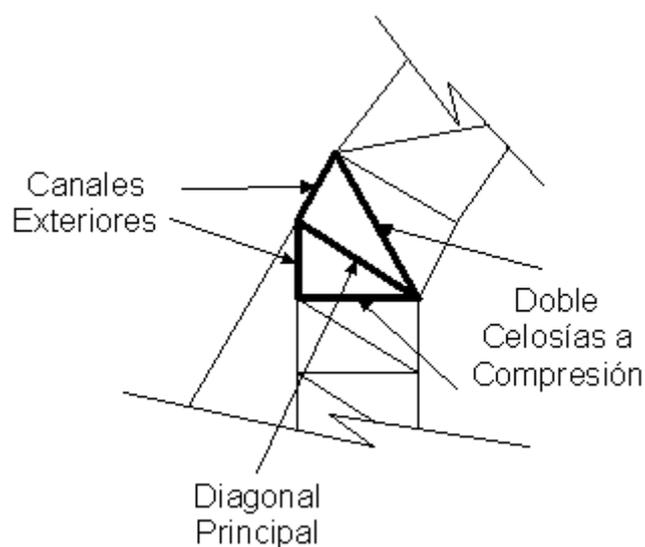


FIGURA 3.7. ELEMENTOS DE LA RODILLA

El canal exterior vertical de la rodilla será un canal C7x12.25. Con esto se evita hacer cortes y empates innecesarios los cuales resultan

laboriosos y costosos, buscando reducir tiempos y economía del montaje sin provocar variaciones en las condiciones de diseño.

- Canal Externo unido a Armadura de la Cubierta:

Fuerza de tensión $T = P_u = 87.612$ Klb. $L = 1.68$ pies.

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$87.612 \leq 0.9 \times 36 A_g$$

$$A_g \geq 2.7 \text{ plg}^2$$

Seleccionamos el perfil C7x9.8 con $A = 2.87 \text{ plg}^2$ y $r_{\min} = 0.581 \text{ plg}$.

Chequeamos si el perfil seleccionado cumple con las recomendaciones del código:

$$P_u \leq \phi_t (0.75 F_u) A_g$$

$87.61 < 92.99$ Sí cumple esta condición.

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

$$\frac{1.68 \times 12 \text{ plg}}{0.581} = 34.7$$

$34.7 < 300$ Sí cumple esta condición.

Solución: C7x9.8

- Diagonal Principal:

Este elemento puede ser un doble ángulo, pero en este caso será un canal C7 ya que la altura de todos los canales diseñados es de 7 plg. Con esto no se está modificando las condiciones de diseño, simplemente se le da a la rodilla una mayor resistencia.

Fuerza de compresión $C = P_u = 28.14$ Klb. $L = 3.12$ pies.

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

Asumimos $\frac{KL}{r} = 50$; de la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124

(Apéndice B) obtenemos:

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{Klb/plg}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

$$28.14 \leq 26.83 A_g$$

$$A_g \geq 1.049 \text{plg}^2$$

Se selecciona el perfil C7x9.8 con $A = 2.87$ plg² y $r_{\min} = 0.581$ plg.

Este perfil es el más económico de todos los canales C7.

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{3.12 \times 12 \text{plg}}{0.581} = 64.44$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B)
interpolamos linealmente:

Para un $\frac{KL}{r} = 64.44$ el $\phi_c F_{cr}$ es 24.59

$$28.14 \leq 24.59 \times 2.87$$

$28.14 \leq 70.57$ Sí cumple esta condición.

$\frac{KL}{r} = 64.44 < 200$ Sí cumple esta condición.

Solución: C7x9.8

3.6. Diseño de los Elementos Tensores.

Los elementos tensores como se dijo anteriormente son la barra King Post y los cables. La barra se diseña como elemento a compresión y será un Tubular Estándar. Los cables serán de Acero ASTM A36 y diseñados como elementos a tensión. El Manual LRFD no hace referencia al diseño de cables, por lo que serán diseñados sin tomar en cuenta las recomendaciones del mismo.

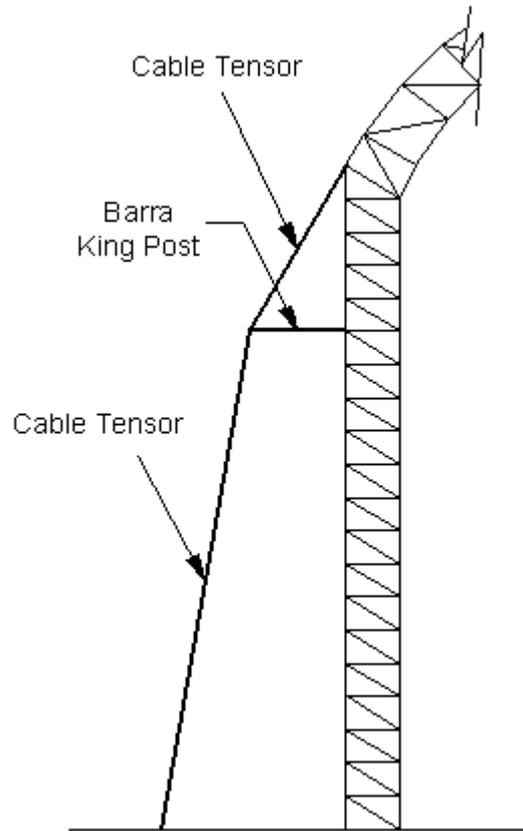


FIGURA 3.8. ELEMENTOS TENSORES

3.6.1. Diseño de la Barra King Post.

Fuerza de compresión $C_{KP} = P_u = 14.04 \text{ Klb}$. $L = 4.76 \text{ pies}$.

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

Asumimos $\frac{KL}{r} = 50$; de la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág.

6 - 124 (Apéndice B) obtenemos:

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{ Klb/plg}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g$$

$$14.04 \leq 26.83 A_g$$

$$A_g \geq 0.52 \text{ plg}^2$$

Se selecciona un Tubular Estándar de diámetro 1¼" con $A = 0.669 \text{ plg}^2$ y $r = 0.54 \text{ plg}$. Este tubular es más económico que los tubulares extra fuertes y doble extra fuertes.

$$\frac{KL}{r} = \frac{4.76 \times 12 \text{ plg}}{0.54} = 105.78$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B) interpolamos linealmente:

$$\text{Para un } \frac{KL}{r} = 105.78 \text{ el } \phi_c F_{cr} \text{ es } 16.98$$

$$14.04 \leq 16.98 \times 0.669$$

$$14.04 \leq 11.359 \quad \text{No cumple esta condición.}$$

Se selecciona un Tubular Estándar de diámetro 1½" con $A = 0.799 \text{ plg}^2$ y $r_{\min} = 0.623 \text{ plg}$.

$$\frac{KL}{r} = \frac{4.76 \times 12 \text{ plg}}{0.623} = 91.69$$

De la Tabla 3 - 36 del Manual LRFD pág. 6 - 124 (Apéndice B)
interpolamos linealmente:

Para un $\frac{KL}{r} = 91.69$ el $\phi_c F_{cr}$ es 19.66

$$14.04 \leq 19.66 \times 0.779$$

$14.04 \leq 15.71$ Sí cumple esta condición.

$\frac{KL}{r} = 91.69 < 200$ Sí cumple esta condición.

Solución: Tubular Estándar diámetro 1½"

3.6.2. Diseño de los Cables.

La máxima fuerza de tensión del cable es $T = P_u = 40.42$ Klb.

Para el diseño de los cables tensores es necesario considerar un factor de seguridad.

Como los cables de la estructura en cuestión son cables fijos o de carga estática, seleccionamos de la Tabla 6 un factor de seguridad de 3 (1).

(1) Cormichael Colin, Kent's Mechanical Engineers' Handbook, John Wiley & Sons Inc, New York 12th Edition, Pág. 6-12.

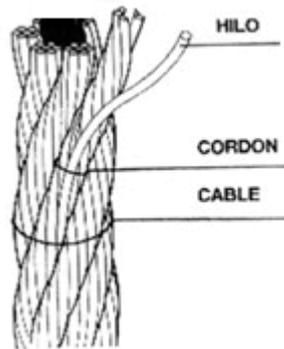
TABLA 6
COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA CABLES

Puentes Colgantes	3
Cables fijos o de carga estática	3
Transportes aéreos	5
Cables de labor, grúas, etc.	5
Planos inclinados	6 a 8
Cables extracción minas	10
Montacargas	8
Ascensores	12

Entonces considerando un factor de seguridad de 3, ahora la carga es:

$$P_u = 40.42 \text{ Klb} \times 3 = 121.26 \text{ Klb} = 121260 \text{ lb}$$

Para este tipo de aplicación se utilizan cables de acero Standard de 6 x 7, donde 6 es el número de cordones que componen el cable y 7 es el número de hilos metálicos que componen cada cordón.



**FIGURA 3.9. COMPOSICIÓN DEL
CABLE DE ACERO**

Para seleccionar el diámetro del cable se emplea la tabla 7 (1).

Los datos proporcionados vienen dados en Tons de 2000 lbs.

$$\frac{121260 \text{ lb}}{2000 \text{ lb}} = 60.63 \text{ Tons de 2000 lb}$$

(1) Cormichael Colin, Kent's Mechanical Engineers' Handbook, John Wiley & Sons Inc, New York 12th Edition, Pág. 6-13.

TABLA 7
CABLES DE ACERO STANDARD 6 x 7

Diámetro plg	Peso lb/pie	Resistencia a la ruptura en Tons de 2000 lbs		
		Acero de Arado Mejorado	Acero de Arado	Acero de Arado Suave
¼	0.094	2.64	2.30	2.00
5/16	0.15	4.10	3.56	3.10
3/8	0.21	5.86	5.10	4.43
7/16	0.29	7.93	6.90	6.00
½	0.38	10.30	8.96	7.79
9/16	0.48	13.00	11.30	9.82
5/8	0.59	15.90	13.90	12.00
¾	0.84	22.70	19.80	17.20
7/8	1.15	30.70	26.70	23.20
1	1.50	39.70	34.50	30.00
1 1/8	1.90	49.80	43.30	37.70
1 ¼	2.34	61.00	53.00	46.10
1 3/8	2.84	73.10	63.60	55.30
1 ½	3.38	86.20	75.00	65.20

Con el valor de 60.63 Klb seleccionamos de la tabla 7 un cable 6 x 7 de acero de arado mejorado con un diámetro de 1 ¼" con

una resistencia a la ruptura de 61 Tons. de 2000 lb. Este cable tiene un peso de 2.34 lb por pie.

