

**ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**DISEÑO DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA  
AUTOSOPORTADA PARA UNA LÍNEA DE 69KV**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO  
MECÁNICO**

**MARCELO LEONARDO SEMBLANTES VÉLEZ**

**chelo3884@hotmail.com**

**DIRECTOR: Ing. RICARDO SOTO**

**ricardo.soto@epn.edu.ec**

**Quito, Noviembre 2010**

## DECLARACIÓN

Yo, Marcelo Leonardo Semblantes Vélez, declaro bajo juramento que el presente trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado todas las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mi derecho de propiedad intelectual correspondiente a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad vigente.

---

Marcelo Leonardo Semblantes Vélez

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Marcelo Leonardo Semblantes Vélez, bajo mi supervisión.

---

Ing. Ricardo Soto.

**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi madre, por todo el apoyo y amor que me han brindado a lo largo de toda mi vida y en especial por estar a mi lado durante toda la carrera.

A Elizabeth Paguay que tuvo la paciencia para sacarme de dudas un sin número de veces y ha sido un apoyo tanto como maestra como compañera de trabajo.

Al Ingeniero Ricardo Soto que supo comprender mi situación laboral y me brindo todo el apoyo teórico y siempre me ayudó con el material bibliográfico que necesitaba.

Al Ingeniero Esteban Proaño que me brindo todas las facilidades para finalizar con éxito este proyecto.

A mi tío Dario por darse el tiempo para revisar y apoyar con ideas este proyecto.

Y lo más importante agradezco a mi padre que me enseñó el gusto por la mecánica y siempre aporta con ideas y criterios que han cambiado mi manera de percibir el mundo.

## **DEDICATORIA**

A mis padres que siempre estuvieron guiándome con sus consejos cariñosos y experiencia durante toda mi vida y tuvieron la paciencia y el amor para educarme y convertirme en un hombre de bien, sin su apoyo incondicional no podría haberlo logrado.

## INDICE

### CAPÍTULO 1

<b>1 GENERALIDADES</b>	<b>1</b>
<b>1.1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>1.2 ESTRUCTURAS ESPACIALES ARTICULADAS</b>	<b>2</b>
<b>1.3 TIPOS DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.</b>	<b>3</b>
1.3.1 TIPOS DE TORRES POR SU FUNCIÓN	3
1.3.2 TIPOS DE TORRES POR SU GEOMETRÍA	6
1.3.3 PARTES DE UNA TORRE	13

### CAPÍTULO 2

<b>2 ANTECEDENTES</b>	<b>14</b>
<b>2.1 DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA</b>	<b>14</b>
2.1.1 HIPÓTESIS DE CARGA	14
2.1.2 CARGAS NORMALES	14
2.1.3 CARGAS EXCEPCIONALES	14
2.1.4 CARGA DE VIENTO	15
2.1.5 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO POR VIENTO	15
2.1.6 CARGA DE VIENTO	24
2.1.7 CARGA DE SISMO	25
2.1.8 CARGAS POR PESO PROPIO	27
<b>2.2 TIPOS DE PERFILES UTILIZADOS</b>	<b>28</b>
<b>2.3 MATERIALES UTILIZADOS EN PERFILES Y PLACAS</b>	<b>29</b>
<b>2.4 JUNTAS APERNADAS</b>	<b>30</b>
2.4.1 MÉTODOS DE APRIETE	31

<b>2.5 GALVANIZADO</b>	<b>32</b>
2.5.1 PROCESO DE GALVANIZADO	32
<b>2.6 TIPOS DE CIMENTACIONES</b>	<b>35</b>
2.6.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	35
2.6.2 CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS	37
2.6.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS	38
 <b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>3 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO SEGÚN AISC 360-05</b>	<b>39</b>
<b>3.1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>39</b>
<b>3.2 DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCIÓN</b>	<b>39</b>
3.2.1 RESISTENCIA EN TRACCIÓN	40
3.2.2 DETERMINACIÓN DE ÁREAS	41
<b>3.3 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN</b>	<b>42</b>
3.3.1 DISPOSICIONES GENERALES	42
3.3.2 LÍMITES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA	42
3.3.3 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	43
3.3.4 ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN	44
3.3.5 MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS	45
3.3.6 ELEMENTOS ESBELTOS NO ATIESADOS, $Q_s$	46
<b>3.4 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN</b>	<b>47</b>
3.4.1 DISPOSICIONES GENERALES	47
3.4.2 FLEXIÓN EN ÁNGULOS SIMPLES	49
<b>3.5 DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN</b>	<b>52</b>
3.5.1 ÁNGULOS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN	52
3.5.2 ÁNGULOS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y TRACCIÓN	53

### 3.5.3 MIEMBROS ASIMETRICOS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL 53

<b>3.6 DISEÑO DE JUNTAS APERNADAS</b>	<b>54</b>
3.6.1 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	54
3.6.2 ELEMENTOS CONECTADOS	60

## CAPÍTULO 4

<b>4 CÁLCULOS Y DIMENSIONAMIENTO</b>	<b>63</b>
<b>4.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS</b>	<b>63</b>
<b>4.2 HIPÓTESIS DE CARGA</b>	<b>63</b>
4.2.1 CASO 1A	64
4.2.2 CASO 2	65
4.2.3 CASO 3A	66
4.2.4 CASO 3B	67
4.2.5 CASO 4	68
<b>4.3 CARGA DE VIENTO</b>	<b>69</b>
4.3.1 DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA	69
4.3.2 CÁLCULO DE LA PRESIÓN DINÁMICA DE BASE (QZ)	69
4.3.3 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO	72
<b>4.4 CARGA DE SISMO</b>	<b>72</b>
4.4.1 Determinación de la geometría	74
<b>4.5 CÁLCULO DE MIEMBROS A TRACCIÓN</b>	<b>76</b>
4.5.1 CÁLCULO MANUAL	76
4.5.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO	79
<b>4.6 CÁLCULO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN</b>	<b>79</b>
4.6.1 CÁLCULO MANUAL	80
4.6.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO	83



<b>4.7 CÁLCULO DE MIEMBROS A FLEXIÓN</b>	<b>84</b>
4.7.1 CÁLCULO MANUAL	84
4.7.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO	88
<b>4.8 CÁLCULO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN</b>	<b>89</b>
4.8.1 CÁLCULO MANUAL	89
4.8.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO	92
<b>4.9 CÁLCULO DE LAS JUNTAS</b>	<b>93</b>
4.9.1 DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN GEOMÉTRICA DE LA JUNTA MAS CRÍTICA	93
4.9.2 RESISTENCIA DE TRACCIÓN Y CORTE EN PERNOS	94
4.9.3 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN LAS PERFORACIONES	94
4.9.4 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN TRACCION	95
4.9.5 RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE CORTE	96
4.9.6 RESISTENCIA A BLOQUE DE CORTE	96
4.9.7 RESISTENCIA TOTAL DE LA JUNTA	96
4.9.8 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO	97
<b>4.10 SIMULACIÓN EN SAP 2000 V14</b>	<b>98</b>
4.10.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	98
4.10.2 MARCO TEÓRICO PARA EL ESTUDIO	99
4.10.3 ANALISIS DE CARGAS	99
4.10.4 MATERIALES	102
4.10.5 PROCESO DE CÁLCULO	104
4.10.6 DIMENSIONAMIENTO	105
<b>4.11 INTERPRETACIÓN DE DATOS.</b>	<b>106</b>
4.11.1 TABLAS Y COMENTARIOS	106

**CAPÍTULO 5**

<b>5</b>	<b>PROCEDIMIENTOS DE FABRICACIÓN, MONTAJE Y ANÁLISIS DE COSTOS</b>	<b>110</b>
<b>5.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>110</b>
<b>5.2</b>	<b>DETALLES DE FABRICACIÓN</b>	<b>110</b>
<b>5.3</b>	<b>ESPECIFICACIONES PARA EL MONTAJE</b>	<b>110</b>
<b>5.4</b>	<b>ELABORACIÓN DE ESQUEMAS</b>	<b>111</b>
<b>5.5</b>	<b>ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE</b>	<b>111</b>
5.5.1	PLANOS DE TALLER	111
5.5.2	PLANOS DE MONTAJE	112
<b>5.6</b>	<b>ELABORACIÓN DEL LISTADO DE MATERIALES</b>	<b>112</b>
<b>5.7</b>	<b>ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.</b>	<b>116</b>
5.7.1	COSTOS INDIRECTOS	116
5.7.2	INVERSIÓN EN ESTRUCTURAS METÁLICAS	117
5.7.3	CARACTERÍSTICAS DE LOS COSTOS	118
5.7.4	IMPORTANCIA DEL COSTO INDIRECTO	118
5.7.5	COSTOS INDIRECTOS DE OPERACIÓN	119
5.7.6	COSTO DE LA OFICINA CENTRAL	120

**CAPÍTULO 6**

<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>124</b>
<b>6.1</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>124</b>
<b>6.2</b>	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>125</b>
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>126</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Tetraedro de barras rígidas.....	2
Figura 1.2 Torre de suspensión.....	4
Figura 1.3 Torre de retención.....	5
Figura 1.4 Torre de remate especial .....	6
Figura 1.5 Geometrías tipo para torres de alta tensión.....	7
Figura 1.6 Torre de suspensión circuito simple de 38.1 m.....	8
Figura 1.7 Torre de suspensión circuito doble de 33.1m.....	9
Figura 1.8 Torre de retención circuito doble de 33.1m .....	9
Figura 1.9 Torre terminal circuito simple de 30.5 m .....	10
Figura 1.10 Torre de suspensión circuito simple de 33.5 m .....	10
Figura 1.11 Torre de retención circuito doble de 48 m .....	11
Figura 1.12 Torre de suspensión circuito doble de 52,4 m .....	11
Figura 1.13 Torre de suspensión circuito simple de 53.6 m .....	12
Figura 1.14 Torre de suspensión circuito simple 60.5 m .....	12
Figura 1.15 Partes de una torre .....	13
Figura 2.1 Partes y marcas de pernos A325 y A490 .....	31
Figura 2.2 Proceso de galvanizado .....	33
Figura 3.1 Paso y gramil en ángulos .....	57
Figura 4.1 Caso 1A carga vertical y transversal .....	64
Figura 4.2 Caso 2 sobrecarga vertical.....	65
Figura 4.3 Caso 3A rotura del cable de guarda.....	66
Figura 4.4 Caso 3B rotura del conductor.....	67
Figura 4.5 Caso 4 desbalanceamiento longitudinal .....	68
Figura 4.6 Geometría de la torre A-60.....	75
Figura 4.7 Dimensionamiento de la junta más crítica.....	93
Figura 4.8 Geometría de la torre en SAP 2000 .....	98
Figura 4.9 Factores para el diseño en SAP2000.....	99
Figura 4.10 Peso de la estructura determinado en SAP 2000 .....	100
Figura 4.11 Carga de viento aplicada en SAP 2000.....	101
Figura 4.12 Cargas asignadas en SAP2000 .....	102

Figura 4.13 Material asignado a los perfiles en SAP2000.....	103
Figura 4.14 Propiedades del acero A572 Gr50 según SAP 2000 .....	104

## INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Categoría del terreno según su rugosidad .....	20
Tabla 2.2 Factor de importancia I para cargas de viento .....	21
Tabla 2.3 Factor de direccionalidad del viento, Kd.....	22
Tabla 2.4 Determinación del factor Fc.....	23
Tabla 3.1 Relación ancho-espesor límite para elementos en compresión .....	43
Tabla 3.2 Selección para la aplicación de las secciones sometidas a flexión .....	47
Tabla 3.3 Pretensión mínima de pernos.....	54
Tabla 3.4 Dimensiones de agujero nominal .....	55
Tabla 3.5 Distancia mínima al borde .....	56
Tabla 3.6 Tensión nominal de los pernos.....	58
Tabla 4.1 Determinación del qz.....	72
Tabla 4.2 Diseño de resistencia a la tracción .....	79
Tabla 4.3 Diseño de resistencia a la compresión .....	83
Tabla 4.4 Diseño de resistencia a la flexión .....	88
Tabla 4.5 Diseño de resistencia a la flexo-compresión .....	92
Tabla 4.6 Diseño de juntas apernadas.....	97
Tabla 4.7 Combinaciones de carga.....	107
Tabla 4.8 Propiedades de los Perfiles usados en el diseño .....	107
Tabla 4.9 Reacciones en la base .....	108
Tabla 4.10 Desplazamiento de la cúpula .....	108
Tabla 4.11 Reacciones en las patas de la torre .....	109
Tabla 5-1 Listado de materiales .....	113
Tabla 5-2 Rubro acero estructural.....	121
Tabla 5-3 Rubro Galvanizado.....	122
Tabla 5-4 Costo total del proyecto.....	123

## NOMENCLATURA

I	Factor de importancia para cargas de viento.
$F_c$	Factor de tamaño.
$K_{zt}$	Factor de topografía.
$H_c$	Altura de la colina.
$L_n$	Anchura de barlovento de la colina a media altura.
$K_d$	Factor de direccionalidad del viento.
T	Periodo de vibración de la estructura.
$h_n$	Altura máxima de la estructura medida desde la base.
$C_t$	0,09 para pórticos de acero.
$V_b$	Cortante Basal Total de Diseño.
Z	Factor de zona.
W	Peso de la estructura.
$F_t$	Fuerza concentrada a aplicarse en la parte más alta de la estructura.
N	Número de niveles de la estructura.
$F_x$ :	Fuerza en el nivel x de la estructura.
$W_i$ :	Es el peso asignado a cada nivel de la estructura.
PE	Carga vertical debida a la masa de la torre.
PA	Carga vertical debida a la masa de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios.
PC	Carga vertical debida a la masa de los cables conductores y de guarda.
$\Phi_t$	Factor de resistencia en tracción.
$\Phi_c$	Factor de resistencia en compresión.

$\Phi_b$	Factor de resistencia en flexión.
$P_n$	Resistencia nominal del elemento.
$a$	Distancia más corta desde el borde de la perforación de perno hasta el borde del miembro.
$d$	Diámetro del pasador.
$t$	Espesor de la placa.
$F_y$	Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.
$F_\alpha$	Factor de exposición para cargas de viento.
$A_g$	Área bruta del miembro.
$A_n$	Área neta de un miembro.
$S$	Espaciamiento longitudinal, medido entre centros (paso).
$G$	Espaciamiento transversal, medido entre centros (gramil).
$L$	Longitud no arriostrada lateralmente del miembro.
$r$	Radio de giro.
$K$	Factor de longitud efectiva.
$F_e$	Tensión crítica de pandeo elástico según la ecuación de Euler.
$Q_s$	Factor de reducción.
$b$	Ancho completo del ala del ángulo.
$C_b$	Factor de modificación por pandeo lateral-torsional.
$M_{max}$	Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.
$M_A$	Valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado.
$M_B$	Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.
$M_C$	Valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado.

$R_m$	Parámetro de monosimetría de la sección transversal.
$I_y$	Momento de inercia en torno al eje principal y.
$M_n$	La resistencia de flexión nominal.
$M_y$	Momento de primera fluencia en torno al eje de flexión.
$M_e$	Momento de pandeo elástico torsional.
$Sc$	Modulo de sección elástico referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión.
$P_r$	Resistencia de compresión axial requerida.
$P_c$	Resistencia de compresión axial disponible.
$M_r$	Resistencia de flexión requerida.
$M_c$	Resistencia de flexión disponible.
$f_a$	Tensión axial requerida.
$F_a$	Tensión axial de diseño.
$f_{bw}$	Tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección.
$f_{bz}$	Tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección.
$F_{bw}$	Tensión de flexión de diseño en el eje w.
$F_{bz}$	Tensión de flexión de diseño en el eje z.
$R_n$	Resistencia de diseño de tracción y de corte.
$F_n$	Tensión nominal.
$F_{nt}$	Tensión de tracción nominal.
$F_{nv}$	Tensión de corte nominal.
$F'_{nt}$	Tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte.