3.7. Cálculo y comparación de la fuerza interna de la Barra King Post.

En la sección 2.4.4.1. se calculó la fuerza interna de la barra a compresión asumiendo ciertos datos para poder realizar los cálculos respectivos. Como ya se conocen los valores que fueron asumidos, ahora se puede volver a calcular la fuerza de la barra con los datos finales y posteriormente se hará una comparación entre ambas fuerzas para determinar la validez de los resultados del diseño de los elementos de la estructura.

Inicialmente se asumieron los siguientes datos:

Para el cable se asumió un área o sección de 1 plg^2 .

Para la barra se asumió un área o sección de 2 plg^2 .

Para la columna se asumió un área de 9.55 plg^2 y una inercia de 80.1 plg^4 . Fueron considerados como canal externo un C8x13.75 y como canal interno un C8x18.75.

Con estos valores asumidos y los valores ya conocidos como longitudes de los elementos, el cálculo de la fuerza interna de la barra King Post dio como resultado 14.04 Klb.

Ahora se procederá a calcular el valor de esta fuerza con los valores reales obtenidos de los cálculos de diseño de los diferentes elementos.

Para el cable se tiene un diámetro de 1 ¼" de donde se obtiene un área de 1.23 plg².

La barra tiene un área o sección de 0.799 plg².

El canal externo de la columna es un C7x12.25 y el canal interno un MC7x22.7; con estos elementos la columna tiene un área de 10.27 plg² y una inercia de 71.7 plg⁴.

Para realizar el cálculo de la fuerza interna de la Barra King Post se reemplazan los valores finales por los asumidos y se procede de manera idéntica que en la sección 2.4.4.1.

$$W_{\text{CABLE}} = \frac{(2.879 C_{\text{KP}})^2 L_{\text{CABLE}}}{2 A_{\text{CABLE}} E}$$

$$W_{\text{BARRA}} = \frac{(-C_{\text{KP}})^2 L_{\text{BARRA}}}{2 A_{\text{BARRA}} E}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{TOTAL}} = & \int_0^{8.25} \frac{(192.98 - 1.44C_{\text{KP}} x)^2 dx}{2EI_{\text{COL}}} + W_{\text{BARRA}} + \\
 & \int_{8.25}^{32.85} \frac{[192.98 - 1.44C_{\text{KP}}x + C_{\text{KP}}(x - 8.25)]^2}{2EI_{\text{COL}}} + \\
 & W_{\text{CABLE}} + \frac{(-2.49C_{\text{KP}})^2 L_{\text{COL}}}{2A_{\text{COL}} E} + \frac{(-0.38)^2 L_{\text{VIGA}}}{2A_{\text{VIGA}} E}
 \end{aligned}$$

Aplicando $\frac{\partial W}{\partial C_{\text{KP}}} = 0$ nos da:

$$C_{\text{KP}} = 14.16 \text{ klb (Compresión)}$$

El porcentaje de error entre ambas fuerzas es:

$$\% \text{Error} = \frac{|14.16 - 14.04|}{14.16} \times 100\% = 0.85\%$$

El porcentaje de error es mínimo siendo este menor al 1%, entonces no es necesario volver a hacer los cálculos de diseño de los elementos utilizando el valor de la fuerza calculada con los datos reales.

3.8. Cálculo del peso propio de la Estructura.

Es necesario calcular el peso propio de la estructura para poder compararlo con el valor de la carga muerta de 4 lb/pie² asumida en la sección 2.1.1.

En la figura 3.10. se presentan todos los elementos que constituyen la estructura, para luego en la Tabla 8 determinar el peso total de la estructura.

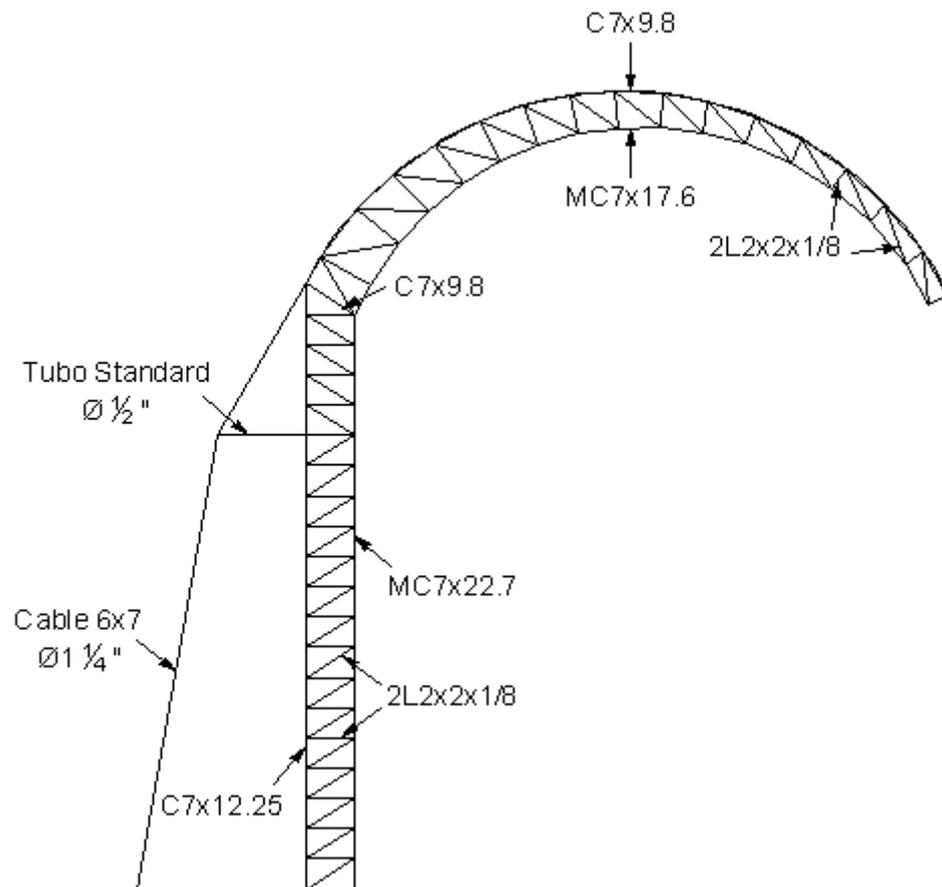


FIGURA 3.10. ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

Los perfiles y elementos constitutivos de la estructura son:

En la armadura de la cubierta el canal externo es un C7x9.8 incluyendo la parte de la rodilla y el interno es un MC7x17.6. El canal externo e interno de la toda columna son un C7x12.25 incluyendo

parte de la rodilla y un MC7x22.7 respectivamente. Un C7x9.8 es la diagonal principal de la rodilla. Todas las celosías dobles de la estructura, como son las diagonales y transversales de la armadura de la cubierta y las diagonales y horizontales de la columna son 2L2x2x1/8.

TABLA 8
PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

Perfil	Peso por unidad de longitud (lb/pie)	Longitud (pie)	Peso total (lb)
C7x9.8	9.8	45.86	449.43
MC7x17.6	17.6	35.68	627.97
C7x12.25	12.25	32.85	404.41
MC7x22.7	22.7	31.16	707.33
2L2x2x1/8	3.3	173.98	574.134
Tubo Std Ø1 ½"	2.72	4.76	12.95
Cable Ø1 ¼"	2.34	34.54	80.82
Peso total de la Estructura (lb)			2857.04

El peso de la estructura es de 2.86 Klb. Para poder hacer la comparación se debe tener peso por unidad de área, y a esto incluir el peso de largueros y tirantes.

$$q_{\text{estructura}} = \frac{2857.04 \text{ lb}}{(15.6 \times 45.86) \text{ pie}^2} = 3.99 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$$

Con este cálculo queda demostrado que es bastante preciso el valor asumido de 4 lb/pie² al valor obtenido con los elementos diseñados de la estructura.

CAPÍTULO 4

4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DE LA ESTRUCTURA.

Una vez seleccionados los canales y ángulos que conforman la estructura reticular es necesario diseñar otros ciertos elementos. Estos elementos son de igual importancia que los elementos constitutivos y complementan el diseño haciéndolo más práctico y rápido a la hora del montaje.

Los elementos complementarios son las placas base de las columnas, los pernos de anclaje de la placas base a la cimentación de concreto y los elementos que van a unir el cable a la columna. Adicionalmente se considera el diseño de las uniones soldadas entre los elementos constitutivos de la estructura.

4.1. Diseño del anclaje de la Columna.

El anclaje de la columna debe ser diseñado para resistir el momento junto con la carga axial debido a que la columna es empotrada al piso. Para esto es necesario diseñar la placa base de la columna y

los pernos de anclaje. La carga axial genera compresión entre la placa base y la zapata soportante, mientras que el momento incrementa la compresión de un lado y la disminuye por el otro. Cuando el momento es muy grande como en este caso, debe usarse conexiones rigidizadas de botas. El momento será transferido de la columna a la zapata por medio de los pernos de anclaje, empotrados la profundidad suficiente en la zapata para desarrollar las fuerzas, mas bien el momento se transmite de la columna a la cimentación por medio de los pernos de anclaje. La conexión de botas mostrada en la Figura 4.1. se supone soldada a la columna. Las botas están hechas generalmente de canales y no están conectadas a la placa base dejando un espacio para permitir que la columna se deforme debido a las cargas. Adicional se le coloca a los canales una placa de refuerzo para mejorar el diseño de las botas.