$F_v$	Tensión requerida de corte.
$F_u$	Resistencia ultima mínima del material conectado, $\text{kgf/cm}^2$ (MPa)
$L_c$	Distancia libre, en la dirección de la carga, cm (mm)
$A_e$	Área neta efectiva
$A_{nv}$	Área neta solicitada a corte
$A_{gv}$	Área bruta solicitada a corte
$A_{nt}$	Área neta solicitada a tracción
$A_{nv}$	Área neta solicitada a corte

# CAPÍTULO 1

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

La energía eléctrica está directamente relacionada con la calidad de vida de los pueblos y es fundamental en el desarrollo de la industria y comercio de los países y es el catalizador que aceleró el crecimiento económico de la sociedad moderna; la crisis energética actual ha forzado la creación de nuevos proyectos de generación eléctrica.

En la actualidad la sociedad requiere los servicios básicos para cubrir sus necesidades primarias, una de ellas es el consumo de energía eléctrica, la generación la misma mediante la construcción de hidroeléctricas presenta una clara ventaja ecológica con respecto a las térmicas pero al encontrarse alejados los centros de producción de los centros de consumo es necesaria la creación de estructuras de gran magnitud como lo son las estaciones eléctricas, subestaciones eléctricas, postes y torres para la transmisión de la energía desde las plantas de generación hasta los centros urbanos o de consumo.

En el presente proyecto, se realizó un análisis minucioso de las cargas y factores a los que están sometidas las estructuras, dependiendo del lugar de emplazamiento, como son:

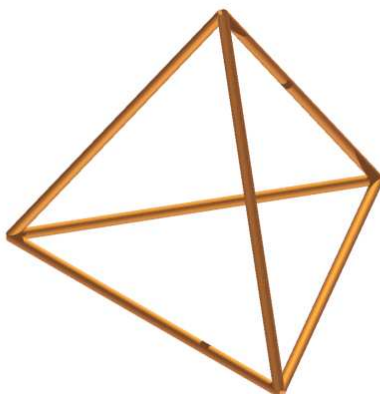
- Cargas debidas por el peso propio de conductores y herrajes
- Cargas debido al viento
- Cargas debidas a maniobras en el montaje
- Cargas excepcionales (ruptura de conductores)

Todo esto se hace con el fin de tomar en cuenta todos los aspectos para obtener un diseño lo más liviano posible asegurándonos de proveer una larga vida útil a la estructura.

Se debe tener especial cuidado en la determinación de cargas producidas en el momento de montaje debido a que si se produce una falla en ese momento se pone en riesgo la vida de seres humanos.

## 1.2 ESTRUCTURAS ESPACIALES ARTICULADAS<sup>1</sup>

La base del diseño de estructural en celosía planas es la formación de triángulos con los perfiles para impedir los desplazamientos de los nodos, siendo así el triángulo la base de cualquier celosía por otra parte para la creación de estructuras espaciales se usa el tetraedro como unidad mínima indeformable, se llama estructura espacial articulada al sistema espacial invariante compuesto por barras rectas unidas con rotulas en los extremos.



**Figura 1.1 Tetraedro de barras rígidas**

Aunque es muy difícil encontrar estructuras espaciales basadas únicamente en el tetraedro debido a la dificultad que presenta el diseño de las juntas en este tipo de estructuras encareciendo el producto final, por esta razón en la práctica muchas estructuras de celosía espaciales no son nada más que celosías planas, simples o compuestas, dispuestas en formas espaciales, tal es el caso de las torres de transmisión eléctrica o telecomunicaciones, y pórticos usados en subestaciones de distribución eléctrica, donde es necesaria la utilización de elementos rigidizadores ubicados entre cara y cara de la torre, este tipo de elementos se los conoce como

---

<sup>1</sup> V.A. KISELIOV; Mecánica de Construcción Tomo 1; 3ra Edición; Ed. Mir Moscú; pg.338-340

antitorsos ya que refuerzan las estructuras planas de las caras para que trabajen en conjunto como una estructura espacial.

Para garantizar el buen funcionamiento del conjunto es necesario que estas celosías estén interconectadas entre sí, evitando así deformaciones excesivas del conjunto estructural.

### **1.3 TIPOS DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.**

Las torres son sistemas estructurales formados por perfiles “L”, placas de unión, y pernos, pero para un análisis idealizado se las considera como un conjunto de barras unidas mediante nodos; para los cálculos se consideró que el material de las barras es elástico homogéneo e isótropo.

Las torres son construidas para soportar los cables conductores y el cable guarda, que sirve para proteger los conductores contra rayos y en la actualidad también se usa para la transmisión de datos por medio de fibra óptica.

#### **1.3.1 TIPOS DE TORRES POR SU FUNCIÓN<sup>2</sup>**

Entre los tipos de torres de transmisión según la posición que ocupan en la línea, se puede enunciar:

- Torres de Suspensión
- Torres de Retención
- Torres de Remate

---

<sup>2</sup> F.RODRIGUEZ – A. AZCUNAGA; Construcciones Metálicas; 6ta Edición; pg.449-452

### 1.3.1.1 Suspensión

Son las que soportan el peso de los cables, cadenas de aisladores y herrajes, además del viento transversal, siendo las tensiones longitudinales despreciables, son usadas en los tramos rectos de la línea de transmisión, son estructuras muy livianas y por lo general de celosía en x como se muestra en la figura 1-2.



**Figura 1.2 Torre de suspensión**

### 1.3.1.2 Retención

Soportar las mismas cargas que las torres de suspensión, además; este tipo de torre también tiene cargas transversales producidas por el ángulo entre los cables de llegada y los de salida, son usadas en los tramos donde se requiere un cambio de dirección en la línea de transmisión para sortear obstáculos como vías, montañas o poblados; estas torres necesariamente son mas robustas que las torres de suspensión y por lo general tienen una apertura mayor entre las patas, para soportar el momento de vuelco generado por los cables.



**Figura 1.3 Torre de retención**

### **1.3.1.3 Remate o terminal**

Son colocadas al inicio y al final de la línea de transmisión, soportan una carga longitudinal muy grande la misma que genera un momento de vuelco importante en el análisis, este tipo de torres son las más robustas de la línea y se debe tener especial cuidado en sus cimentaciones.



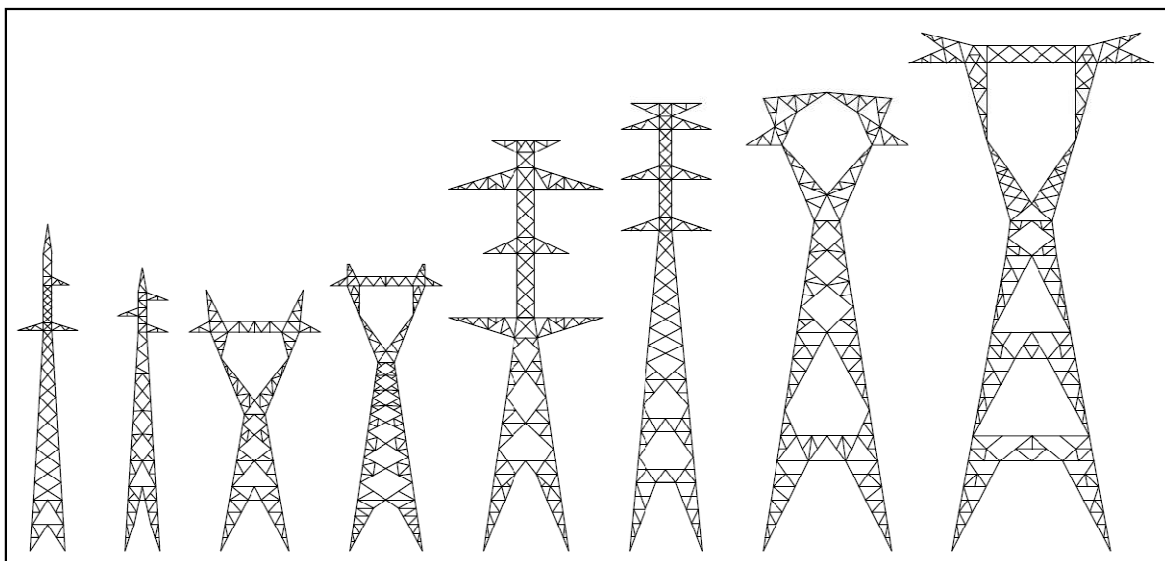
**Figura 1.4 Torre de remate especial**

### **1.3.2 TIPOS DE TORRES POR SU GEOMETRÍA<sup>3</sup>**

La primera etapa de cualquier proyecto estructural empieza definiendo la geometría, y en el caso de las torres no es diferente, esto se lo hace en base a los requerimientos eléctricos (Distancias Eléctricas), flechas, tensiones y arboles de carga, se establecen los materiales a emplear, se determinan los elementos principales, secundarios y redundantes, se propone un prediseño con las secciones tentativas de los elementos estructurales, se idealiza las uniones entre ellos, se definen, los elementos no estructurales, como conductores y herrajes, y sus sistemas de fijación a la estructura.

---

<sup>3</sup> HERNANDEZ A; MORALES F; Diseño de torres de transmisión; tesis; México; pg. 21-28



**Figura 1.5 Geometrías tipo para torres de alta tensión**

La geometría a diseñar se basa en gran medida en la experiencia, la creatividad y teoría que maneja el ingeniero proyectista, sin olvidar los requerimientos del cliente.

El proceso de diseño se debe realizar siempre verificando que se cumpla con las normas vigentes, tanto para los elementos estructurales, como para la aplicación de cargas y combinaciones de carga.

Los documentos que integran las bases del contrato definen parcialmente la geometría de la torre, por lo general se determina la apertura máxima de patas, la altura del punto de amarre, longitudes y distancias entre crucetas, estas dimensiones son susceptibles a ser modificadas previa autorización del cliente.

Para definir la geometría preliminar de la torre no se requiere llevar a cabo cálculos matemáticos complicados, porque las dimensiones de los elementos estructurales y algunos otros requisitos se definen a partir del estudio eléctrico de las torres.

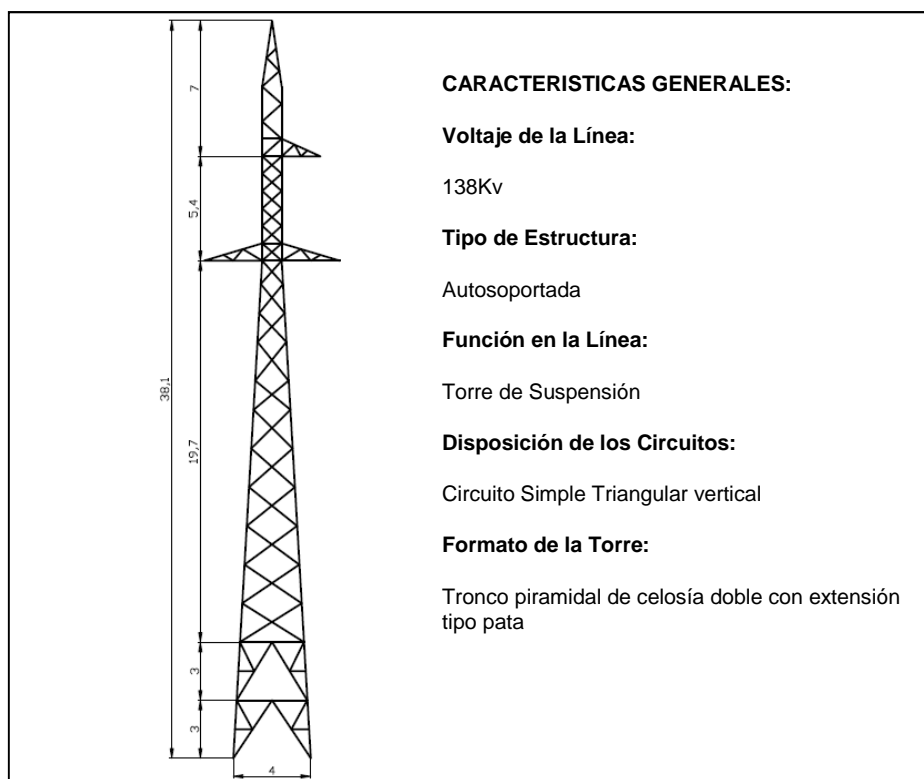
En la medida posible es aconsejable que al definir la geometría de la torre sea conceptualizada de manera tal, que se presenten formas sencillas y simétricas, pensadas en facilitar la producción en serie, tratando en lo posible de evitar despuntes, y cortes innecesarios que solo elevarían el tiempo de producción y costo de la torre.



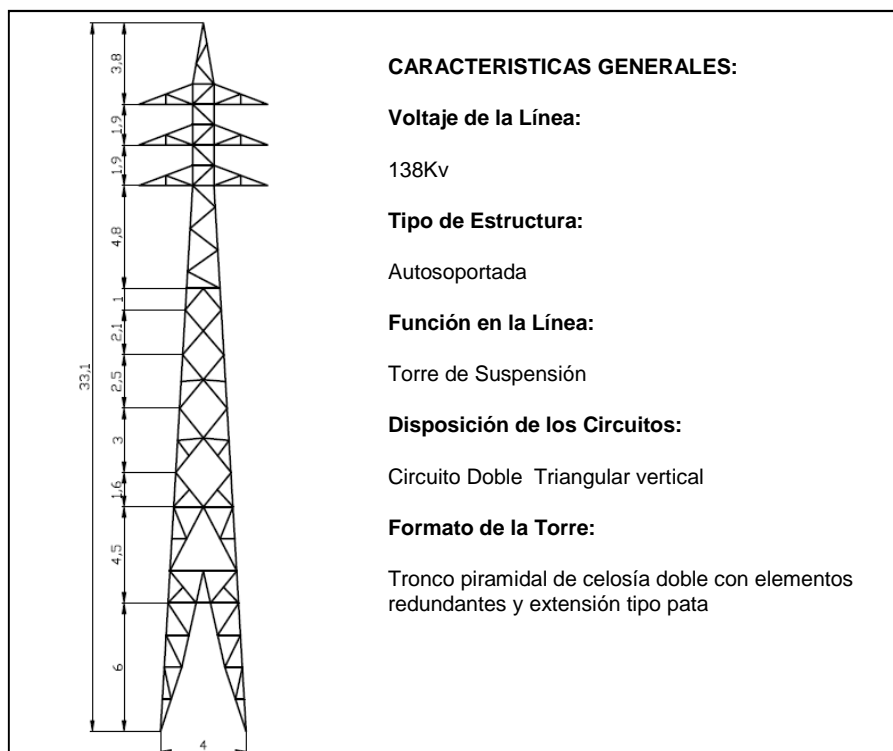
Recomendaciones generales para definir la geometría de torres:

- (a) Sencillez, simetría y regularidad en planta
- (b) Sencillez, simetría y regularidad en elevación
- (c) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez, ductilidad, hiperestaticidad

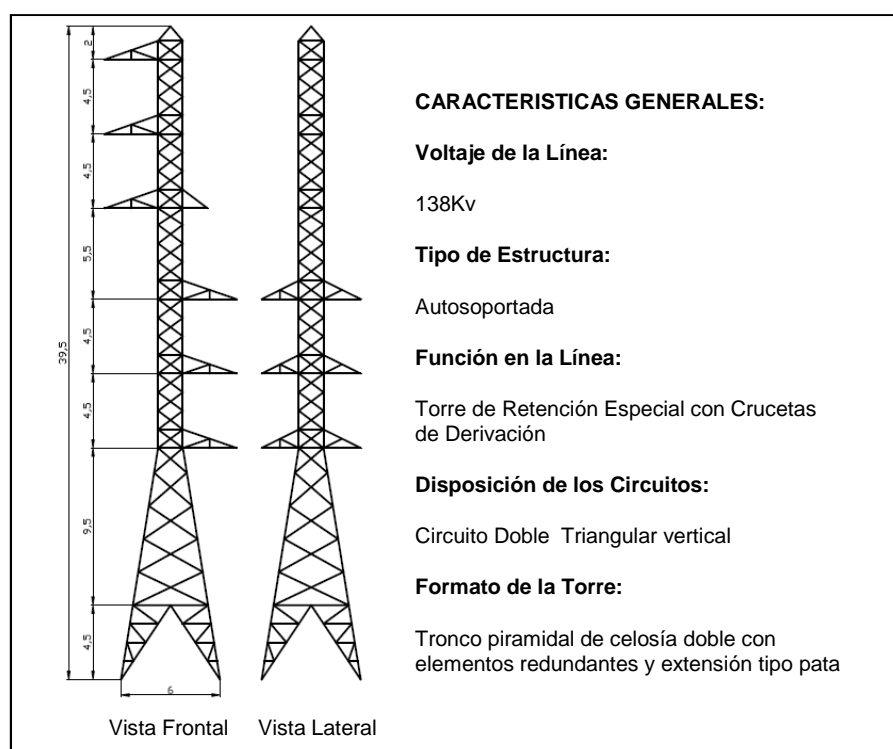
A continuación se presentan algunas geometrías tipo de torres autoportadas que son diseñadas de diferente manera de acuerdo a los requisitos y el criterio de los diferentes diseñadores, con esto se tiene una idea general en lo que se refiere a diseños en estructuras de esta índole.