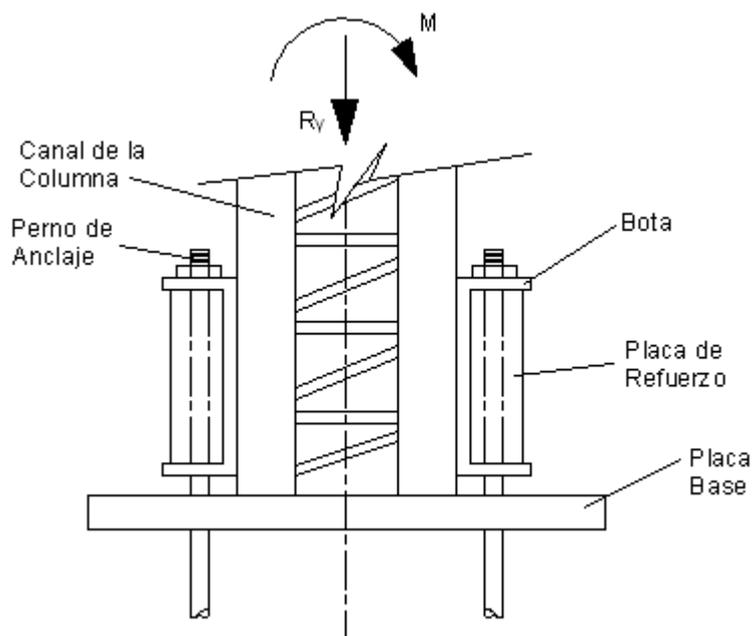


FIGURA 4.1. PLACA BASE, CONEXIÓN DE BOTAS Y PERNOS DE ANCLAJE

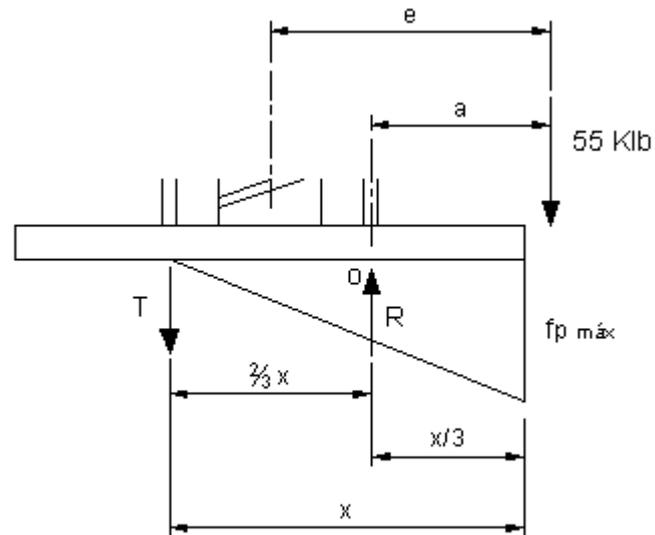
4.1.1. Diseño de la Placa Base de la Columna.

Para estimar las dimensiones de la placa base es necesario determinar la excentricidad de las cargas.

$$e = \frac{M_o}{R_y} = \frac{292.07 \times 12}{55} = 63.75 \text{ plg}$$

Si los pernos de anclaje se centran a 2 plg del borde externo de la columna, el brazo de momento es la distancia que hay entre los canales menos el espesor del alma de un canal más 2 plg que es la distancia del canal al perno.

$$\text{brazo} = 31.5 - 0.503 + 2 = 32.99 \text{ plg}$$



**FIGURA 4.2. TRIÁNGULO DE PRESIÓN
DE LA PLACA BASE**

$$x = \frac{3}{2} \text{ brazo} = 49.49 \text{ plg}$$

La distancia del borde de la placa al alma del canal es:

$$\frac{x}{3} - 0.5(t_w \text{ canal}) - 2 = \frac{49.49}{3} - 0.5(0.503) - 2 = 14.25 \text{ plg}$$

Entonces es largo de la placa N es:

$$N = x + \text{distancia al borde} = 49.49 + 14.25 = 63.74 \text{ plg}$$

Se usará $N = 64 \text{ plg}$

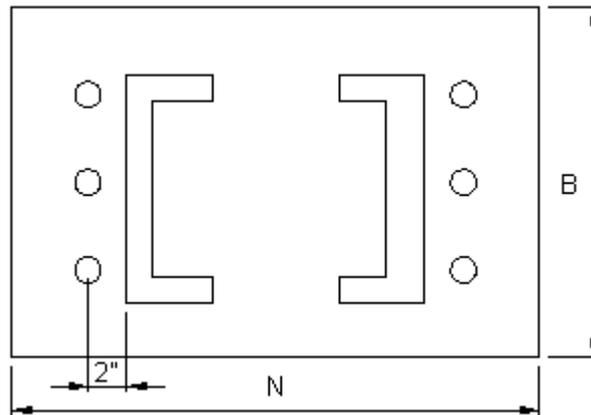


FIGURA 4.3. DIMENSIONES DE LA PLACA BASE

Se recomienda que $\frac{e}{N} \geq 0.5$

$$\frac{e}{N} = \frac{63.72}{63.74} = 0.999 \cong 1 \geq 0.5$$

Para determinar el ancho de la placa B debemos determinar la fuerza R que se supone está ubicada en la mitad de alma del canal a compresión.

$$\sum M_0 = 0$$

$$P(a) - T\left(\frac{2}{3}x\right) = 0$$

$$a = e - \frac{31.5}{2} = 47.97 \text{ plg}$$

$$55(47.97) - T(2/3)(49.49) = 0$$

$$T = 79.97 \text{ Klb}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

$$R = T + P$$

$$R = 132.97 \text{ Klb}$$

Usando la ecuación $R = \frac{1}{2} f_p \times B$ donde:

f_p es el esfuerzo permisible de compresión del concreto y está dado por $f_p = 0.7f'_c$; f'_c es la fuerza específica de compresión del concreto a 28 días y es de 3000 lb/plg².

$$R = \frac{1}{2} f_p \times B$$

$$132.97 = (1/2)(2.1)(49.49)B$$

$$B = 12.55 \text{ plg}$$

Considerando que N es de 64 plg, se usará $B = 50 \text{ plg}$ minimizando así la deformación de la placa y mejorando la geometría de la misma.

$$f_{p\text{máx}} = \frac{2R}{xB} = 0.11 \text{ Klb/plg}^2$$

En la sección crítica que se asume es el alma del canal interno de la columna:

$$f_p = \frac{f_{p\text{máx}}}{x} (x - m) = 0.06 \text{ Klb/plg}^2$$

$$M = \left[\frac{f_{p\text{máx}}}{x} \frac{n^2}{2} + (f_{p\text{máx}} - f_p) \frac{n^2}{3} \right] e$$

Donde m es la distancia del alma del canal al borde de la placa
y n es la distancia del ala del canal al borde de la placa.

$$m = \frac{N - 31.5}{2} = 16.44 \text{ plg}$$

$$n = \frac{B - 7}{2} = 21.5 \text{ plg}$$

Escogemos el mayor valor de entre m y n.

$$M = 1374.55 \text{ Klb} \cdot \text{plg}$$

Para determinar el espesor de la placa:

$$0.75 F_y = \frac{M}{B t^2 / 6}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 M}{0.75 \times 36 \times 50}} = 2.47 \text{ plg}$$

Se usará un espesor de 2 ½ “.

Para la conexión de botas se usarán canales MC12x45. Para este canal se diseñan las placas de refuerzo.

La carga que soportan las placas de refuerzo es

$$\frac{T}{3} = 26.66 \text{ Klb}.$$

$$26.66 = (0.6)(36)A_g$$

$$A_g = 1.23 \text{ plg}^2$$

Como el ala del canal tiene $3 \frac{1}{4}$ plg, se usarán 4 placas de $\frac{7}{16}$ " x $3 \frac{1}{4}$ ".

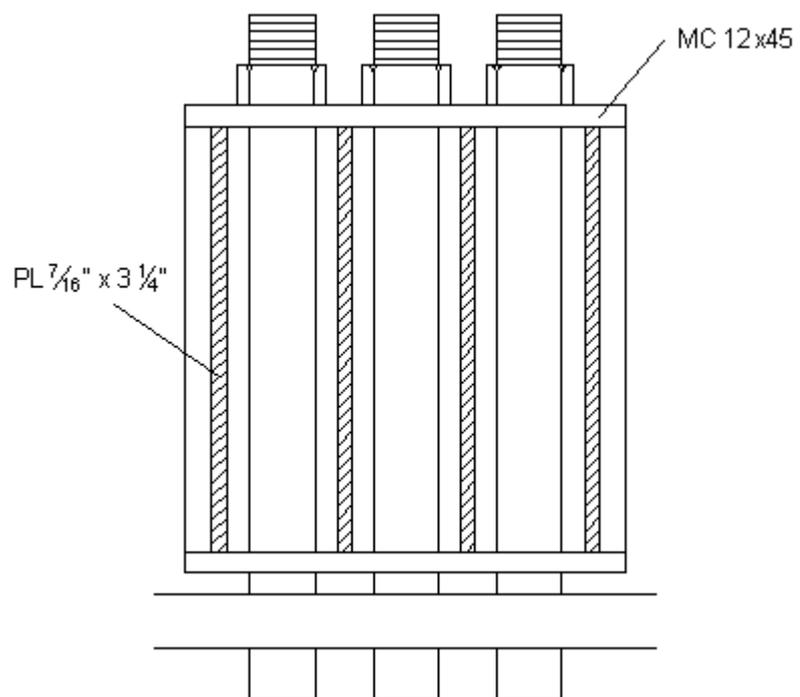


FIGURA 4.4. PLACAS DE REFUERZO

4.1.2. Diseño de Pernos de anclaje.

Para el anclaje de la columna se usarán pernos A325 con un esfuerzo mínimo de tensión en pernos F_u de 60 Klb/plg². La

fuerza de tensión a la que está sometido cada perno es de 79.97 Klb.

$$T \leq \phi_t F_u A_g$$

$$79.97 \leq 0.6 \times 60 A_g$$

$$A_g \geq 3.7 \text{ plg}^2$$

Como son tres pernos:

$$A_{\text{perno}} = \frac{3.7}{3} = 1.23 \text{ plg}^2$$

De la tabla para selección de pernos del Manual AISC se seleccionan pernos de 1 3/8" cuya área es de 1.485 plg². Se recomienda que para pernos de 1" a 2" de diámetro los agujeros en la placa base tengan una holgura de 1/2".

Se concluye entonces que se usarán 6 barras roscadas A325 de 1 3/8" de diámetro como pernos de anclaje.

4.2. Diseño de Uniones Soldadas.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. Entre las principales ventajas que ofrece la soldadura están el ahorro ya que se utilizan menos piezas, y como

consecuencia se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra. Además las estructuras soldadas son estructuras más rígidas y continuas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro.

La soldadura utilizada en las estructuras de acero es la soldadura por arco metálico protegido SMAW (Shielded metal arc welding). En este tipo de soldadura se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo lo sostiene el operador. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierte la energía eléctrica en calor. En el arco se produce una temperatura que fluctúa entre los 3200 y 5500° C. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas de metal fundido, que son forzados por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. La soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos en lo alto.

Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto con ciertos compuestos minerales. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda actuando como un protector alrededor del metal

fundido y lo protege de quedar en contacto directo con el aire circundante evitando que exista porosidad en la soldadura. El tipo de electrodo utilizado es muy importante, y afecta las propiedades de la soldadura tales como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. El electrodo E70 se recomienda habitualmente para soldar Acero ASTM A36, donde el 70 es la resistencia a la tensión mínima del metal soldado depositado en Ksi.

Los tipos principales de soldadura son la soldadura de filete y la de ranura o a tope. En la estructura reticular se usa mayormente la soldadura de filete. Las uniones soldadas a tope se utilizan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano tales como empalmes en columnas y las conexiones de patines de vigas a columnas.

A continuación se procede a realizar el diseño de las uniones soldadas de la estructura, tomando como referencia el Manual del AISC y las Normas de la Sociedad Americana de Soldadura AWS (American Welding Society). Se utilizarán en las uniones columna – barra King Post, columna – placa base, canales – celosías, largueros – armadura de la cubierta y tirantes – largueros soldadura de filete con el proceso SMAW y un electrodo E70XX.

Para diseñar la soldadura se utiliza un factor de resistencia para soldadura $\phi = 0.6$. Además se considera el área efectiva de la soldadura $A_{ef} = 0.707aL$, donde a es el ancho del filete de soldadura y L la longitud del cordón.

4.2.1. Unión Columna – Barra King Post.

La barra King Post será soldada al canal externo de la columna en todo su contorno, es decir el perímetro de la barra. El tubular tiene un diámetro exterior de 1.9 plg y un espesor de 0.145". De la Tabla J2.5 del Manual AISC el espesor mínimo de la soldadura debe ser $a_{min} = 1/8"$.

$$L_{total} = \pi \phi_{barra} = 1.9\pi = 5.969 \text{ plg}$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) A_{ef}$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) (0.707aL)$$

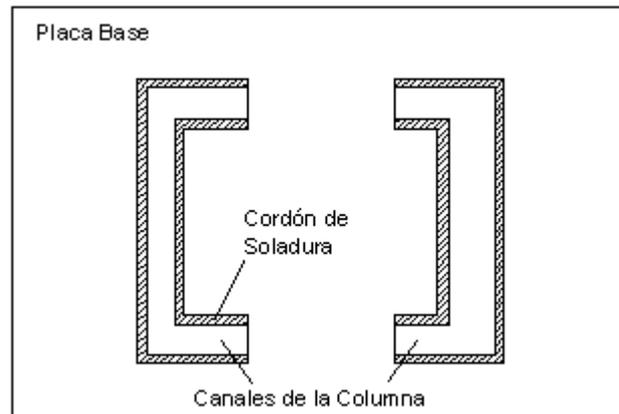
$$14.04 \leq 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 5.97a)$$

$$a = 0.1" \cong 1/8"$$

Se usará soldadura de 1/8" al todo el contorno de la barra.

4.2.2. Unión Columna – Placa Base.

La longitud total del cordón de soldadura utilizado en la unión de la columna a la placa base es de 37.91 plg.



**FIGURA 4.5. SOLDADURA
COLUMNA – PLACA BASE**

$$L_{\text{en canal ext}} = 7 + 2.194 + (7 - 0.366) + (2.194 - 0.314) = 17.71 \text{ plg}$$

$$L_{\text{en canal int}} = 7 + 3.603 + (7 - 0.5) + (3.603 - 0.503) = 20.203 \text{ plg}$$

$$L_{\text{total}} = 17.71 + 20.203 = 37.91 \text{ plg}$$

$$T = \frac{M \times 12}{x} = \frac{292.07 \times 12 \text{ plg}}{49.49} = 70.82 \text{ Klb} = P_u$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) A_{ef}$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) (0.707aL)$$

$$70.82 \leq 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 37.91a)$$

$$a = 0.084" \cong 1/16"$$

Como la placa base tiene un espesor de 2.5 plg, el ancho del filete de soldadura debe ser mínimo de 5/16" según la Tabla J2.5 del Manual AISC.

Se usará soldadura de $\frac{1}{2}$ " a todo el contorno de los canales de la columna.

4.2.3. Unión Canales – Celosías.

Las celosías que son ángulos dobles están sujetos a cargas axiales de tensión o de compresión. Para el diseño se considera a las celosías diagonales de las Secciones N-N', O-O' ó P-P' las cuales son las que soportan la mayor fuerza de tensión con 23.83 Klb.

Como las celosías son ángulos dobles, cada ángulo soporta la mitad de la fuerza de tensión, es decir 11.92 Klb.

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) A_{ef}$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) (0.707aL)$$

$$11.92 \leq 0.75 (0.6 \times 70) (0.707aL)$$

El ángulo de la celosía tiene un espesor de $\frac{1}{8}$ ", entonces se determina de la Tabla J2.5 del Manual AISC que el espesor mínimo de la soldadura debe ser $a_{min} = \frac{1}{8}$ ".

Para elementos con espesores menores a $\frac{1}{4}$ " el Manual recomienda en la Sección J2-b que el $a_{máx}$ no debe ser mayor al espesor del elemento . Entonces $a_{máx} = \frac{1}{8}$ ". Se concluye entonces que $a = \frac{1}{8}$ ".

$$11.92 \leq 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 1/8 L)$$

$$L = 4.28''$$

Usamos $L = 5''$

Como se muestra en la Figura 4.3 el ángulo tiene un $L_3 = 2''$, entonces se deben distribuir las 3'' entre las longitudes L_1 y L_2 .

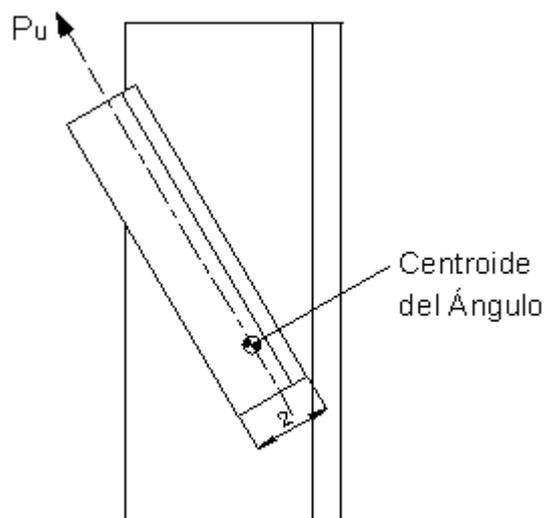


FIGURA 4.6. CENTROIDE DEL ÁNGULO

Es necesario colocar la soldadura de modo que el centroide de la soldadura coincida con el centroide del ángulo o la torsión de la soldadura debería ser considerada. Como la carga P_u pasa por el centro de gravedad del ángulo, éste también debe ser el de la soldadura.

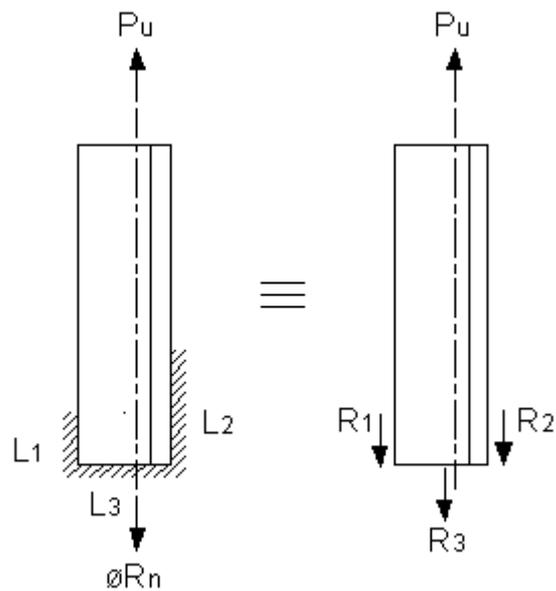
$$\sum F_y = 0$$

$$P_u = R_1 + R_2 + R_3$$

$$R_3 = 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 1 / 8 \times 2) = 5.567$$

$$R_1 = 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 1 / 8 \times L_1) = 2.78 L_1$$

$$R_2 = 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 1 / 8 \times L_2) = 2.78 L_2$$



**FIGURA 4.7. DISPOSICIÓN DE LA SOLDADURA
EN LAS CELOSÍAS**

$$\sum M_{R1} = 0$$

$$R_2(2) + R_3(1) - P_u(2 - 0.546) = 0$$

$$2.78 L_2(2) + 5.567(1) - 11.92(1.454) = 0$$

$$L_2 = 2.12 \text{ "}$$

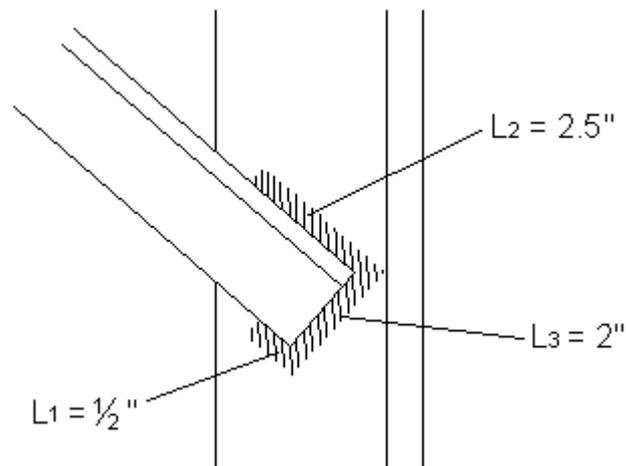
$$P_u = R_1 + R_2 + R_3$$

$$11.92 = 2.78 L_1 + 2.78 (2.12) + 5.567$$

$$L_1 = 0.17 \text{ "}$$

Para L_2 se usará 2.5" y para L_1 se usará $\frac{1}{2}$ ".