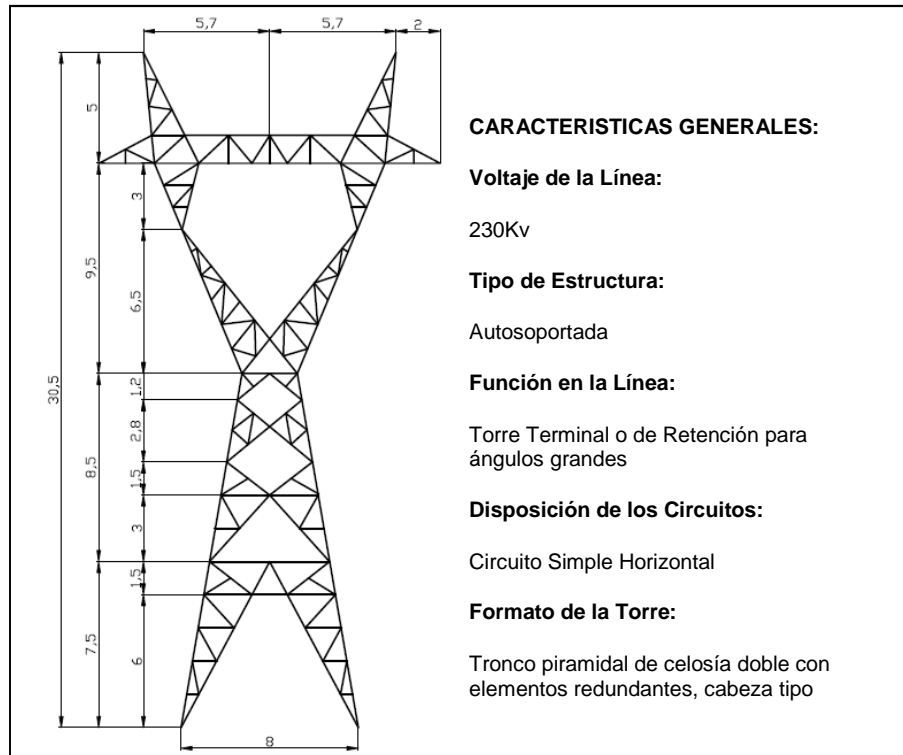
**Figura 1.6 Torre de suspensión circuito simple de 38.1 m**



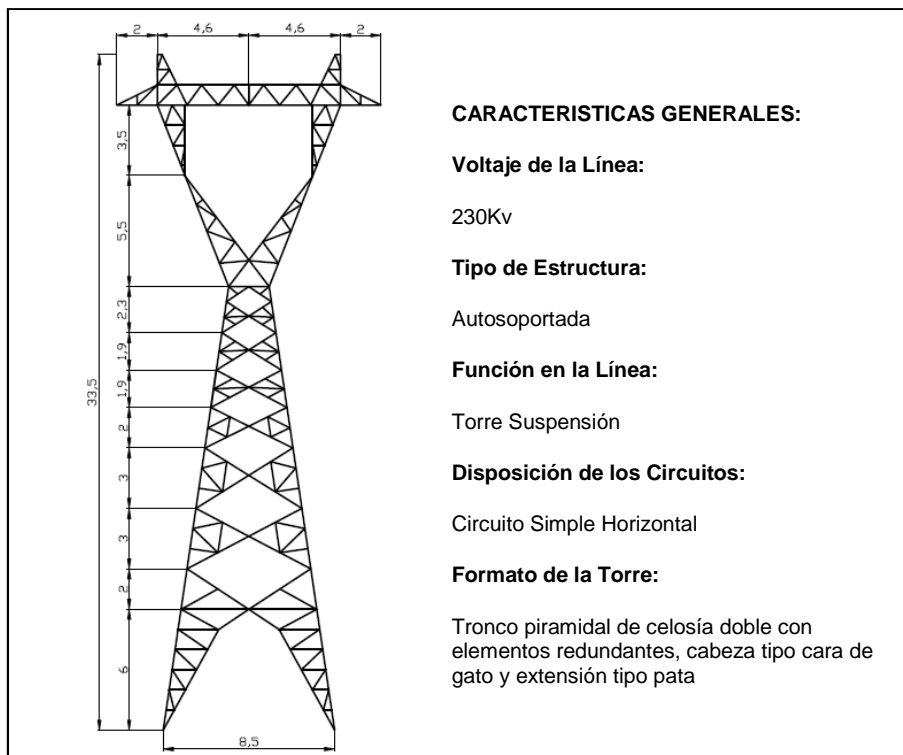
**Figura 1.7 Torre de suspensión circuito doble de 33.1m**



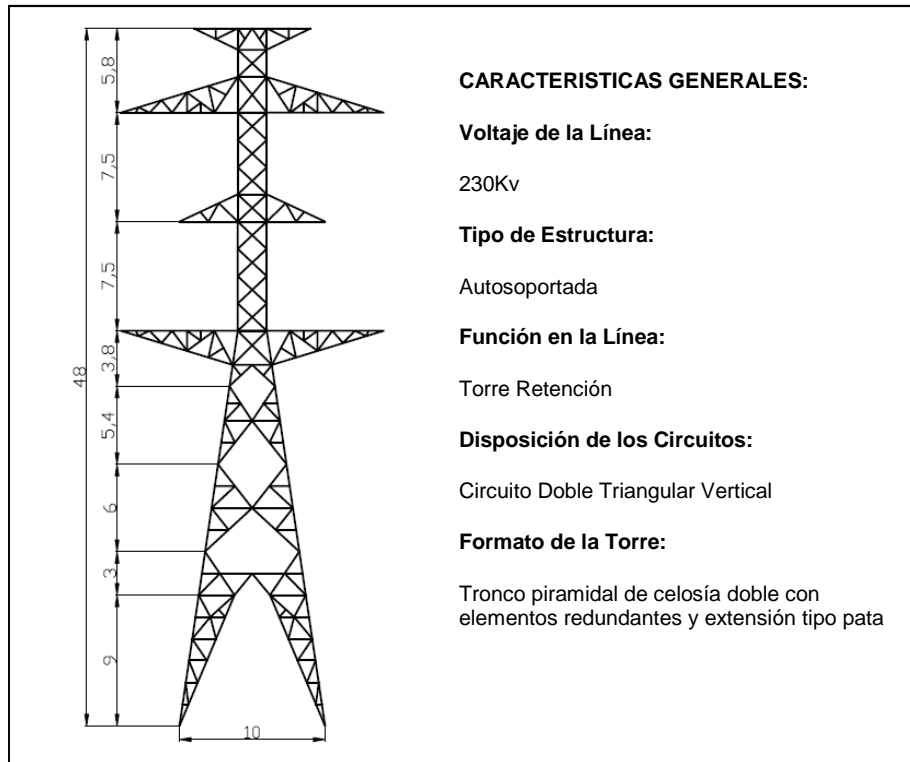
**Figura 1.8 Torre de retención circuito doble de 33.1m**



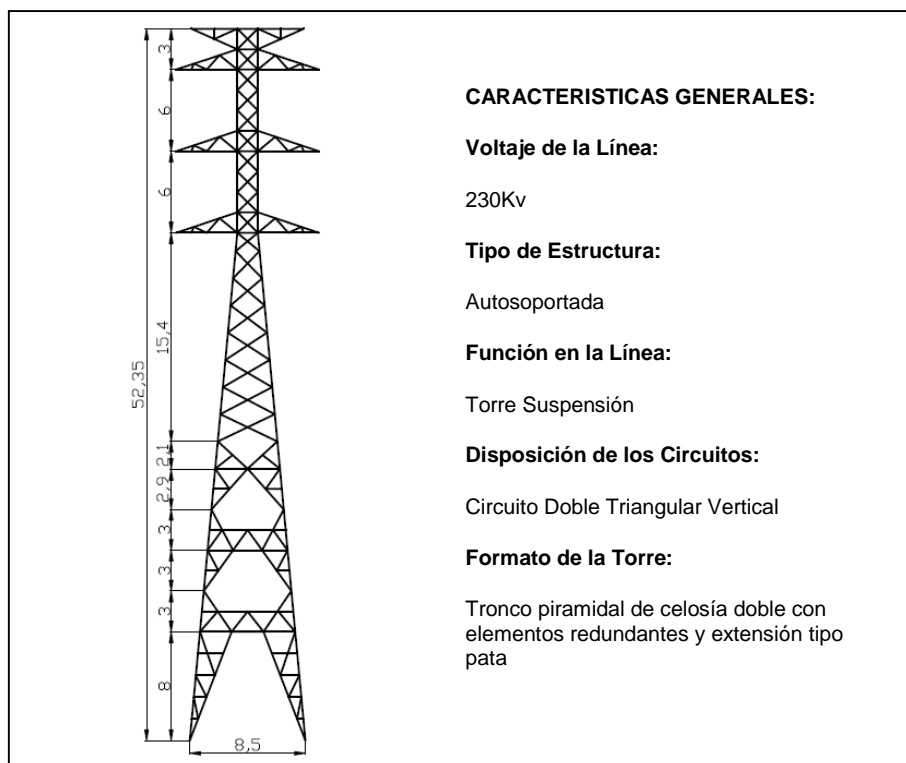
**Figura 1.9 Torre terminal circuito simple de 30.5 m**



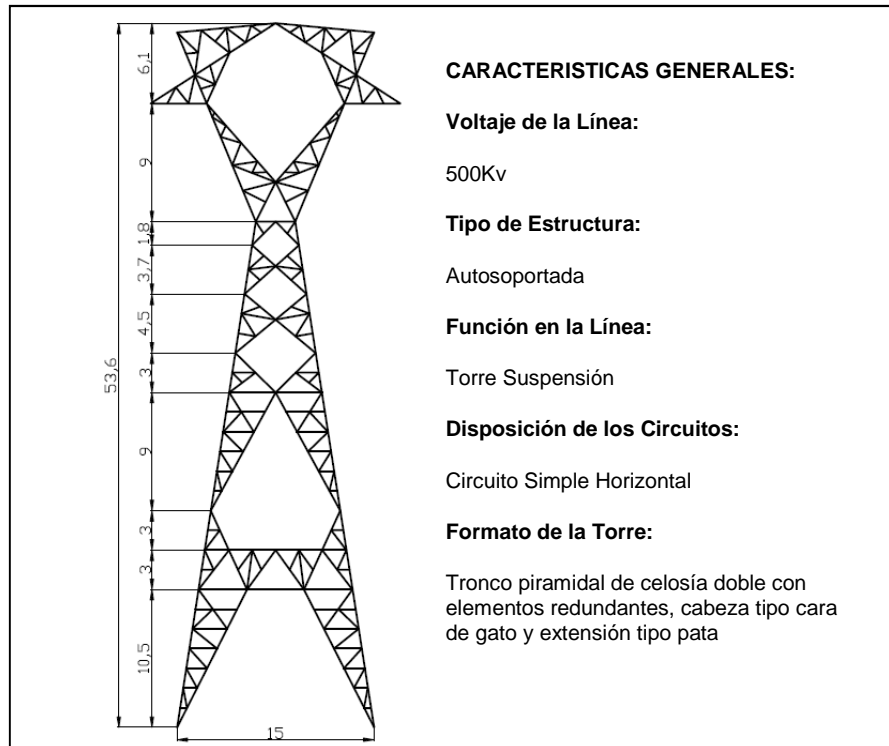
**Figura 1.10 Torre de suspensión circuito simple de 33.5 m**



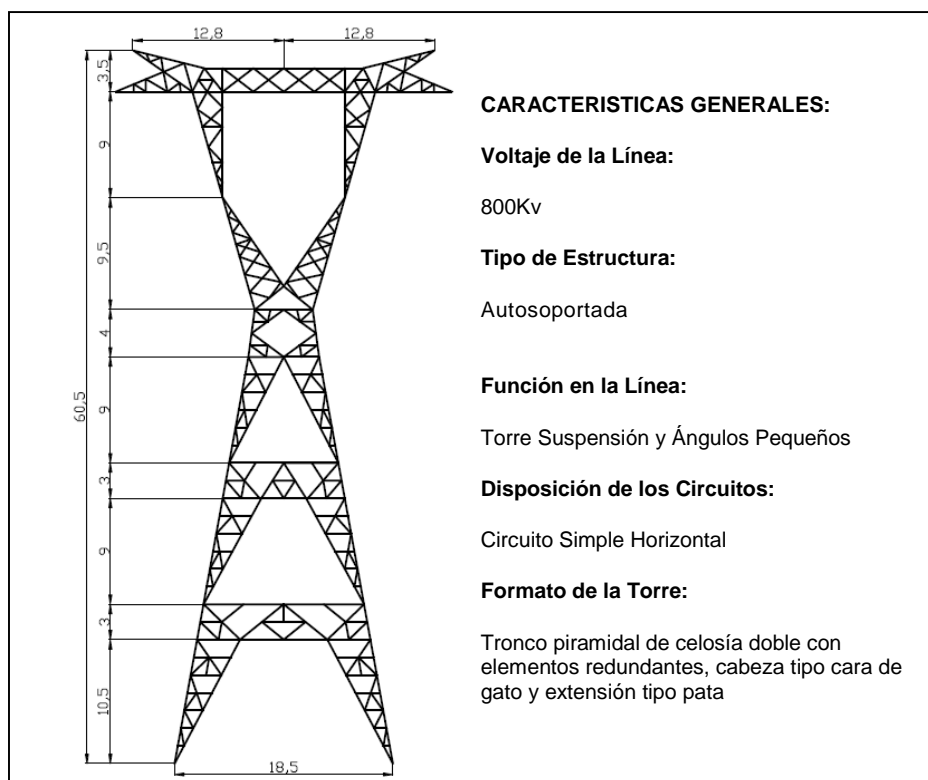
**Figura 1.11 Torre de retención circuito doble de 48 m**