Podemos concluir que para la unión de las celosías con los canales se usarán soldaduras de filete con proceso SMAW y electrodo E70XX de 5" de longitud repartida en tres ramales $L_1 = \frac{1}{2}$ ", $L_2 = 2$ " y $L_3 = 2.5$ " Como se indica en la Figura 4.4. con un espesor de $\frac{1}{8}$ ". Además se recomienda colocar entre los dos ángulos que forman la doble celosía en medio de su longitud un rigidizador que será un ángulo $L_2 \times 2 \times \frac{1}{8}$, para disminuir su longitud libre, y so lo soldará en su máxima longitud disponible.



**FIGURA 4.8. SOLDADURA
CELOSÍAS - CANALES**

4.2.4. Unión Largueros – Armadura de la Cubierta.

Los largueros soportan cargas uniformemente distribuida a lo largo de toda su longitud y éstos a la vez transmiten esta carga a la estructura en forma de cargas concentradas sobre los nodos de la cuerda superior de la armadura de la cubierta. La reacción del larguero en el apoyo simple con el canal externo de la armadura es de:

$$0.063 \frac{\text{Klb}}{\text{pie}} \times 15.6 \text{ pies} = 0.98 \text{ Klb}$$

La reacción vertical en el apoyo del larguero con el canal externo es de 0.98 Klb.

El espesor del ala del larguero es de 3/16", entonces $a_{\min} = a_{\max} = 1/8"$.

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) A_{ef}$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) (0.707aL)$$

$$0.98 \leq 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 1/8L)$$

$$L = 0.35"$$

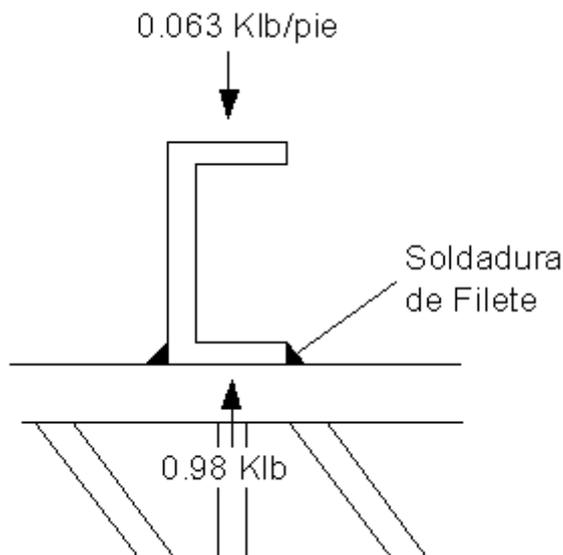


FIGURA 4.9. SOLDADURA LARGUERO – ARMADURA DE LA CUBIERTA

El alma del canal externo de la armadura es donde se apoyan los largueros. Estos canales son C7x9.8 y la longitud del alma es de 7". A pesar de que sólo se requiere un cordón de soldadura de 0.35", se puede soldar el larguero al canal usando una longitud efectiva de 1" espaciando intermitentemente los cordones cada 2"; es decir hacer 3 cordones de soldadura a lo largo del alma del canal, de esta manera se facilita el montaje de la estructura y a la vez estamos sobredimensionando la soldadura dejando un factor de seguridad mayor.

4.2.5. Unión Tirantes – Largueros.

Las varillas de 5/8" de diámetro que hacen de tirantes irán soldados al alma de los C3x4.1 que son los largueros cuyo espesor es de 3/16". Los tirantes soportan una carga de tensión de 3.45 Klb. Para seleccionar el ancho de la soldadura, se determina del Manual AISC de la Tabla J5 un $a_{\min} = 1/8"$ y de la Sección J2b un $a_{\max} = 1/8"$. Se concluye que el ancho del filete de soldadura es 1/8".

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) A_{ef}$$

$$P_u \leq \phi (0.6 F_{exx}) (0.707aL)$$

$$3.45 \leq 0.75 (0.6 \times 70) (0.707 \times 1/8 L)$$

$$L = 1.24 "$$

Para la unión de los tirantes con los largueros se usará soldadura de filete con proceso SMAW y electrodo E70XX con espesor de 1/8" y para mayor facilidad en el montaje la longitud será el contorno de la varilla que es de 1.96".

4.3. Diseño de Unión Columna – Cable.

Para unir el cable al alma del canal externo de la columna se harán uso de ciertos elementos tales como tornillo de cáncamo o armella, tuerca de seguridad, pasador cónico, arandela de muelle y arandela

plana; además será necesario de templadores para poder sujetar el cable.

Para la selección de estos elementos se hace referencia al Apéndice B, en donde están las tablas para seleccionar la armella, la tuerca, el pasador y las arandelas.

- Selección del Tornillo de Cáncamo.

Como el diámetro del cable es de $1 \frac{1}{4}'' = 31.75$ mm se selecciona de la Tabla 11.13 del Apéndice B un cáncamo de 35 mm de diámetro interno y con tornillo M16 y una longitud de 35 mm.

- Selección de la Tuerca de Seguridad.

De la Tabla 1.13 del Apéndice B para un tornillo M16 se selecciona una tuerca con un diámetro de rosca de 16.18 mm.

- Selección del Pasador Cónico.

De la Tabla 17₃.13 del Apéndice B se selecciona para un diámetro de eje de 16 mm un pasador cónico de 5 mm de diámetro.

- Selección de las Arandelas Plana y de Muelle.

De las Tablas 15.13 y 16.13 del Apéndice B se seleccionan para un tornillo M16 una arandela plana de 17 mm de diámetro interno, 30 mm de diámetro externo y 3 mm de espesor; y una arandela de

muelle de 16.2 mm de diámetro interno, 26.2 mm de diámetro externo y 3.5 mm de espesor.

Para sujetar el cable al pasarlo por la armella se recomienda utilizar dos tensores para cable de 1 ¼" de diámetro.

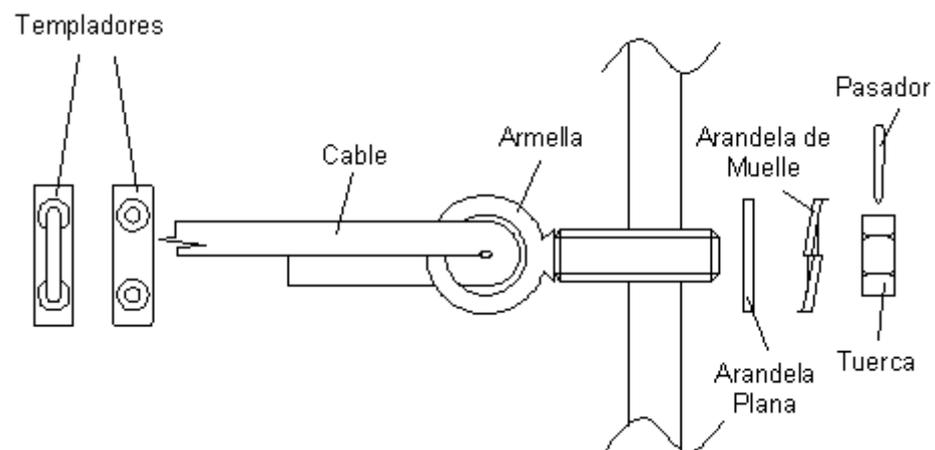


FIGURA 4.10. UNIÓN COLUMNA – CABLE

Se debe verificar que el canal no falle por fractura debido al agujero para el tornillo de cónamo. Para esto se debe determinar la resistencia de diseño del canal incluyendo el agujero para saber si el elemento a tensión no falla.

El canal externo de la columna es un C7x12.25 y tiene un área $A_g = 3.6 \text{ plg}^2$.

La Resistencia del canal por fluencia es:

$$\phi_t F_y A_g = 0.9 \times 36 \times 3.6 = 116.64 \text{ Klb}$$

La Resistencia del canal por fractura es:

$$\phi_t F_u A_e = \phi_t F_u (U A_n)$$

Donde:

ϕ_t es el factor de resistencia por fractura igual a 0.75.

F_u es el máximo esfuerzo a la fractura y es de 58 Klb/plg².

A_e es el área efectiva del elemento y es igual a $U A_n$.

U es un coeficiente de reducción y en este caso es igual a 1 ya que el agujero es en el alma del canal según las recomendaciones del Manual AISC en la Pág. 6-29.

A_n es el área neta efectiva del elemento, es decir el área del elemento menos el área del agujero y se determina mediante la línea de falla mostrada en la Figura 4.7.

$$\text{Línea de Falla ABC} = 3.6 - (0.63 + 1/8)0.314 = 3.36 \text{ plg}^2 = A_n$$

$$\phi_t F_u A_e = \phi_t F_u (U A_n)$$

$$\phi_t F_u A_e = 0.75 \times 58 \times 1 \times 3.36$$

$$\phi_t F_u A_e = 146.16 \text{ Klb}$$

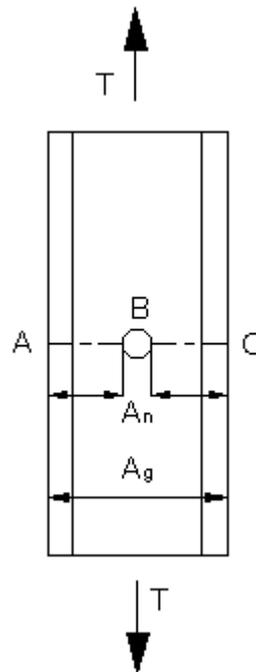


FIGURA 4.11. LÍNEA DE FALLA ABC

Como la resistencia por fluencia es menor que la resistencia por fractura, el canal no fallará por fractura al hacer el agujero para el tornillo de cáncamo.

CAPÍTULO 5

5. COMPARACIÓN ENTRE EL RESULTADO DEL MÉTODO LRFD Y EL OBTENIDO POR EL PROGRAMA SAP 2000.

El presente capítulo tiene por objeto comprobar la eficiencia del método utilizado en el diseño de la estructura. Para esto es necesario comparar los resultados de las fuerzas internas críticas obtenidas mediante el análisis desarrollado en el presente trabajo con los valores obtenidos por el programa SAP 2000 Versión 8 (Structural Analysis Program).

En la actualidad este software es una herramienta de gran utilización en el campo profesional, por lo que se ha seleccionado este programa para verificar la validez de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores. Su manejo es muy sencillo y práctico. Se deben ingresar al software el modelo de la estructura, las cargas externas que fueron determinadas en el capítulo 2, las condiciones de borde, las características de los elementos como dimensiones, áreas, material y sección; y las

restricciones en los nudos. Una vez ingresados todos los datos que requiere el programa, se obtendrá como resultado los valores de las fuerzas internas en cada uno de los elementos de la estructura, pero se compararán sólo las fuerzas en las secciones críticas ya que fueron estas las que se consideraron al momento de diseñar. Además se necesita comparar las reacciones en la base de la columna.

Al ingresar los valores de las cargas externas, se debe hacer que las cargas sean puntuales en los nudos en que se apoyan los largueros para evitar que el software considere en sus cálculos la flexión que generaría una carga uniformemente distribuida.

Las fuerzas que se consideran en la presente comparación son las de las secciones críticas de la estructura. Así, la fuerza crítica que rige el diseño de los canales de la armadura de la cubierta es en la sección L-L', para las celosías diagonales de la armadura de la cubierta rige la sección H-H' y para las transversales es la ubicada entre las secciones K-K' y L-L'; se considera para las fuerzas de los canales de la columna la sección U-U' mientras que para las celosías diagonales y transversales la sección N-N'. Debemos tener presente además que los datos ingresados en el software de las dimensiones y áreas de los elementos son las de un C7x9.8 para la diagonal principal de la rodilla y para el canal externo, MC7x17.6 para el canal interno en la armadura de la cubierta; C7x12.25 para el canal

externo y MC7x22.7 para el canal interno de la columna; todas las celosías diagonales y transversales son 2L2x2x1/8; el cable es un 6x7Ø1¼" y la barra un tubular Std. Ø1½" para los elementos tensores.

En esta Tabla se registran los valores a comparar de los elementos en las secciones críticas de la estructura y además se determina un porcentaje de error para tener una mejor apreciación de la efectividad del método.

Como se indica en la Tabla 9, el porcentaje de error no excede el 10.31% dando un porcentaje de error promedio de 5.84%. Los valores calculados son mayores que los del programa, este margen de error provoca un diseño más seguro, incrementado su factor de seguridad. De esta manera se determina que los perfiles seleccionados en el Capítulo 3 satisfacen los requerimientos de las fuerzas internas críticas del programa SAP 2000, demostrando que los resultados obtenidos en los cálculos realizados no difieren mayormente de los valores ideales obtenidos por el software, garantizando que el proceso de diseño aplicado es confiable y eficaz.

TABLA 9
COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS CRÍTICAS
POR LOS DOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

Elemento	Calculado	SAP 2000	% Error
Armadura de la Cubierta			
Canal Externo	86.59	84.90	1.99
Canal Interno	109.00	106.50	2.35
Celosía Diagonal	12.66	11.95	5.94
Celosía Transversal	22.69	21.59	5.09
Columna			
Canal Externo	114.04	105.32	8.28
Canal Interno	173.94	158.59	9.68
Celosía Diagonal	23.83	22.58	5.54
Celosía Transversal	20.21	19.64	2.90
Elementos Tensores			
Barra King Post	14.04	13.56	3.54
Cable	40.42	39.22	3.06
Diagonal Principal - Rodilla	28.14	26.66	5.55
Reacción Vertical	55.00	50.53	8.85
Reacción Horizontal	7.87	7.24	8.70
Momento de Empotramiento	292.07	264.77	10.31

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. Es posible diseñar una estructura reticular de acero para los graderíos de la cancha de fútbol de la ESPOL utilizando el método LRFD que es muy eficaz ya que los resultados obtenidos con este método son muy similares a los resultados obtenidos con el software. Esta estructura tiene una arquitectura inusual ya que su forma de media luna la hace atractiva y fuera de lo común y sus tensores aparte de aliviar el momento de empotramiento mejora la apariencia del diseño.
2. Los elementos tensores de la estructura, que son el cable y la barra King Post hacen que la estructura sea estáticamente indeterminada de primer grado, donde la hiperestática es la fuerza de compresión en la barra; para hallarla se usa el método del Trabajo Mínimo o segundo teorema de Castigliano en donde el valor de la fuerza redundante que es en la barra es aquel que haga la energía interna total de deformación de toda la estructura un mínimo. Una vez hallada esta fuerza se analiza la estructura por el método de las secciones.

3. El método de las secciones utilizado en el análisis de la estructura es de gran utilidad, sobre todo para estructuras de tipo reticular, además de ser un método muy práctico, sencillo de usar y eficiente, puesto que al comparar los resultados con el programa SAP 2000 el error es menor al 10.5% con un promedio de error en los cálculos de 5.84%.
4. Al analizar la estructura se determina que los mayores esfuerzos se producen en la base de la columna ya que el momento de empotramiento es mayor que el momento que se genera en la rodilla, habiendo una variación del momento a lo largo de la columna por lo que se define un diseño de forma en el que la columna tiene sección constante.
5. Para el diseño de los elementos constitutivos de la estructura se emplea el método LRFD y las recomendaciones de la Primera Edición del Manual de la AISC. Los elementos tanto de la armadura de la cubierta como de la columna son diseñados como elementos a tensión y compresión dependiendo del caso.
6. Se recomienda utilizar para la cubierta StilPanel AR-2000 Plus; se utilizarán planchas prepintadas de 0.40 mm de espesor. En la instalación del StilPanel, se usarán conectores omega y pernos

autoperforantes. Este sistema está diseñado para soportar cargas de succión de viento o absorber desplazamientos por sismos.

7. Se recomienda que los elementos de la estructura sean lo más continuo posible, dando facilidades en el montaje. Es por esto que en el diseño se usan los mismos elementos para todas las celosías diagonales y transversales de la estructura; y los canales externos e internos de la armadura de la cubierta y de la columna son elementos continuos indiferentemente de la variación en las fuerzas internas de tensión y compresión a lo largo de los mismos.
8. Para este tipo de estructuras hiperestáticas se recomienda utilizar el Método del Trabajo Mínimo ya que este método es muy práctico, sencillo y fácil de usar; hallando la fuerza redundante se destruye la indeterminación para luego poder analizar la estructura como estáticamente determinada.
9. El programa SAP 2000 es en la actualidad uno de los software de mayor utilización en el campo laboral de los estructuristas e ingenieros diseñadores por lo que se recomienda su utilización para el análisis de este tipo de estructuras y más aún si el grado de complejidad es mayor al de la estructura diseñada en el presente trabajo.

10.El diseño de los cordones de soldadura de la estructura debe estar basado en el Código de Soldadura Estructural AWS D1.1. El procedimiento, la inspección y las personas que harán las uniones soldadas deben ser calificados bajo las recomendaciones de esta Norma.

11.Al diseñar estructuras de tipo curvo existe la ventaja de que su geometría es más elegante que las estructuras de tipo rectas, y además sus miembros trabajan mejor. Para esto se recomienda que al diseñar la armadura de la cubierta en forma de media luna se lo haga con elementos pequeños rectos dando la forma a la curva ya que es más sencillo que diseñar elementos curvos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AVALLONE EUGENE & BAUMEISTER THEODORE, Manual del Ingeniero Mecánico, Tomo I, Editorial McGraw Hill, 3era Edición, EEUU, 1995
2. McCORMAC JACK C., Diseño de Estructuras Metálicas, Ediciones Alfaomega, Segunda Edición, México, 1991
3. FIERRO CARLOS, “Diseño de un Pórtico Rígido Reticular a dos Aguas para la Cubierta de un Complejo de Canchas de Tenis” (Tesis, Facultad de Ingeniería en Mecánica y Ciencias de la Producción, Escuela Superior Politécnica del Litoral, 2000)
4. STERLING KINNEY J., Análisis de Estructuras Indeterminadas, Compañía Editorial Continental, México, 1980
5. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Load & Resistance Factor Design Manual, First Edition, United State of America, 1986
6. CORMICHAEL COLIN, Kent's Mechanical Engineers' Handbook, John Wiley & Sons Inc, 12th Edition, New York

7. LARBURU ARRIZABALAGA NICOLÁS, Máquinas Prontuario, Editorial Paraninfo, Sexta Edición, 1994

APÉNDICES

APÉNDICE A

PROPIEDADES MECÁNICAS DE ACEROS ESTRUCTURALES

Designación ASTM	Rango de espesores mm (plg)	<u>Punto de fluencia, min</u>		<u>Resistencia a la tracción</u>		Alargamiento en 200 mm (8plg), min, %	Adecuado para soldar
		MPa	1000 lb/ plg ²	MPa	1000 lb/ plg ²		
Placas estructurales de Acero al Carbono							
ASTM A7	Todos los espesores	228	33	414 – 517	60 – 75	21	Si
ASTM A373	Hasta 100 mm (4 plg)	221	32	400 – 517	58 – 75	21	Si
ASTM A36	Hasta 100 mm (4 plg)	248	36	400 – 552	58 – 80	20	Si