**Figura 1.12 Torre de suspensión circuito doble de 52,4 m**



**Figura 1.13 Torre de suspensión circuito simple de 53.6 m**



**Figura 1.14 Torre de suspensión circuito simple 60.5 m**

### 1.3.3 PARTES DE UNA TORRE

En general las torres se componen de:

- Hilo de guarda
- Aisladores, herrajes y conductores
- Crucetas
- Cabeza
- Cuerpo Piramidal
- Patas
- Extensiones
- Stubs

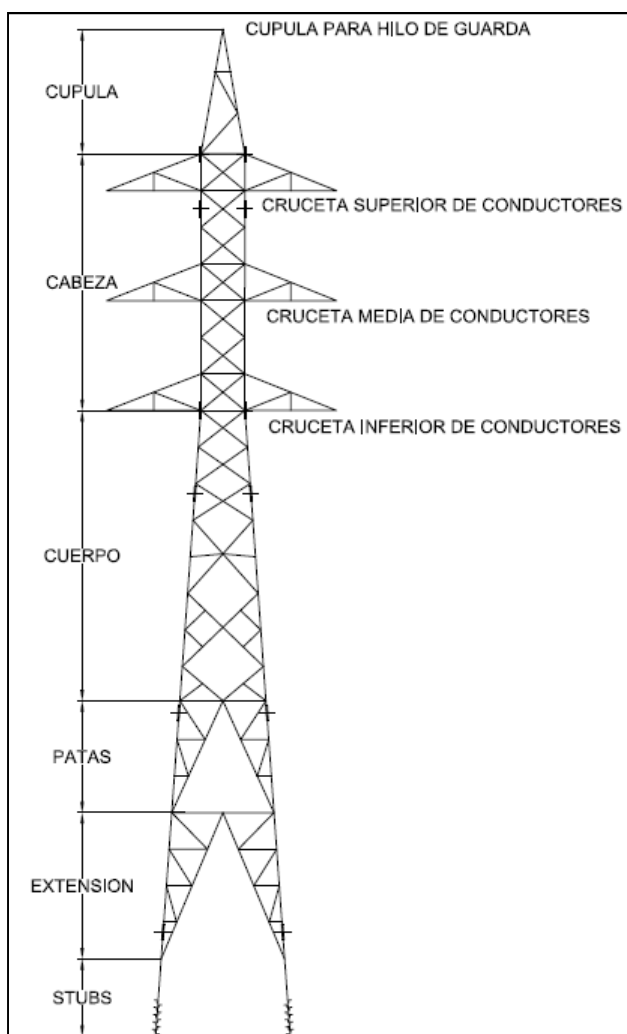


Figura 1.15 Partes de una torre

## CAPÍTULO 2

### 2 ANTECEDENTES

#### 2.1 DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA<sup>4</sup>

##### 2.1.1 HIPÓTESIS DE CARGA

Los casos de carga dependen de varios factores y se definen de acuerdo con el voltaje que transportará la línea, la región geográfica, el clima, actividad sísmica del lugar, velocidad máxima de viento, estos datos se obtienen a partir de la implementación de estaciones meteorológicas, puesto que es fundamental saber las condiciones a las que se verán sometidas tanto las torres como los cables de guarda y conductores que soportan las mismas.

Para la definición de los casos de carga se hace una clasificación previa:

##### 2.1.2 CARGAS NORMALES

Se asumen condiciones de carga normales a las que la torre se va a someter de manera frecuente, por lo general para estos casos se utiliza un factor de seguridad de 1.4, pero este valor puede variar dependiendo de experiencias de la empresa que desea adquirir las torres.

##### 2.1.3 CARGAS EXCEPCIONALES

Son cargas extremas, en las que se asumen fuerzas relativamente elevadas y muy poco probables que sucedan, aquí están incluidas la ruptura de los conductores y del cable de guarda, para estos casos se suele utilizar un factor de seguridad de 1.2 aunque este puede variar por criterios del ingeniero eléctrico a cargo de diseñar la línea.

---

<sup>4</sup> A. Hernández; F. Morales; Diseño de una torre de transmisión eléctrica; Tesis previa a la obtención de título de ingeniero civil; IPN; México.  
<http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/handle/123456789/4845>

#### **2.1.4 CARGA DE VIENTO**

Es toda carga que va a ser producida por la interacción del viento con la estructura, para este tipo de carga se usa un factor de seguridad de 1.5 para considerar los efectos de barlovento y sotavento.

Las tendencias más modernas actualmente prevén hipótesis de carga para torres de alta tensión, estas hipótesis surgen de un estudio eléctrico que no es estudio de la presente tesis.

En dicho estudio se consideran los vientos máximos, un posible desequilibrio longitudinal, y la poco probable rotura de un conductor; además se incluyen parámetros para efectuar un análisis sísmico y verificar la seguridad en el momento de montaje de la torre, a continuación se adjunta los datos con los que se va a trabajar.

A pesar de que la carga de sismo no gobierna el diseño en estructuras reticulares debido a su escaso peso, es necesario verificar la seguridad de la estructura ante un posible evento sísmico.

#### **2.1.5 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO POR VIENTO<sup>5</sup>**

Para realizar un correcto análisis por viento primero se deberá tener en cuenta que las estructuras tienen diferentes respuestas ante el viento dependiendo de su forma y altura, por esta razón deben clasificarse como se explica a continuación.

- (a) Clasificación de la estructura según su importancia (Grupo)
- (b) Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento (Tipo).
- (c) Categoría del terreno según rugosidad
- (d) Dirección de Análisis
- (e) Factor de tamaño
- (f) Factor de topografía

---

<sup>5</sup> ASCE 7-02; Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures; 2002



### **2.1.5.1 Clasificación según su importancia**

#### *2.1.5.1.1 Grupo A*

A este grupo pertenecen estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado como son aquellas cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas, pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o aquellas que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como todas cuyo funcionamiento es fundamental y debe continuar después de desastres naturales como huracanes, tormentas o terremotos.

En este grupo se encuentran las estructuras cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares: como pueden ser las chimeneas, subestaciones eléctricas, y las torres que formen parte de las líneas de transmisión principales, también se incluyen las centrales telefónicas y los inmuebles de telecomunicaciones principales, puentes, estaciones térmicas de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, estadios, templos y museos.

Así mismo se consideran los locales, las cubiertas y los paraguas que protejan equipo especialmente costoso y las áreas de reunión que puedan alojar a más de doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones.

De este grupo quedan excluidos los depósitos y las estructuras enterradas.

#### *2.1.5.1.2 Grupo B*

A este grupo pertenecen estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado cuya falla estructural representa un bajo riesgo de pérdidas de vidas humanas y que ocasionarían daños materiales de magnitud intermedia.

En este grupo se encuentran las plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, (excluyendo los depósitos exteriores de combustibles pertenecientes al grupo A), comercios restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor a 2.5 metros y todas las

construcciones cuya falla por viento pueda poner en riesgo a las de este grupo o al anterior.

También se incluyen salas de reunión, espectáculos, y estructuras de depósitos urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como todas las estructuras que forman parte de plantas generadoras de energía y que en caso de fallar, no paralizarían el funcionamiento de la planta, también se consideran las subestaciones eléctricas, las líneas y torres de transmisión eléctrica de menor importancia que las del grupo A.

#### *2.1.5.1.3 Grupo C*

Son estructuras para las que se recomienda un factor de seguridad bajo. Pertenecen a este grupo aquellas cuya falla estructural no implica graves consecuencias, ni puede causar daños estructurales del Grupo A y B.

Abarca por ejemplo bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados, bardas con altura no mayor que 2.50 metros, recubrimientos tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de fachadas siempre y cuando no representen un peligro que pueda causar daños corporales o materiales importantes en caso de desprendimiento.

Si por el contrario las consecuencias de su desprendimiento son graves, dichos recubrimientos se analizan utilizando las presiones de diseño de la estructura principal.

#### **2.1.5.2 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento**

De acuerdo a su sensibilidad ante los efectos de ráfaga del viento y a su correspondiente respuesta dinámica, las estructuras se clasifican en cuatro tipos

En base a esta clasificación podrá seleccionarse el método para obtener las cargas de diseño por viento sobre las estructuras y la determinación de efectos dinámicos suplementarios si es el caso. Se recomiendan dos procedimientos para definir cargas de diseño uno estático y uno dinámico.

#### 2.1.5.2.1 Tipo 1

Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquellas en el que la relación de aspecto (definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta) es menor o igual a cinco y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a un segundo.

Pertenece a este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos y viaductos. En el caso de puentes constituidos por losas, trabes, armaduras simples o continuas o arcos, la relación de aspecto se calcula como el cociente entre el claro mayor y la menor dimensión perpendicular a éste.

También se incluyen las construcciones cerradas con sistemas de cubierta suficientemente rígidas es decir capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría.

Se excluyen las cubiertas flexibles como las del tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, proporcionada por la aplicación del pre-esfuerzo u otra medida conveniente logre limitarse la respuesta estructural dinámica.

#### 2.1.5.2.2 Tipo 2

Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas en su sección transversal son especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración (entre uno y cinco segundos) y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento.

Dentro de este tipo se encuentran los edificios cuya relación de aspecto,  $\lambda$ , mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un segundo. Se incluyen también por ejemplo las torres de celosía atirantadas y las auto-soportadas para las líneas de transmisión, chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas parapetos, anuncios y en general las construcciones que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen aquellas que implícitamente se mencionan como pertenecientes a los tipos 3 y 4.

#### 2.1.5.2.3 Tipo 3

Estas estructuras, además de reunir todas las características de las del tipo 2, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento provocado por la aparición periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento.

En este tipo se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación, postes de distribución y cables de líneas de transmisión.

#### 2.1.5.2.4 Tipo 4

Estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo) presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan as formas aerodinámicas inestables como son los cables de las líneas de transmisión cuya sección transversal se ve modificada de manera desfavorable en zonas sometidas a heladas las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

También pertenecen a esta clasificación las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1 y las estructuras flexibles con periodos de vibración próximos entre sí.

### 2.1.5.3 Categoría de terreno según su rugosidad<sup>6</sup>

En el procedimiento de análisis estático intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición local del sitio donde se construirá le estructura, así como del tamaño de la misma. Por ello se definen 4 categorías de terreno dependiendo del grado de rugosidad que este presenta, con el fin de evaluar correctamente dichos factores es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico.

Se pueden dividir las estructuras y a sus elementos en 3 clases de acuerdo a su tamaño.

---

<sup>6</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; pág. 100-101

En la dirección del viento que se esté analizando el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad cuando menos en una distancia denominada, longitud mínima de desarrollo.

Cuando no exista esta longitud mínima, el factor de exposición  $F_a$ , deberá modificarse para tomar en cuenta este hecho. En este caso se puede seleccionar entre las categorías de terreno que se encuentra en una dirección de análisis dada, la que provoque los efectos más desfavorables y determinar el factor de exposición para tal categoría.

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

**Tabla 2.1 Categoría del terreno según su rugosidad**

Categoría	Regiones no Propensas a Huracán y Regiones Propensas a Huracán con V = 137 – 161 km/h (85 – 100 mph)	Regiones Propensas a Huracán con V > 161 km/h (100 mph)
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

**Tabla 2.2 Factor de importancia I para cargas de viento<sup>7</sup>**

#### **2.1.5.4 Dirección de análisis<sup>8</sup>**

Las estructuras de soporte se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma) en estudio.

En el caso de los cables solo será necesario el análisis para el caso en que el viento incide perpendicularmente a sus ejes longitudinales, así como los efectos oscilatorios que puedan presentarse.

El Factor de Direccionalidad del Viento,  $K_d$ , varía desde 0.85 hasta 0.95 y será determinado a partir de la siguiente tabla

<sup>7</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; Tabla 6.1; pág. 96

<sup>8</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; pág. 29

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad $K_d^*$
Edificaciones Sistema Principal Resistente a Fuerza de Viento Componentes y Revestimiento	0.85 0.85
Techos Arqueados	0.85
Chimeneas, Tanques, y Estructuras Similares Cuadradas Hexagonales Redondas	0.90 0.95 0.95
Señales Macizas	0.85
Señales Abiertas y Armaduras de Celosía	0.85
Torres de Armaduras Triangulares, cuadradas, rectangulares Todas las demás secciones transversales	0.85 0.95

**Tabla 2.3 Factor de direccionalidad del viento,  $K_d^9$**

#### 2.1.5.5 Factor de tamaño ( $F_c$ )<sup>10</sup>

El Factor  $F_c$  toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga de viento actuará de manera efectiva sobre una estructura de dimensiones dadas, este factor se obtiene considerando la siguiente clasificación de las estructuras de acuerdo a su tamaño.

<sup>9</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; Tabla 6.4; pág. 99

<sup>10</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; pág. 98

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

Tabla 2.4 Determinación del factor  $F_c$ <sup>11</sup>

### 2.1.5.6 Factor de topografía ( $K_{zt}$ )

El Factor de exposición,  $K_{zt}$ , representa la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a lo siguiente:

- (a) Altura por encima del nivel del terreno
- (b) Rugosidad del terreno, y
- (c) En terreno ondulado, la forma y la pendiente del terreno.

Un Factor de Topografía de Viento,  $K_{zt}$ , será considerado cuando la estructura está ubicada sobre una colina o elevación capaz de incrementar la velocidad del viento de barlovento a 10 m por encima del nivel del terreno.  $K_{zt}$  será tomado como 1.0 si

$$H_c/L_n < 0.2$$

<sup>11</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; Tabla 6.3; pág. 98



$H_c < 9$  m para Categoría de Exposición B

$H_c < 18.0$  m para Categoría de Exposición C

Donde:

$H_c$  = Altura de la colina

$L_n$  = Anchura de barlovento de la colina a media altura

### **2.1.6 CARGA DE VIENTO<sup>12</sup>**

Por su localización geográfica y su forma, las líneas de transmisión de energía eléctrica son muy sensibles ante los efectos de ráfagas de viento, por tal razón, la respuesta dinámica generada por la interacción entre el sistema estructural (torres y cables) y el viento es el que predomina en este caso.

Los efectos que se deben tener en cuenta en el análisis de las torres son las siguientes:

- (a) Empujes dinámicos en la dirección del viento
- (b) Vibraciones transversales al flujo
- (c) Inestabilidad aerodinámica

#### **2.1.3.1 Empujes dinámicos en la dirección del viento**

Consisten en fuerzas dinámicas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en el tiempo influye de manera importante en la respuesta estructural. Estos empujes se presentan principalmente sobre estructuras muy flexibles que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.

Los empujes dinámicos se originan cuando el flujo del viento presenta un régimen turbulento y se debe principalmente a las fluctuaciones en su velocidad es decir a las ráfagas y su duración.

---

<sup>12</sup> ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; 2003; <http://www.pubs.asce.org/ASCE7.html?9991330>.

### 2.1.3.2 Vibraciones transversales al flujo

La presencia de cuerpos en particular cilindros o prismas esbeltos dentro del flujo del viento genera entre otros efectos el desprendimiento de vórtices alternantes que a su vez provocan sobre los mismos cuerpos fuerza y vibraciones transversales a la dirección del flujo. Entre estos cuerpos se encuentran los postes de transmisión y distribución cilíndricos los cables conductores e hilos de guarda.

### 2.1.3.3 Inestabilidad aerodinámica

Se define como la dinámica de la respuesta causada por los efectos combinados de la geometría de la estructura y los distintos ángulos de incidencia del viento tal es el caso del fenómeno del galopeo.

El galopeo es una inestabilidad aerodinámica que se presenta en los cables, la cual consiste en la aparición de vibraciones importantes de los cables cuando el flujo del viento incide ortogonalmente a la línea. Generalmente el galopeo se asocia con condiciones climáticas particulares como son baja temperatura y alta humedad. En estas condiciones se forma una cubierta de hielo que se adhiere a los conductores, alterando su sección transversal y favoreciendo al galopeo. En nuestro país estas condiciones se presentan principalmente en las partes más altas de la región sierra.

### 2.1.7 CARGA DE SISMO<sup>13</sup>

A pesar de que la carga de sismo no es la carga dominante en el análisis de torres debido al poco peso de este tipo de estructuras, es necesario realizar un cálculo para garantizar un adecuado comportamiento de la torre ante un posible evento sísmico que pueda producirse puesto que el Ecuador se encuentra en una zona altamente sísmica, con esto se busca:

- Evitar daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

---

<sup>13</sup> INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN5; 2001

- Evitar daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la integridad del sistema de transmisión eléctrica.

Para el calcular las fuerzas que soporta la estructura se usan las siguientes ecuaciones:

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

T: Periodo de vibración de la estructura, en 1/s.

$h_n$ : Altura máxima de la estructura medida desde la base, en m.

$C_t$ : 0.09 para pórticos de acero.

$$V_b = 0.48ZIW \quad \text{cuando } T < 0.6s \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

$V_b$ : Cortante Basal Total de Diseño; fuerza total de diseño por cargas laterales aplicada en la base de la estructura, en kg.

Z: Factor de zona; fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador.

I: Factor de importancia de la estructura.

W: Peso de la estructura, en kg.

Estas fuerzas laterales totales o cortantes basales de diseño deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

$F_t$ : Fuerza concentrada a aplicarse en la parte más alta de la estructura, en kg.

$N$ : Número de niveles de la estructura.

Sin embargo,  $F_t$  no necesita exceder el valor de 0.25  $V$ , y puede considerarse nulo cuando  $T$  es menor o igual a 0.7 s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel  $n$ , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde:

$F_x$ : Fuerza en el nivel  $x$  de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel, en kg.

$W_i$ : Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ , en kg.

### 2.1.8 CARGAS POR PESO PROPIO

Aunque por naturaleza son permanentes estas cargas varían de una estructura de soporte a otra, debido a la variación de la altura de la misma y al claro del peso de los conductores.

El peso de los conductores soportados por las estructuras es el producto del peso por unidad de longitud que es prácticamente constante y el claro de peso el cual puede

variar de acuerdo con el espaciamiento y elevación de tales estructuras y la tensión del conductor. En todos los casos, el claro de peso de un tipo dado de estructura de soporte tiene asignado un valor máximo que es el considerado para diseño.

Las cargas de peso propio son las siguientes:

- PE Carga vertical debida a la masa de la torre.
- PA Carga vertical debida a la masa de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios.
- PC Carga vertical debida a la masa de los cables conductores y de guarda.

## **2.2 TIPOS DE PERFILES UTILIZADOS<sup>14</sup>**

Los criterios principales para la elección del tipo de perfil a utilizarse en la fabricación de torres se basan en dos premisas básicas, la primera es que las torres son estructuras de celosía formadas por elementos estructurales esbeltos, y la segunda es que dichos elementos trabajan a tracción o a compresión, por lo tanto el tipo de perfil a seleccionarse debe tener 2 propiedades principales

- a) Trabajar bien a solicitaciones de tracción o compresión
- b) Presentar facilidad de conexión entre ellos para formar celosías

El perfil que trabaja mejor a tracción y compresión es el tubular de sección redonda puesto que presenta la mejor relación entre radio de giro sobre área, esta propiedad permite conseguir menores relaciones de esbeltez que otras geometrías con el mismo peso, por consiguiente mayores resistencias a la compresión, pero presenta una dificultad muy grande para el diseño de juntas elevando demasiado los costos de armado, por esta razón es poco factible el empleo de perfiles tubulares para la fabricación de las torres.

Otra posibilidad es el uso de ángulos de alas iguales ya que estos poseen una buena relación radio de giro sobre área y facilitan de sobremanera las conexiones entre elementos y al ser abierto facilita el galvanizado por esta razón este tipo de perfiles es utilizado en casi la totalidad de las torres de transmisión.

---

<sup>14</sup> AISC; (American Institute of Steel Construction); 2005

El diseño, cálculo, dimensionamiento y selección de los perfiles se realizó basado en la norma AISC (*American Institute of Steel Construction*), en el Anexo A se presenta un extracto de las propiedades geométricas y físicas de los perfiles a utilizarse, tomando en cuenta que se van a usar solo los perfiles de alas iguales.

### 2.3 MATERIALES UTILIZADOS EN PERFILES Y PLACAS

El acero es un material muy variable y en la actualidad se produce en cientos de grados y tipos. Para el uso estructural, sin embargo, se ajusta, por lo común a un número limitado de grados muy controlados para aplicaciones específicas de productos.

Las principales organizaciones encargadas de esta estandarización son:

AISC	American Institute Steel Construction
ASTM	American Society for Testing and Materials.
SJI	Steel Joist Institute
AISI	American Iron and Steel Institute.

El diseño de torres está regido por las normas ASTM

La propiedad estructural mas importante en el acero es el esfuerzo de fluencia, el cual se designa como  $F_y$ . La mayoría de los esfuerzos admisibles de diseño se basan en este valor. El otro esfuerzo limitante es el esfuerzo último o máximo a la tensión  $F_u$ , en el cual se basan algunos esfuerzos de diseño. Para algunos grados el esfuerzo último se da como un intervalo en lugar de un solo valor, en cuyo caso se aconseja utilizar el menor valor en el diseño, a menos que un valor mayo pueda ser verificado por un proveedor específico para un producto en particular laminado.

Todos los elementos angulares de la torre serán diseñados con acero estructural ASTM A572 (G50)

Esfuerzo de Fluencia mínima  $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia última a la tensión  $f_u = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

Todas las placas de unión y elementos planos serán de acero estructural ASTM A36

Esfuerzo de Fluencia mínima  $f_y = 2536 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia última a la tensión  $f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

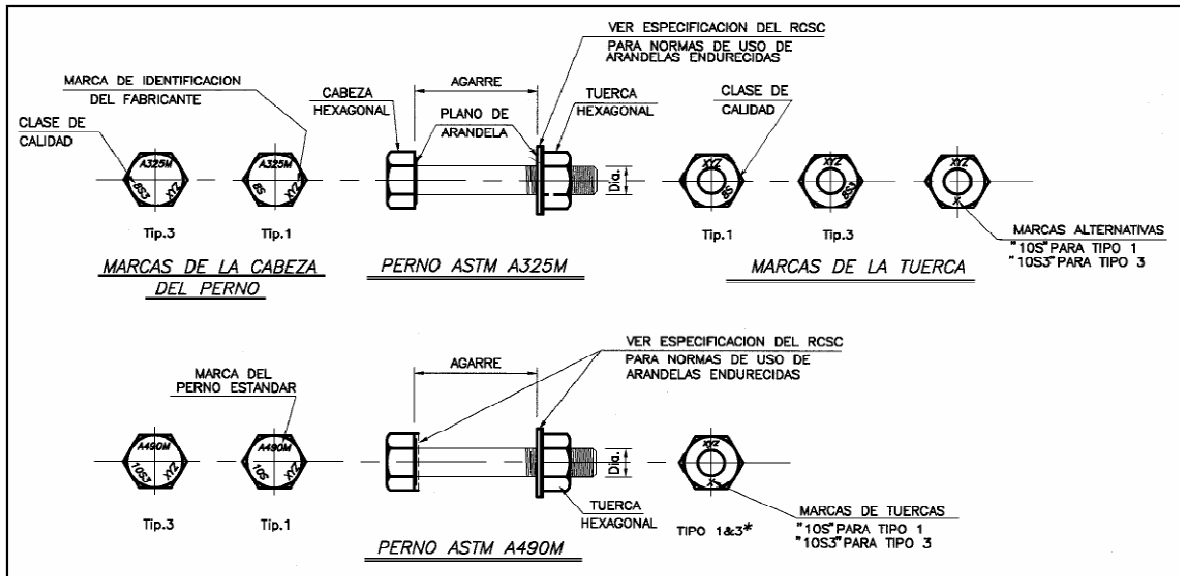
## 2.4 JUNTAS APERNADAS<sup>15</sup>

Existen dos clases generales de pernos que se usan en las aplicaciones estructurales.

Se tienen los A-307 de uso general (designación de la ASTM), llamados a veces tornillos sin tornear. Estos tornillos tienen una espiga algo áspera así como las superficies de contacto, ya que no se tiene tanto cuidado en su fabricación. Los tornillos A-307 se hacen de acero con una resistencia última  $F_u$ , del orden de 60 (grado A) a 100 (grado B) kip/pulg<sup>2</sup> (415 a 690 MPa) y están disponibles en diámetros de 1/4 pulg (6 mm) a 4 pulg (102 mm) y en longitudes de 1 a 8 pulg en incrementos de 1/4 de pulg, y de más de 8 pulg., en incrementos de 1/2 pulg. Los tornillos A-307 se pueden obtener con diversas configuraciones de cabeza y tuerca, pero las cabezas cuadradas y hexagonales son las que usan con mayor frecuencia. Los tornillos A-307 son más baratos que los tornillos A-325 y A-490, y se deben usar en aplicaciones estructurales de cargas estáticas, siempre que sea posible.

---

<sup>15</sup> JOSEPH E BOWLES.; Diseño de Acero Estructural 4ta. Edición; Limusa, México; pág. 403



**Figura 2.1 Partes y marcas de pernos A325 y A490**

## 2.4.1 MÉTODOS DE APRIETE

Los tornillos de alta resistencia se instalan con una tensión desarrollada en la espiga del tornillo de aproximadamente el 70% de la tensión mínima a tensión especificada por la ASTM por cualquiera de los siguientes métodos:

### 2.4.1.1 Método de la vuelta de tuerca

La tuerca se aprieta inicialmente hasta un ajuste sin holguras (siendo el punto en el que una llave de tuerca de impacto empieza a tener efecto, ósea aproximadamente  $1/2$  vuelta a partir del momento en que se desarrolla alguna resistencia en la tuerca usando una llave). A partir de este punto se hace girar la tuerca con respecto a la espiga del tornillo  $1/2$  vuelta adicional ( $3/4$  de vuelta cuando  $L > 8D$  o 200 mm).

### 2.4.1.2 Control del torque

Se usan llaves calibradas de torque o de impacto. Este método requiere el uso de roldanas endurecidas bajo el elemento que gira, ya sea la cabeza o la tuerca del tornillo para evitar la excoriación y proveer una fricción más uniforme.



## **2.5 GALVANIZADO<sup>16</sup>**

La función del galvanizado es proteger la superficie del metal sobre el cual se realiza el proceso. El galvanizado más común consiste en depositar una capa de zinc (Zn) sobre hierro(Fe); ya que, al ser el zinc más oxidable, menos noble, que el hierro y generar un óxido estable, protege al hierro de la oxidación al exponerse al oxígeno del aire. Para evitar la corrosión en general es fundamental evitar el contacto entre materiales disímiles, con distinto potencial de oxidación, que puedan provocar problemas de corrosión galvánica por el hecho de su combinación. Puede ocurrir que cualquiera de ambos materiales sea adecuado para un galvanizado potencial con otros materiales y sin embargo su combinación sea inadecuada, provocando corrosión, por el distinto potencial de oxidación comentado.

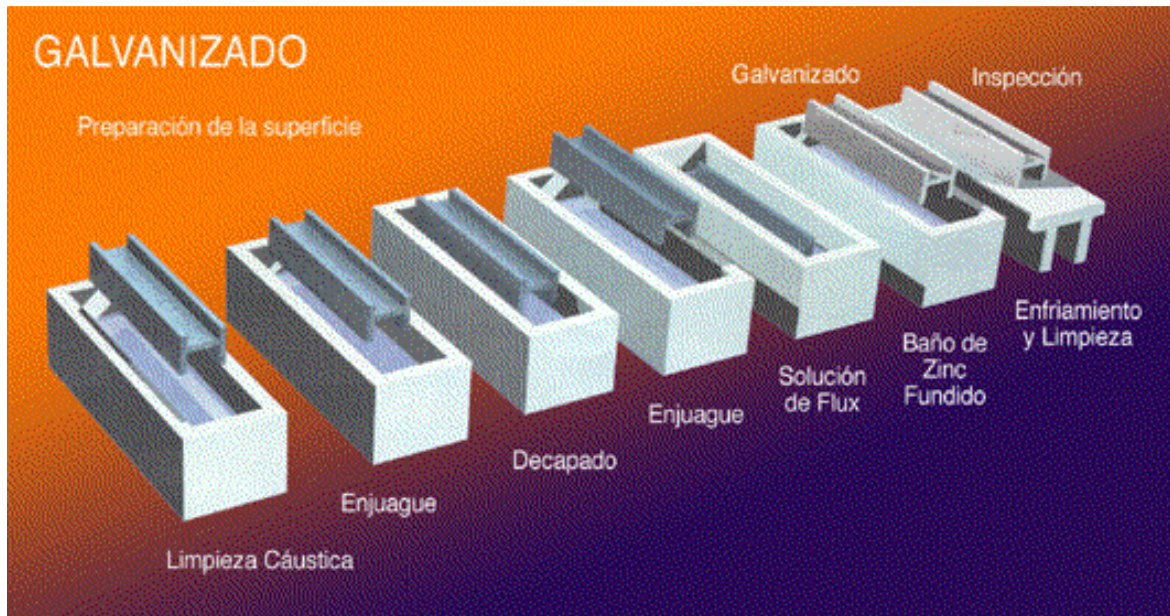
### **2.5.1 PROCESO DE GALVANIZADO**

Para obtener buenos resultados es necesario que se verifiquen ciertas condiciones, como son:

- El diseño de las piezas debe ser adecuado para la galvanización
- Las inmersiones de las piezas deben acomodarse al tamaño del crisol de galvanización El peso de las piezas está condicionado por los dispositivos de elevación y transporte existentes en el taller de galvanización
- Utilización de aceros adecuados para galvanización
- Control del estado superficial de las piezas a galvanizar

---

<sup>16</sup> <http://www.cordisa.com.mx/galvanizado.html>; 12 mayo 2010



**Figura 2.2 Proceso de galvanizado<sup>17</sup>**

#### 2.5.1.1 Desengrase o limpieza caustica

Las piezas se someten a un proceso de desengrase para eliminar posibles restos de grasa, aceites o taladrinas, sumergiéndolas en un desengrasante ácido a 35 °C.

#### 2.5.1.2 Decapado

El proceso de decapado se utiliza para eliminar el óxido y la calamina, que son contaminantes superficiales más corrientes de los productos férricos, obteniendo así una superficie del material químicamente pura, se realiza con ácido clorhídrico diluido y a temperatura ambiente.