APÉNDICE C

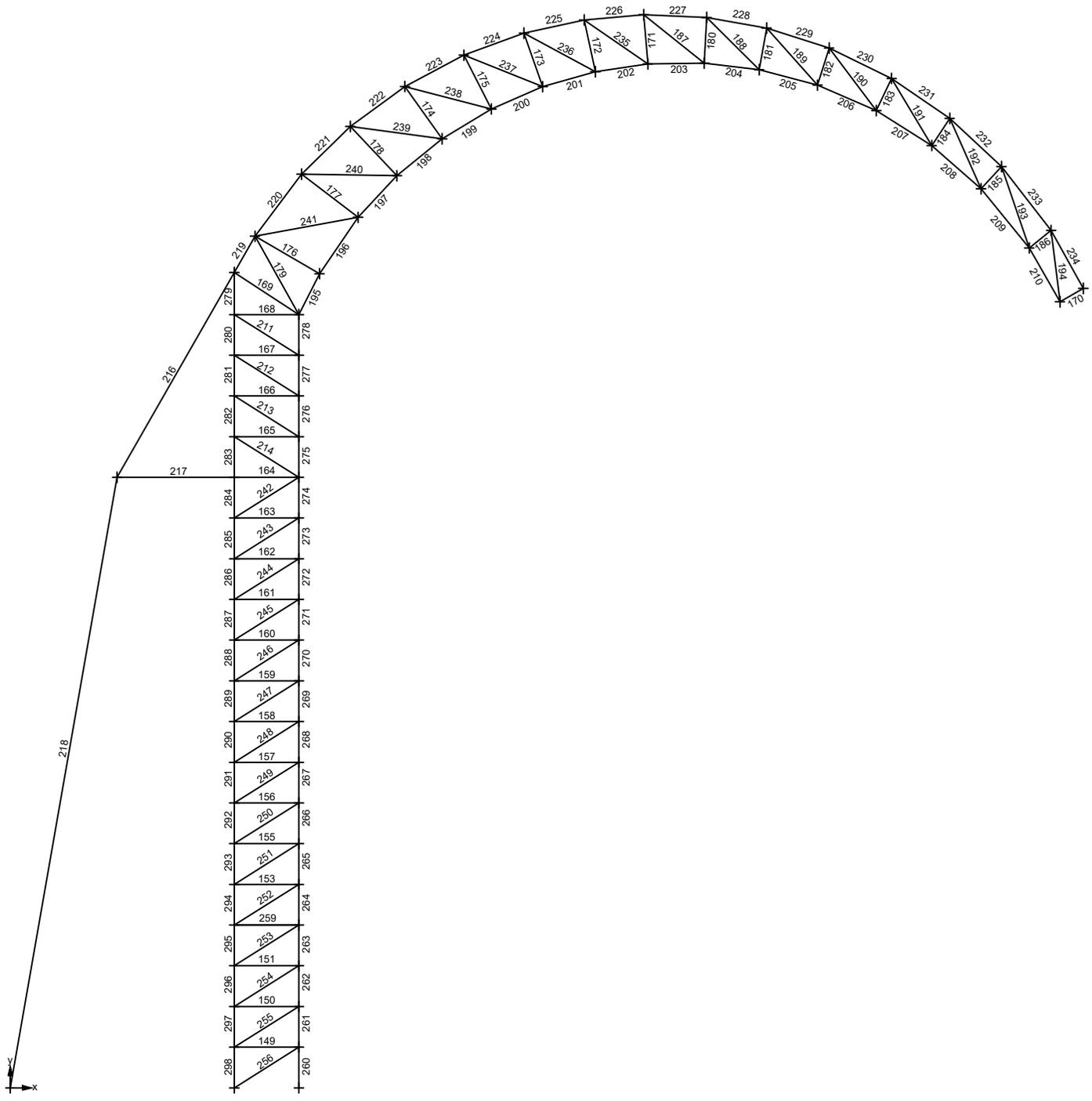
TABLE: Element Forces - Frames			
Frame	OutputCase	CaseType	P
Text	Text	Text	Kip
149	DEAD	LinStatic	-7,21
150	DEAD	LinStatic	-7,21
151	DEAD	LinStatic	-7,21
153	DEAD	LinStatic	-7,21
155	DEAD	LinStatic	-7,21
156	DEAD	LinStatic	-7,21
157	DEAD	LinStatic	-7,21
158	DEAD	LinStatic	-7,21
159	DEAD	LinStatic	-7,21
160	DEAD	LinStatic	-7,21
161	DEAD	LinStatic	-7,21
162	DEAD	LinStatic	-7,21
163	DEAD	LinStatic	-7,21
164	DEAD	LinStatic	-13,56
165	DEAD	LinStatic	-19,64
166	DEAD	LinStatic	-19,33
167	DEAD	LinStatic	-18,95
168	DEAD	LinStatic	-18,72
169	DEAD	LinStatic	-26,66
170	DEAD	LinStatic	-0,37
171	DEAD	LinStatic	-14,20
172	DEAD	LinStatic	-15,54
173	DEAD	LinStatic	-16,83
174	DEAD	LinStatic	-19,92
175	DEAD	LinStatic	-18,71
176	DEAD	LinStatic	-1,03
177	DEAD	LinStatic	-21,59
178	DEAD	LinStatic	-20,10
179	DEAD	LinStatic	-5,82
180	DEAD	LinStatic	-12,34
181	DEAD	LinStatic	-9,78
182	DEAD	LinStatic	-6,51
183	DEAD	LinStatic	-4,02
184	DEAD	LinStatic	-0,96
185	DEAD	LinStatic	-1,21
186	DEAD	LinStatic	-0,82
187	DEAD	LinStatic	12,24
188	DEAD	LinStatic	10,11
189	DEAD	LinStatic	9,32
190	DEAD	LinStatic	8,51
191	DEAD	LinStatic	6,54
192	DEAD	LinStatic	5,02
193	DEAD	LinStatic	3,58
194	DEAD	LinStatic	0,61
195	DEAD	LinStatic	-100,65
196	DEAD	LinStatic	-106,50
197	DEAD	LinStatic	-100,34
198	DEAD	LinStatic	-93,14
199	DEAD	LinStatic	-84,96
200	DEAD	LinStatic	-75,80
201	DEAD	LinStatic	-65,38

202	DEAD	LinStatic	56,32
203	DEAD	LinStatic	-51,73
204	DEAD	LinStatic	-40,92
205	DEAD	LinStatic	-31,14
206	DEAD	LinStatic	-23,72
207	DEAD	LinStatic	-11,41
208	DEAD	LinStatic	-6,25
209	DEAD	LinStatic	-4,20
210	DEAD	LinStatic	-0,65
211	DEAD	LinStatic	22,58
212	DEAD	LinStatic	22,58
213	DEAD	LinStatic	22,58
214	DEAD	LinStatic	22,58
216	DEAD	LinStatic	39,22
217	DEAD	LinStatic	-13,56
218	DEAD	LinStatic	34,81
219	DEAD	LinStatic	86,81
220	DEAD	LinStatic	84,90
221	DEAD	LinStatic	81,33
222	DEAD	LinStatic	65,63
223	DEAD	LinStatic	68,72
224	DEAD	LinStatic	61,75
225	DEAD	LinStatic	54,63
226	DEAD	LinStatic	44,67
227	DEAD	LinStatic	40,75
228	DEAD	LinStatic	33,24
229	DEAD	LinStatic	26,20
230	DEAD	LinStatic	17,65
231	DEAD	LinStatic	6,96
232	DEAD	LinStatic	4,16
233	DEAD	LinStatic	2,03
234	DEAD	LinStatic	0,32
235	DEAD	LinStatic	11,51
236	DEAD	LinStatic	10,84
237	DEAD	LinStatic	11,95
238	DEAD	LinStatic	12,03
239	DEAD	LinStatic	10,32
240	DEAD	LinStatic	10,15
241	DEAD	LinStatic	11,37
242	DEAD	LinStatic	8,92
243	DEAD	LinStatic	8,92
244	DEAD	LinStatic	8,92
245	DEAD	LinStatic	8,92
246	DEAD	LinStatic	8,92
247	DEAD	LinStatic	8,92
248	DEAD	LinStatic	8,92
249	DEAD	LinStatic	8,92
250	DEAD	LinStatic	8,92
251	DEAD	LinStatic	8,92
252	DEAD	LinStatic	8,92
253	DEAD	LinStatic	8,92
254	DEAD	LinStatic	8,92
255	DEAD	LinStatic	8,92
256	DEAD	LinStatic	8,92
259	DEAD	LinStatic	-7,21
260	DEAD	LinStatic	-158,59