El tiempo de decapado depende del Grado de Oxidación superficial de las piezas y de la concentración de la solución de ácido.

<sup>17</sup> SEDEMI SCC; Manuales departamentales de calidad; Sección galvanizado; Pág. 26

### 2.5.1.3 Inmersión en las sales

El tratamiento con sales (mezclas de cloruro de zinc y cloruro amónico), tiene por objeto eliminar cualquier traza restante de impurezas y producir una limpieza intensa de la superficie metálica. Estas sales actúan como los *flux* en soldadura, esto es, favorecen la mojabilidad de la superficie del acero por el zinc fundido.

Estas sales se aplican normalmente por inmersión de las piezas en una solución acuosa de las mismas. Otra forma es hacer pasar las piezas a través de una capa de sales fundidas que flotan sobre la superficie del zinc. También pueden espolvorearse las sales sobre la superficie de las piezas (o rociarlas en forma de solución) antes de la inmersión de las piezas en el baño de zinc.

### 2.5.1.4 Inmersión en el baño del zinc

La operación de galvanización propiamente dicha se realiza sumergiendo las piezas en un baño de zinc fundido, a temperatura comprendida entre 440 °C y 460 °C. En algunos procedimientos especiales la temperatura puede alcanzar los 560 °C. La calidad mínima del zinc a utilizar está especificada por la mayoría de las normas europeas e internacionales en zinc del 98,5 %.

Durante la inmersión de las piezas en el zinc fundido se produce la difusión del zinc en la superficie del acero, lo que da lugar a la transformación de diferentes capas de aleaciones zinc-hierro de distinta composición. Cuando las piezas se extraen del baño de galvanización, éstas quedan recubiertas de una capa externa de zinc composición similar a la del zinc del baño.

El tiempo durante en el que las piezas deben estar sumergidas en el baño de zinc, para obtener un recubrimiento galvanizado correcto, depende, entre otros factores, de la composición del acero, de la temperatura del baño de zinc y del espesor del acero de las piezas.

En cualquier caso, las piezas deben estar sumergidas en el zinc hasta que alcance la temperatura del baño. Antes de extraer las piezas del baño de galvanización es necesario retirar de la superficie del mismo la fina capa de óxidos de zinc que se forma y que también contiene restos de sales, con objeto

de que no se adhieran a la superficie de las piezas y produzcan imperfecciones superficiales en el recubrimiento.

#### **2.5.1.5 Enfriamiento**

Una vez fuera del baño de galvanización las piezas pueden enfriarse en agua o dejarse enfriar a temperatura ambiente.

A continuación se repasan para eliminar rebabas, gotas punzantes y adherencias superficiales de cenizas o restos de sales y, finalmente, se someten a inspección.

Los recubrimientos galvanizados sobre artículos diversos deben cumplir una serie de requerimientos sobre aspecto superficial, adherencia y espesor que vienen especificados en las normas nacionales e internacionales.

Por último las piezas se pesan, ya que el peso de las mismas, una vez galvanizadas, es el criterio utilizado normalmente para la facturación.

## **2.6 TIPOS DE CIMENTACIONES<sup>18</sup>**

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar.

### **2.6.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

---

<sup>18</sup> BRAJA M DAS; Principios en la Ingeniería de Cimentaciones; 4ta Edición; Thompson Editors; Pág. 293-334

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

#### **2.6.1.1 Cimentaciones ciclópeas**

En terrenos cohesivos donde la zanja pueda hacerse con paramentos verticales y sin desprendimientos de tierra, el cimiento de concreto ciclópeo (hormigón) es sencillo y económico. El procedimiento para su construcción consiste en ir vaciando dentro de la zanja piedras de diferentes tamaños al tiempo que se vierte la mezcla de concreto en proporción 1:3:5, procurando mezclar perfectamente el concreto con las piedras, de tal forma que se evite la continuidad en sus juntas. Este es un sistema que ha quedado prácticamente en desuso, se usaba en construcciones con cargas poco importantes.

#### **2.6.1.2 Zapatas aisladas**

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.

El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar. La zapata aislada no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras es aconsejable poner una junta cada 3 m aproximadamente.

Por otra parte en el cálculo de vuelco, donde el peso propio de la zapata y las tierras sobre ellas tienen un efecto favorable.

### **2.6.1.3 Zapatas corridas**

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que se pretende asentar en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

### **2.6.1.4 Zapatas combinadas**

Una zapata combinada es un elemento que sirve de cimentación para dos o más pilares. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes pilares tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.

### **2.6.1.5 Losas de cimentación**

Una losa de cimentación es una placa flotante apoyada directamente sobre el terreno. Como cualquier losa está sometida principalmente a esfuerzos de flexión. El espesor de la losa será proporcional a los momentos flectores actuantes sobre la misma.

## **2.6.2 CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS**

Excavando uno de los pozos de cimentación para un puente. El tubo de hormigón (concreto) se va hundiendo a medida que se excava. En este caso se llegó a 24 m de profundidad.

Son en realidad soluciones intermedias entre las superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semiprofundas. Algunas veces estos deben hacerse bajo agua, cuando no puede desviarse el río, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas.

### **2.6.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS**

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga.

## CAPÍTULO 3

### 3 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO SEGÚN AISC 360-05

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de la mayoría de estructuras ya se encuentra normalizado por especificaciones manuales y códigos de construcción, aunque estas no rigieran el diseño, sería conveniente tomarlas como guía, y el diseño de torres de transmisión eléctrica no es la excepción, por esta razón en este capítulo se presenta los requisitos generales para el análisis y diseño necesarios para proporcionar estabilidad a la torre de acuerdo a los criterios de la AISC 360-05.

La norma AISC 360-05 toma en cuenta el método de diseño por esfuerzos admisibles ASD y el método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD el presente estudio se centrará en el método LRFD debido a la naturaleza de la estructura a diseñarse y a la relación entre cargas muertas y vivas que se aplican sobre la torre.

#### 3.2 DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCIÓN<sup>19</sup>

Se considera miembros a tracción todos aquellos solicitados a esfuerzos de tracción que están sometidos a fuerzas estáticas a lo largo de su eje central.

Para miembros a tracción no existen límites de esbeltez, sin embargo la norma AISC 360-05 recomienda que la relación de esbeltez  $L/r$  preferiblemente sea menor de 300.

---

<sup>19</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo D; Pág 16-82;16-87



### 3.2.1 RESISTENCIA EN TRACCIÓN

La resistencia en diseño en tracción,  $\Phi_t P_n$ , de elementos conectados por pernos, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de rotura en tracción, rotura en corte, aplastamiento y fluencia.

(a) Para rotura en tracción en el área neta efectiva será:

$$P_n = 2t b_{\text{eff}} F_u \quad \text{Ec. 3-1}$$

$$\Phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

(b) Para rotura en corte en el área efectiva:

$$P_n = 0.6 F_u \cdot A_{\text{sf}} \quad \text{Ec. 3-2}$$

$$\Phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$$A_{\text{sf}} = 2t \cdot (a+d/2), \text{ cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$a$  = distancia más corta desde el borde de la perforación de perno hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, mm (cm)

$b_{\text{eff}} = 2t + 1.6$ , cm (=  $2t + 16$ , mm) pero no más que la distancia actual entre el borde de la perforación hasta el borde de la parte medida en la dirección normal de la fuerza aplicada

$d$  = diámetro del pasador, cm (mm)

$t$  = espesor de la placa, cm (mm)

(c) Para aplastamiento en el área proyectada del pasador, ver

(d) Para fluencia en la sección bruta, usar la siguiente Ecuación

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad \text{Ec. 3-3}$$

$$\Phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$F_y$  = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$A_g$  = área bruta del miembro,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

Cuando se presentan perforaciones en los miembros deben usarse el área neta efectiva a través de las perforaciones, el diámetro de la perforación no debe ser 1mm más grande que el diámetro del perno.

### 3.2.2 DETERMINACIÓN DE ÁREAS

#### 3.2.2.1 Área bruta

El área bruta de un miembro,  $A_g$ , es el área total de la sección transversal

#### 3.2.2.2 Área neta

El área neta de un miembro,  $A_n$ , es la suma de los productos que se obtienen de multiplicar los espesores por los correspondientes anchos netos de los miembros de cada elemento calculados de la siguiente manera:

Para calcular el área neta para tensión y corte, el ancho de una perforación se tomara como 2mm mas grande que la dimensión nominal de la perforación.

Para una cadena de perforaciones que se extiende a través de una pieza, en diagonal o zigzag, el ancho neto de esta parte se obtiene restando todos los diámetros o ranuras del ancho bruto, para cada cambio de línea perpendicular a la dirección de la fuerza, la cantidad  $s^2/4g$ .

Donde:

$s$  = espaciamiento longitudinal, medido entre centros (paso)

$g$  = espaciamiento transversal, medido entre centros (gramil)

#### 3.2.2.3 Área neta efectiva

El área neta efectiva de los elementos sometidos a tracción se determina de la siguiente manera:

$$A_e = A_n \cdot U$$

Ec. 3-4

Donde U, se considera igual a 0.8 para ángulos simples con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga; o 0.6 para ángulos simples con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de la carga.

### 3.3 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN<sup>20</sup>

#### 3.3.1 DISPOSICIONES GENERALES

De acuerdo a lo estipulado en la norma AISC 360-05, la resistencia en compresión;  $\Phi_c P_n$ , debe ser determinada de la siguiente manera:

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

- (a) Para secciones de simetría doble y simple se aplica el estado límite de pandeo por flexión.
- (b) Para secciones de simetría simple, secciones asimétricas y ciertas secciones de simetría doble, tales como columnas cruciformes o columnas armadas, los estados límite de pandeo torsional y flexo torsional también son aplicables.

$$\Phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

#### 3.3.2 LÍMITES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA

El factor de longitud efectiva, K, para calcular la esbeltez de columna,  $KL/r$ ; debe ser determinado de acuerdo al Capítulo C de la AISC 360-05, donde:

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

r = radio de giro, cm (mm)

K = factor de longitud efectiva

<sup>20</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo E; Pág 16-88;16-97

Para elementos diseñados solo a compresión, la razón de esbeltez  $KL/r$  no debe ser mayor que 200.

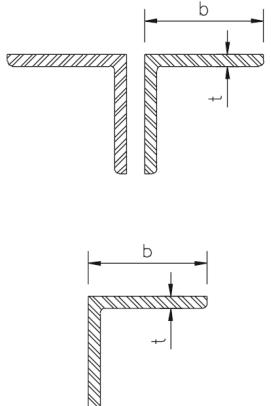
Relación Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión						
Elementos no Atiesados	Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho – Espesor Límites		Ejemplo
				$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)	
	6.	Flexión en alas de ángulos simples	$b/t$	$0.54 \sqrt{E/F_y}$	$0.91 \sqrt{E/F_y}$	

Tabla 3.1 Relación ancho-espesor límite para elementos en compresión<sup>21</sup>

### 3.3.3 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Ec. 3-5}$$

La tensión de pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se determina:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e \geq 0.44F_y \text{)}$$

<sup>21</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla B 4.1; Pág 16-73

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad \text{Ec. 3-6}$$

(b) Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $F_e \geq 0.44F_y$ )

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{Ec. 3-7}$$

Donde:

$F_e$  = tensión crítica de pandeo elástico según la ecuación de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 3-8}$$

### 3.3.4 ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN

Los efectos de la excentricidad en ángulos simples pueden ser despreciados cuando los elementos son evaluados como elementos cargados axialmente en compresión usando una de las razones de esbeltez efectivas especificadas más abajo, cuando se cumple que:

- (1) Los ángulos son cargados a compresión en sus extremos a través de la misma ala;
- (2) Los ángulos son conectados por lo menos con 2 pernos y
- (3) Cuando no existen cargas transversales intermedias.

(a) Para ángulos que son almas de enrejados planos con miembros de alma adyacentes conectados por el mismo lado.

(i) Cuando  $0 \leq L/r_x \leq 80$

$$KL/r = 72 + 0.75 L/r_x \quad \text{Ec. 3-9}$$

(ii) Cuando  $L/r_x > 80$

$$KL/r = 32 + 1.25 L/r_x \leq 200 \quad \text{Ec. 3-10}$$

(b) Para ángulos que son almas de enrejados espaciales con miembros de alma adyacentes conectados por el mismo lado.

(i) Cuando  $0 \leq L/r_x \leq 75$

$$KL/r = 60 + 0.8 L/r_x \quad \text{Ec. 3-11}$$

(ii) Cuando  $L/r_x > 75$

$$KL/r = 45 + L/r_x \leq 200 \quad \text{Ec. 3-12}$$

### 3.3.5 MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad \text{Ec. 3-13}$$

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$  (o  $F_e \geq 0.44QF_y$ )

$$F_{cr} = Q \left[ 0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad \text{Ec. 3-14}$$

(b) Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$  (o  $F_e \geq 0.44QF_y$ )

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{Ec. 3-15}$$

Donde:

$F_e$  = tensión crítica de pandeo elástico según la ecuación de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 3-16}$$

$Q = 1.00$  para miembros sin elementos esbeltos, como se define para elementos en compresión uniforme en la Sección B4 de las especificaciones AISC 360-05

$Q = Q_s Q_a$  para miembros con secciones de elementos esbeltos, como se define en la sección B4 de las especificaciones AISC 360-05 para elementos en compresión uniforme.

### 3.3.6 ELEMENTOS ESBELTOS NO ATIESADOS, $Q_s$

El factor de reducción,  $Q_s$ , para elementos esbeltos no atiesados se define a continuación:

Para, ángulos simples:

$$(i) \quad \text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.00 \quad \text{Ec. 3-17}$$

$$(ii) \quad \text{Cuando } 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. 3-18}$$

$$(iii) \quad \text{Cuando } \frac{b}{t} \geq 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{Ec. 3-19}$$

Donde:

$b$  = ancho completo del ala del ángulo cm (mm).

### 3.4 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN<sup>22</sup>

Para flexión simple, el ángulo es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos.

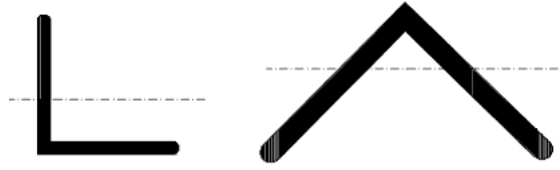
Selección para la Aplicación de las Secciones				
Tipo Sección	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Limite
F10		N/A	N/A	Y,LTB,LLB
Y=Fluencia, LTB=Pandeo Lateral Torsional, LLB=Pandeo Local Ala				

Tabla 3.2 Selección para la aplicación de las secciones sometidas a flexión<sup>23</sup>

#### 3.4.1 DISPOSICIONES GENERALES

Según la AISC 360-05 la resistencia del diseño en flexión,  $\Phi_b M_n$ , debe ser determinada de la siguiente manera:

- (1) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\Phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

- (2) Las disposiciones en este capítulo están basadas en la suposición de que los puntos de apoyo de vigas están restringidos contra la rotación en torno al eje longitudinal (volcamiento).

Los siguientes términos son comunes a las ecuaciones de este capítulo excepto donde se diga lo contrario:

<sup>22</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo F; Pág 16-100;16-117

<sup>23</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; extraído de la Tabla F 1.1; Pág 16-101



$C_b$  = factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.00 \quad \text{Ec. 3-20}$$

Donde:

$M_{max}$  = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

$M_A$  = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

$M_B$  = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

$M_C$  = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

$R_m$  = parámetro de monosimetría de la sección transversal

= 1.0 para miembros con simetría doble

= 1.0 para miembros con simetría simple solicitados a flexión con curvatura simple.