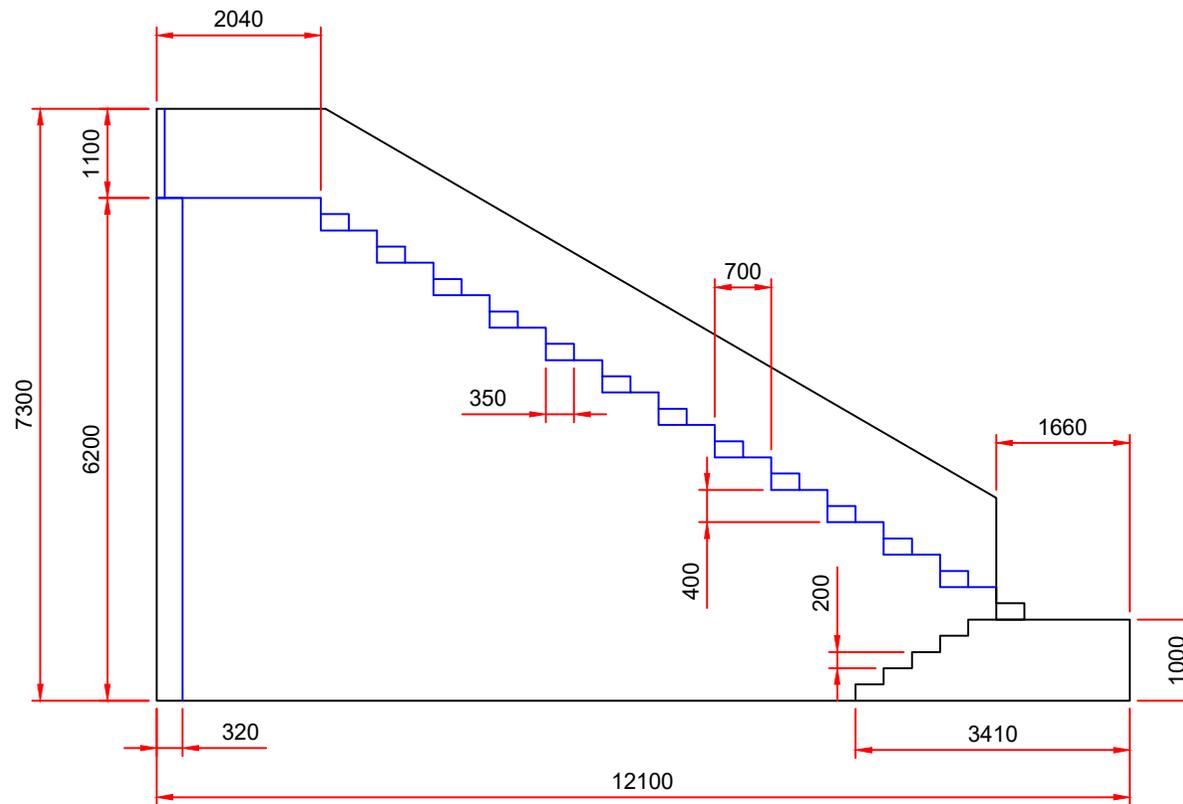
261	DEAD	LinStatic	-167,19
262	DEAD	LinStatic	161,24
263	DEAD	LinStatic	159,63
264	DEAD	LinStatic	157,46
265	DEAD	LinStatic	152,85
266	DEAD	LinStatic	146,94
267	DEAD	LinStatic	138,61
268	DEAD	LinStatic	134,92
269	DEAD	LinStatic	-127,31
270	DEAD	LinStatic	-121,73
271	DEAD	LinStatic	-116,69
272	DEAD	LinStatic	-112,54
273	DEAD	LinStatic	-108,65
274	DEAD	LinStatic	-103,38
275	DEAD	LinStatic	-77,34
276	DEAD	LinStatic	-90,76
277	DEAD	LinStatic	-96,32
278	DEAD	LinStatic	-114,32
279	DEAD	LinStatic	54,62
280	DEAD	LinStatic	48,37
281	DEAD	LinStatic	35,16
282	DEAD	LinStatic	22,14
283	DEAD	LinStatic	9,46
284	DEAD	LinStatic	44,62
285	DEAD	LinStatic	49,52
286	DEAD	LinStatic	52,30
287	DEAD	LinStatic	59,62
288	DEAD	LinStatic	63,81
289	DEAD	LinStatic	68,67
290	DEAD	LinStatic	73,05
291	DEAD	LinStatic	79,17
292	DEAD	LinStatic	85,44
293	DEAD	LinStatic	88,27
294	DEAD	LinStatic	92,01
295	DEAD	LinStatic	98,63
296	DEAD	LinStatic	103,81
297	DEAD	LinStatic	107,85
298	DEAD	LinStatic	105,32

TABLE: Program Control

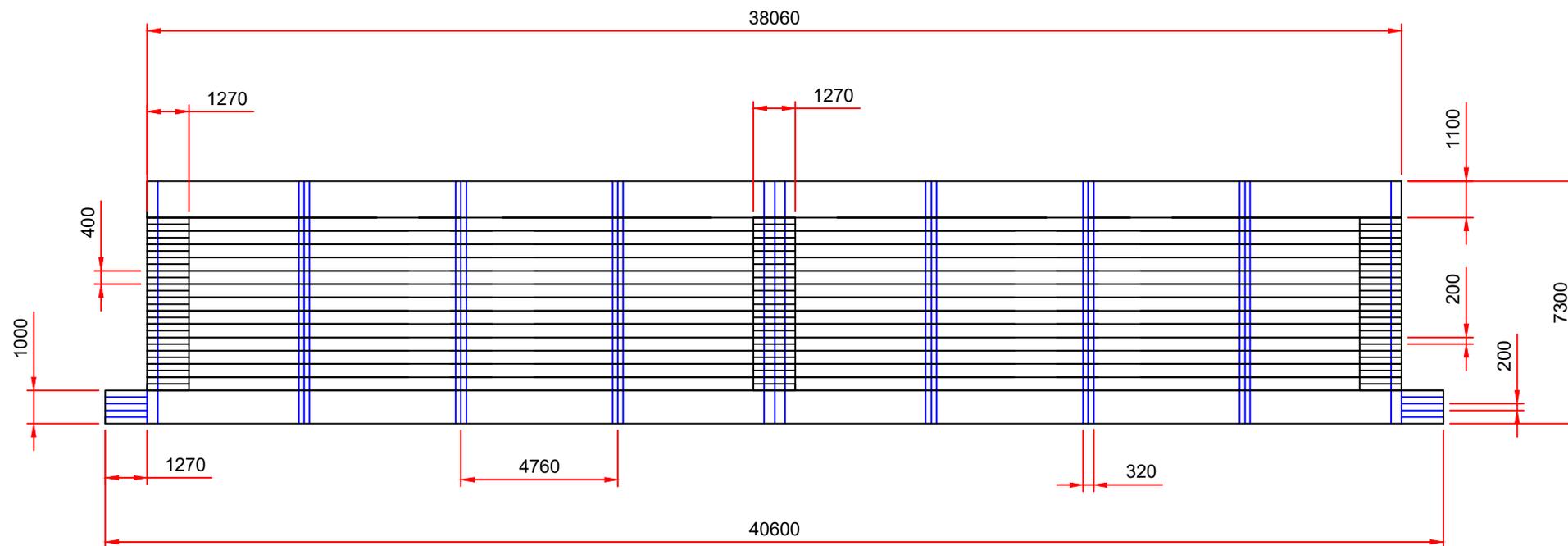
ProgramName	Version	ProgLevel	CurrUnits	SteelCode	ConcCode	AlumCode
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
SAP2000	8.2.5	Nonlinear	Kip, in, F	AISC-ASD89	ACI 318-99	AA-ASD 2000



PLANOS



FIMCP - ESPOL		Escala: 1 : 100	Plano No.: 1
Dibujado por: Víctor Chong-Qui Amén	Revisado por: Ing. Alfredo Torres	Fecha: 14 de Junio del 2004	
Título: Vista Lateral de Graderíos de la Cancha de Fútbol de la Espol			Unidad de Medida: mm



FIMCP - ESPOL

Escala:
1 : 200

Plano No.:
2

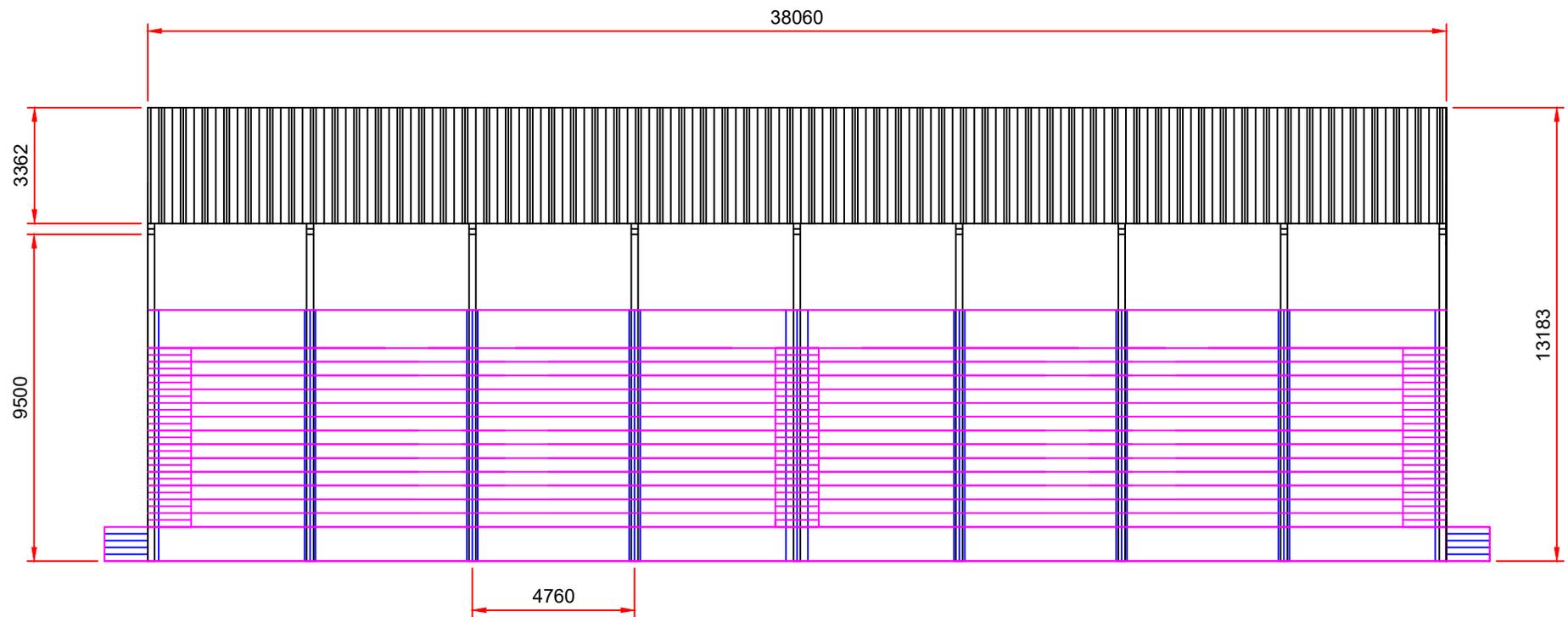
Dibujado por:
Víctor Chong-Qui Amén

Revisado por:
Ing. Alfredo Torres

Fecha:
14 de Junio del 2004

Título: **Vista Frontal de Graderíos de la
Cancha de Fútbol de la Espol**

Unidad de
Medida: mm



FIMCP - ESPOL		Escala: 1 : 200	Plano No.: 4
Dibujado por: Víctor Chong-Qui Amén	Revisado por: Ing. Alfredo Torres	Fecha: 14 de Junio del 2004	
Título:	Vista Frontal de la Estructura Reticular de Acero		Unidad de Medida: mm