=  $0.5 + 2(I_{yc}/I_y)^2$ , miembros con simetría simple solicitados por flexión con doble curvatura

$I_y$  = momento de inercia en torno al eje principal y,  $\text{cm}^4$  ( $\text{mm}^4$ )

Es permitido tomar conservadoramente  $C_b$  igual a 1.0 en todos los casos. Para voladizos o extremos colgados donde el extremo libre no está arriostrado,  $C_b = 1.0$

### 3.4.2 FLEXIÓN EN ÁNGULOS SIMPLES

El diseño de ángulos simples con restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud puede realizarse basados en la flexión en torno a sus ejes geométricos (x,y). Ángulos simples sin restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud deben ser diseñados usando las disposiciones para flexión en torno a sus ejes principales excepto cuando se permita aplicar las disposiciones para flexión en torno a sus ejes geométricos.

La resistencia de flexión nominal,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala.

#### 3.4.2.1 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y \quad \text{Ec. 3-21}$$

Donde:

$M_y$  = momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, T-m (N-mm)

#### 3.4.2.2 Pandeo lateral-torsional

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud.

(a) Cuando  $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left( 0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y} \right) M_y \quad \text{Ec. 3-22}$$

(b) Cuando  $M_e > M_y$

$$M_n = \left( 1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1.5M_y \quad \text{Ec. 3-23}$$

Donde:

$M_e$  = momento de pandeo elástico torsional, es determinado de acuerdo a lo siguiente:

(i) Para flexión en torno a uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostamiento lateral-torsional:

(a) Con máxima compresión en el borde extremo

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2} \left( \sqrt{1 + 0.78 \left( \frac{Lt}{b^2} \right)^2} - 1 \right) \quad \text{Ec. 3-24}$$

(b) Con máxima tracción en el borde extremo

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2} \left( \sqrt{1 + 0.78 \left( \frac{Lt}{b^2} \right)^2} + 1 \right) \quad \text{Ec. 3-25}$$

$M_y$  debe tomarse como 0.80 veces el momento de primera fluencia calculado usando el módulo de sección elástico en torno al eje geométrico.

$M_n$  puede tomarse como  $M_y$  para ángulos simples cuyo borde inferior del ala vertical este comprimido, y la razón de luz/alto sea menor o igual que:

$$\frac{1.64E}{F_y} \sqrt{\left( \frac{t}{b} \right)^2 - 1.4 \frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. 3-26}$$

(ii) Para flexión en torno uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales con arriostamiento lateral-torsional solamente en el punto de máximo momento:

$M_e$  debe tomarse como 1.25 veces el mayor  $M_e$  calculado

(iii) Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas iguales:

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2C_b}{L} \quad \text{Ec. 3-27}$$

Donde:

$C_b$  es calculado usando la Ecuación F1-1 con un valor máximo de 1.5

$L$  = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

$t$  = espesor de ala del ángulo, cm (mm)

### 3.4.2.3 Pandeo local de ala

El estado limite de pandeo local de ala aplica cuando el borde extremo del ala esta en compresión.

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado limite de pandeo local del ala

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = F_y S_c \left( 2.43 - 172 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad \text{Ec. 3-28}$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_c \quad \text{Ec. 3-29}$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left( \frac{b}{t} \right)^2} \quad \text{Ec. 3-30}$$

$b$  = ancho exterior del ala en compresión, cm (mm)

$S_c$  = modulo de sección elástico referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión,  $\text{cm}^3$  ( $\text{mm}^3$ ). Para flexión en torno a uno de  $I_s$  ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostramiento lateral torsional,  $S_c$  debe ser 0.80 veces el modulo de sección en torno al eje geométrico.

### 3.5 DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES<sup>24</sup> COMBINADAS Y TORSIÓN

#### 3.5.1 ÁNGULOS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

La interacción de flexión y compresión en miembros angulares que cumplen  $0.1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0.9$  , y que solamente están solicitados a flexión en un eje geométrico deben satisfacer las siguientes ecuaciones, considerando que  $I_{yc}$  es el momento de inercia en torno al eje y referido al ala en compresión,  $\text{cm}^4$  ( $\text{mm}^4$ )

(a) Cuando  $P_r/P_c < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 3-31}$$

(b) Cuando  $P_r/P_c \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 3-32}$$

Donde:

$P_r$  = resistencia de compresión axial requerida, T (kN)

$P_c$  =  $\Phi_c P_n$  resistencia de compresión axial disponible, T (kN)

$M_r$  = resistencia de flexión requerida, T-m (N-mm)

$M_c$  =  $\Phi_b M_n$  resistencia de flexión disponible, T-m (N-mm)

$\Phi_c$  = factor de resistencia en compresión = 0.90

$\Phi_b$  = factor de resistencia en flexión = 0.90

<sup>24</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo H; Pág 16-128;16-134

### 3.5.2 ÁNGULOS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y TRACCIÓN

La interacción de flexión y tracción en miembros angulares que solamente están solicitados a flexión en un eje geométrico deben satisfacer las mismas ecuaciones que para el diseño de ángulos solicitados a flexión y compresión.

Donde:

$P_r$  = resistencia de compresión axial requerida, T (kN)

$P_c$  =  $\Phi_c P_n$  resistencia de compresión axial disponible, T (kN)

$M_r$  = resistencia de flexión requerida, T-m (N-mm)

$M_c$  =  $\Phi_b M_n$  resistencia de flexión disponible, T-m (N-mm)

$\Phi_c$  = factor de resistencia en compresión = 0.90

$\Phi_b$  = factor de resistencia en flexión = 0.90

### 3.5.3 MIEMBROS ASIMÉTRICOS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

En esta sección se abarca la interacción de tensiones de flexión y axial para perfiles no abarcados en las secciones 3.5.1 y 3.5.2. Se permite utilizar las disposiciones de esta sección para cualquier perfil en lugar de las ecuaciones dadas en 3.5.1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1.0 \quad \text{Ec. 3-33}$$

Donde:

$f_a$  = tensión axial requerida, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$F_a$  =  $\Phi_t P_n$  = tensión axial de diseño, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$f_{bw}, f_{bz}$  = tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$F_{bw}, F_{bz}$  =  $\Phi_b M_n / S$  = tensión de flexión de diseño, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$\Phi_c$  = factor de resistencia en compresión = 0.90

$\Phi_t$  = factor de resistencia en tracción (revisar sección 3.2.1)

$\Phi_b$  = factor de resistencia en flexión = 0.90

### 3.6 DISEÑO DE JUNTAS APERNADAS<sup>25</sup>

#### 3.6.1 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

La resistencia requerida de las conexiones debe ser determinada mediante análisis estructural para las cargas de diseño especificadas, se deben considerar los efectos de excentricidad cuando los ejes centroidales de los miembros cargados axialmente no se intersecan en un mismo punto.

##### 3.6.1.1 Apriete

Todos los pernos ASTM A325 y A490 deben ser apretados a una tensión de perno no menor a la especificada en la tabla J3.1 de la AISC.

<b>Tabla J3.1 M Pretensión Mínima de Pernos, kN*</b>		
<b>Tamaño Perno, mm</b>	<b>Pernos A325</b>	<b>Pernos A490</b>
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596

\* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

#### Tabla 3.3 Pretensión mínima de pernos<sup>26</sup>

<sup>25</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo J; Pág 16-165;16-178

### 3.6.1.2 Tamaño y uso de las perforaciones

Se deben proveer perforaciones estándar, no se permiten perforaciones con sobre medida ni perforaciones de ranura, los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la tabla J3.3 de la AISC.

<b>Tabla J 3.3 M</b>				
<b>Dimensiones de Agujero Nominal, mm</b>				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 [a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 3.5d$

[a] Espacio entregado para permitir la utilización si se desea de un perno de 1-in.

### Tabla 3.4 Dimensiones de agujero nominal<sup>27</sup>

#### 3.6.1.3 Espaciamiento mínimo

La distancia entre centros de perforaciones no debe ser menor que 2.66 veces el diámetro nominal,  $d$ , del conector; aunque se prefiere una distancia de 3 veces  $d$

#### 3.6.1.4 Distancia mínima al borde

La distancia desde el centro de una perforación hasta el borde no debe ser menor que el valor dado en la tabla J3.4 de la AISC

<sup>26</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla J3.1 M; Pág 166

<sup>27</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla J3.3M; Pág 16-169



<p align="center"><b>Tabla J 3.4 M</b>  <b>Distancia Mínima al Borde<sup>[a]</sup>, mm,</b>  <b>desde el Centro del Agujero Estándar<sup>[b]</sup></b>  <b>hasta el Borde de la Parte Conectada</b></p>		
<b>Diámetro Perno (in)</b>	<b>En bordes aserrados</b>	<b>En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico<sup>[c]</sup></b>
16	28	22
20	34	26
22	38 <sup>[d]</sup>	28
24	42 <sup>[d]</sup>	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>

<sup>[a]</sup> Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.  
<sup>[b]</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.  
<sup>[c]</sup> Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.  
<sup>[d]</sup> Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

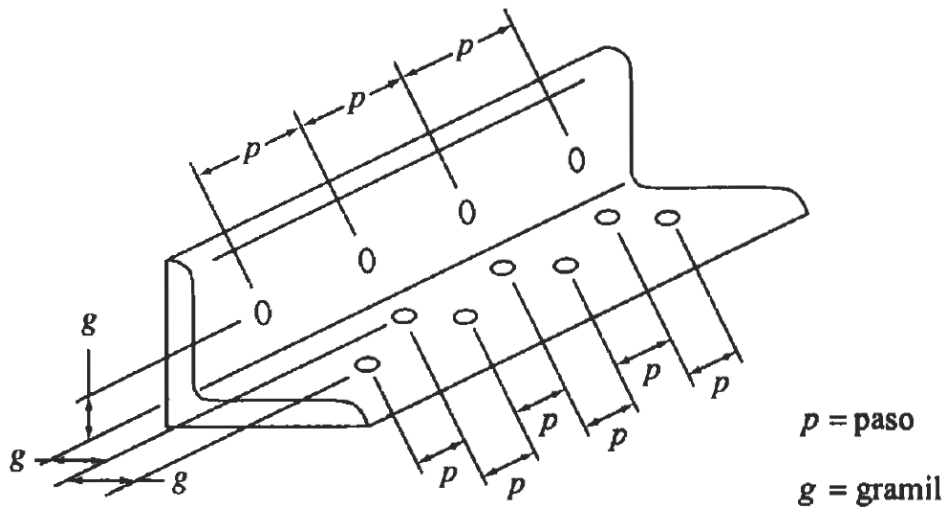
**Tabla 3.5 Distancia mínima al borde<sup>28</sup>**

### 3.6.1.5 Distancias a los bordes y espaciamiento máximo

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada, pero sin exceder de 150 mm.

El espaciamiento entre pernos (paso P) no debe exceder de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 305 mm.

<sup>28</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla J3.4M; Pág 170



**Figura 3.1 Paso y gramil en ángulos**

### 3.6.1.6 Resistencia de tracción y corte de pernos

La resistencia de diseño de tracción y de corte,  $\Phi R_n$ , deben ser determinadas de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b \quad \text{Ec. 3-34}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$F_n$  = tensión de tracción nominal,  $F_{nt}$ , o tensión de corte nominal,  $F_{nv}$ , según la tabla J3.2 de la AISC,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa)

<p align="center"><b>Tabla J 3.2</b>  <b>Pretensión Tensión Nominal de Conectores</b>  <b>y Partes Roscadas, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)</b></p>		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $F_{nt}$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, $F_{nv}$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)
Pernos A307	3 160 (310) <sup>[a][b]</sup>	1 680 (165) <sup>[b][c][f]</sup>
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	6 320 (620) <sup>[e]</sup>	3 360 (330) <sup>[f]</sup>
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	6 320 (620) <sup>[e]</sup>	4 220 (414) <sup>[f]</sup>
Pernos A490, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	7 950 (780) <sup>[e]</sup>	4 220 (414) <sup>[f]</sup>
Pernos A490, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	7 950 (780) <sup>[e]</sup>	5 300 (520) <sup>[f]</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0.75 F_U$ <sup>[a][d]</sup>	$0.40 F_U$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	$0.75 F_U$ <sup>[a][d]</sup>	$0.50 F_U$
<p>[a] Sujeto a los requisitos del Anexo 3.            [b] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.            [c] Rosca permitida en los planos de corte.            [d] La resistencia de tracción nominal para la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, <math>A_D</math>, que debe ser mayor que el valor obtenido al multiplicar <math>F_y</math> por el área del cuerpo nominal de la barra antes de su ensanchamiento.            [e] Para pernos A325 y A490 solicitados por carga de tracción de fatiga, ver el Anexo 3.            [f] Cuando las conexiones de tipo aplastamiento utilizadas en empalmes de miembros en tracción poseen un patrón de conectores cuya longitud, medida paralela a la línea de carga, excede de 1270 mm, se deben reducir los valores tabulados por 20%.</p>		

**Tabla 3.6 Tensión nominal de los pernos<sup>29</sup>**

<sup>29</sup> AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo F; Pág 16-100;16-117

### 3.6.1.7 Combinación de tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento

La resistencia disponible de tracción de un perno solicitado por una combinación de tracción y corte debe ser determinada de acuerdo a los estados límite de rotura en tracción y en corte de acuerdo con:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad \text{Ec. 3-35}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$F'_{nt}$  = tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\Phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad \text{Ec. 3-36}$$

$F_{nt}$  = tensión de tracción nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$F_{nv}$  = tensión de corte nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$F_v$  = tensión requerida de corte, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

### 3.6.1.8 Resistencia de aplastamiento en las perforaciones para pernos

La resistencia total de aplastamiento de una junta es la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

La resistencia de aplastamiento disponible,  $\Phi R_n$ , en las perforaciones deben ser determinadas de acuerdo con los estados límites de aplastamiento como se indica a continuación:

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

(i) Cuando se considera la deformación en la perforación

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad \text{Ec. 3-37}$$

(ii) Cuando no se considera la deformación en la perforación

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad \text{Ec. 3-38}$$

Donde:

$d$  = diámetro nominal del perno, cm (mm)

$F_u$  = resistencia última mínima del material conectado, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)

$L_c$  = distancia libre, en la dirección de la carga, cm (mm)

$t$  = espesor del material conectado, cm (mm)

### 3.6.2 ELEMENTOS CONECTADOS

Se considera elementos conectados todos aquellos elementos de la junta por los que pasa un perno como placas perforadas, ángulos y arandelas de relleno.

#### 3.6.2.1 Resistencia de elementos en tracción

La resistencia de diseño,  $\Phi R_n$ , de elementos conectados es el menor valor obtenido de los estados límite de fluencia en tracción y rotura en tracción

(a) Para fluencia en tracción de elementos conectados

$$R_n = F_y A_g \quad \text{Ec. 3-39}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

(b) Para fractura en tracción de elementos conectados

$$R_n = F_u A_e \quad \text{Ec. 3-40}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$A_e$  = área neta efectiva, cm<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>); para placas apernadas,

$$A_e = A_n \leq A_g$$

### 3.6.2.2 Resistencia de elementos en corte

La resistencia de corte de elementos conectados en corte es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y fractura en corte:

(a) Para fluencia en corte de elementos conectados

$$R_n = 0.60F_y A_g \quad \text{Ec. 3-41}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

(b) Para fractura en tracción de elementos conectados

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \quad \text{Ec. 3-42}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$$A_{nv} = \text{área neta solicitada a corte, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

### 3.6.2.3 Resistencia a bloque de corte

La resistencia a bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad \text{Ec. 3-43}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

$$A_{gv} = \text{área bruta solicitada a corte, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{nt} = \text{área neta solicitada a tracción, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = \text{área neta solicitada a corte, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$U_{bs} = 1 \text{ cuando la tracción es uniforme}$$

### 3.6.2.4 Resistencia de elementos en compresión

La resistencia de elementos en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determinan con la ecuación

(a) Para  $KL/r \leq 25$

$$P_n = F_y A_g \quad \text{Ec. 3-44}$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

(b) Para  $KL/r > 25$ , se aplican las disposiciones para elementos en compresión

## **CAPÍTULO 4**

### **4 CÁLCULOS Y DIMENSIONAMIENTO**

#### **4.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS**

El diseño realizado a continuación se basa en los requerimientos de Celec Transelectric S.A. para la línea de transmisión Milagro-Babahoyo para verificar que la estructura no rebase ningún estado límite de servicio ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse y en la norma AISC 360-05 para verificar la seguridad de la estructura contra todo estado límite de falla.

#### **4.2 HIPÓTESIS DE CARGA**

Las hipótesis de carga son determinadas en base a un estudio previo al diseño de la torre por ingenieros eléctricos en los que se determina la ruta que seguirá la línea de transmisión así como las dimensiones generales de la torre como se puede observar en el Anexo B.

Todos estos datos dependen de diversos factores como la ubicación geográfica proyectada para la torre, altura del terreno, velocidad promedio de viento en la zona, separación entre torres, voltaje que transportará la línea, diámetro y material del cable conductor, además de la posición y función que ocupará la torre en la línea, Angulo entre los cables de llegada y salida.

Otro factor determinante son las longitudes y materiales de los que están hechas las cadenas de aisladores.



#### 4.2.1 CASO 1A

Se considera una presión máxima de viento actuando sobre los conductores, para este caso se aplica una fuerza de viento máxima sobre los conductores lo que genera una fuerza transversal a la línea, el viento también se aplicara a la torre y se tomará una presión de viento de  $90\text{Kg/m}^2$ , la misma que al multiplicarse por el ancho de ala de los elementos estructurales la podemos aplicar como carga distribuida a lo largo de los mismos, además se colocan las fuerzas vertical y transversal como se indica en la figura 4-2.

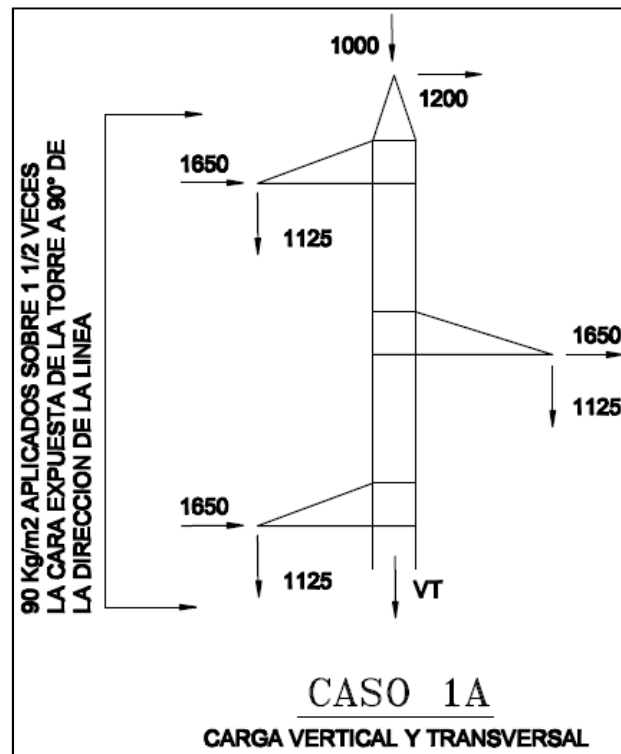


Figura 4.1 Caso 1A carga vertical y transversal

### 4.2.2 CASO 2

Esta hipótesis de carga considera la aplicación de cargas verticales debido al posible uso de pesas con la finalidad de incrementar las distancias eléctricas en caso de observarse en el montaje de la línea que las distancias dadas en el pliego del concurso sean insuficientes, para este caso se aplicara una presión de viento de 45 Kg/m<sup>2</sup> en la dirección más crítica.

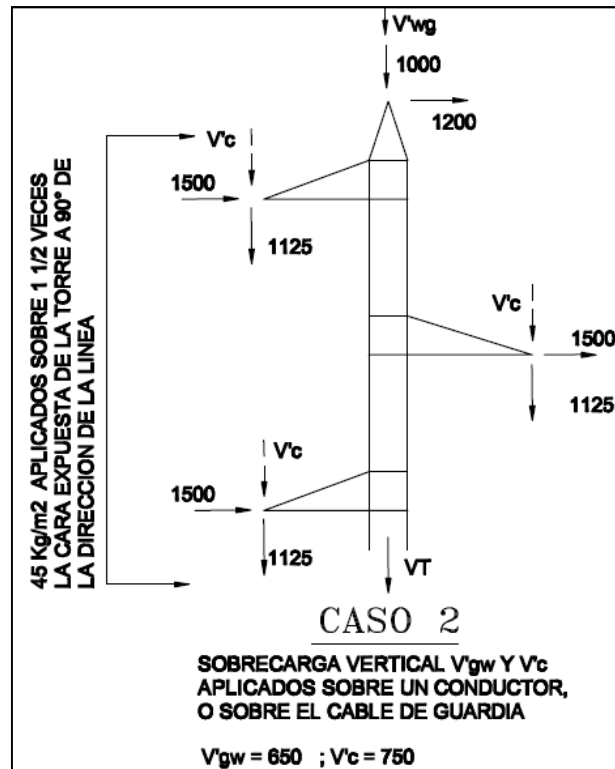


Figura 4.2 Caso 2 sobrecarga vertical

### 4.2.3 CASO 3A

Se considera las fuerzas actuantes sobre la torre en caso de una posible rotura del cable de guarda ubicado en la cúpula de la torre, la fuerza generada por esta ruptura actúa en el eje longitudinal de la línea y producirá un momento de vuelco importante en la torre, para este análisis se considera una carga de viento reducido al 25% de la carga aplicada en la hipótesis de viento máximo, esto quiere decir una presión de  $22,5\text{Kg/m}^2$  actuando en la dirección más crítica.

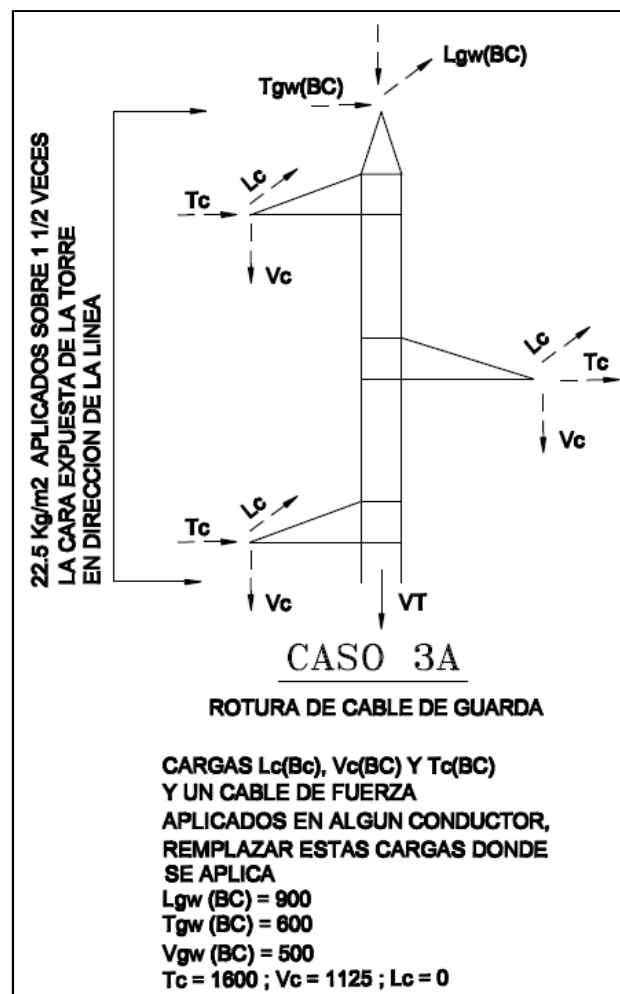


Figura 4.3 Caso 3A rotura del cable de guarda

#### 4.2.4 CASO 3B

Se considera las fuerzas actuantes sobre la torre en caso de una posible rotura del cable conductor ubicado en la cruceta intermedia de la torre, la fuerza generada en la cruceta media producirá un importante momento de vuelco sobre toda la estructura y un momento flector en la cruceta aplicada que se transmitirá como un par torsor hacia el cuerpo de la torre, para este análisis se considera una carga de viento reducida al 25% de la carga aplicada en la hipótesis de viento máximo, es decir  $22,5\text{Kg/m}^2$  aplicados como carga distribuida sobre los elementos estructurales de la torre.

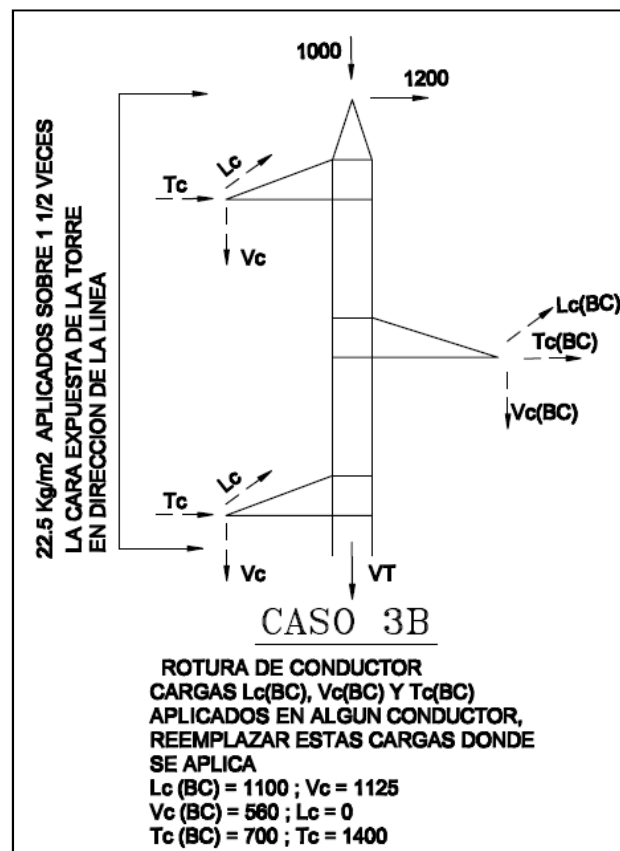


Figura 4.4 Caso 3B rotura del conductor

#### 4.2.5 CASO 4

Se considera las fuerzas actuantes sobre la torre debido a un tensado mayor de los cables de un lado de la torre produciendo una carga longitudinal que es absorbida por la estructura, para este análisis se considera una carga de viento reducida al 50% de la carga aplicada en la hipótesis de viento máximo, es decir  $45 \text{ Kg/m}^2$  aplicados en la dirección más crítica y se procede a cargar la torre tal como se indica en la figura 4-6

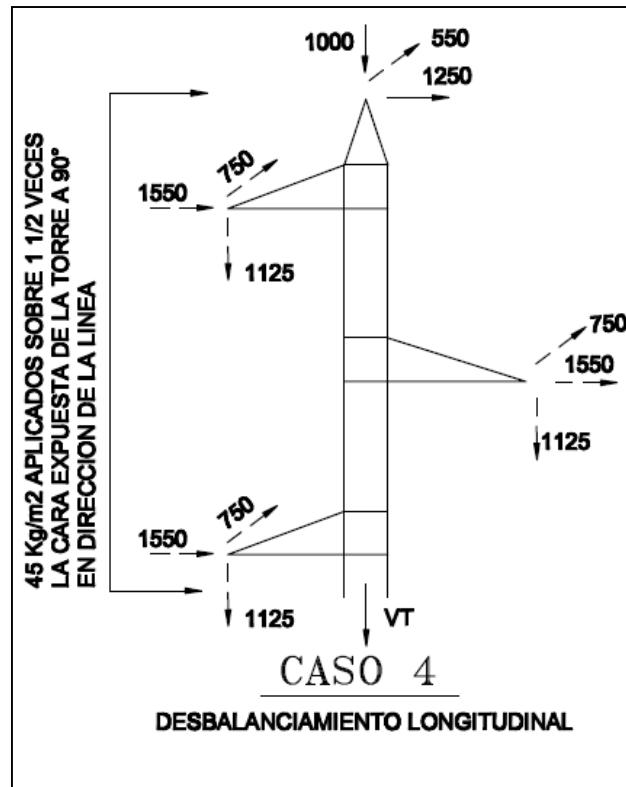


Figura 4.5 Caso 4 desbalanceamiento longitudinal

### 4.3 CARGA DE VIENTO

A pesar de haber normativas para la aplicación de la carga de viento, para este diseño específico no se aplicó ninguna de ellas puesto que en el pliego del concurso se pide la aplicación de una presión definida previamente por el cliente la cual se encuentra factorada dependiendo de la hipótesis de carga, en todos los casos se pide aplicar la carga de viento 1 ½ veces sobre la cara expuesta de la torre este factor sirve para incluir los factores de barlovento y sotavento en la estructura.

#### 4.3.1 DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Grupo de la estructura	Grupo A	según importancia
Tipo de estructura	Tipo 2	según respuesta al viento
Categoría del terreno	Categoría 3	según rugosidad del terreno
Clase de estructura	Clase B	según tamaño
Altura de la torre	30 metros	

#### 4.3.2 CÁLCULO DE LA PRESIÓN DINÁMICA DE BASE (QZ)

Primero se debe calcular la velocidad de diseño con la siguiente fórmula

$$V_d = K_{zt} * I * K_d * F_c * V_R$$

$K_{zt}$  es igual a 1.00

$I$  Factor de importancia igual a 1.15

$V_R$  Velocidad Regional, dato dado por Transelectric igual a 90 Km-h

$F_c$  Factor de tamaño varía con la altura

$K_d$  Factor de direccionalidad 0.85

Por lo tanto se tiene que:

$$Vd = 1.00 * 1.15 * 0.85 * F_c * 90$$

$$Vd = 87.975 * F_c$$

El factor  $F_c$  se lo saca de la tabla 2.4 y depende de la altura así que se van a tomar tramos de 6 metros

Tramo 1 de 0 a 6 metros el  $F_c$  es 1.08

Tramo 2 de 6 a 12 metros el  $F_c$  es 1.22

Tramo 3 de 12 a 18 metros el  $F_c$  es 1.31

Tramo 4 de 18 a 24 metros el  $F_c$  es 1.38

Tramo 5 de 24 a 30 metros el  $F_c$  es 1.43

Para calcular el factor de corrección por temperatura y altura con respecto al nivel del mar se usa la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau}$$

$\Omega$  es la presión barométrica igual a 600mm de Hg, se considera una altura de 1000 msnm

$\tau$  es la temperatura ambiental en °C, se considera un promedio de 30°C

$G$  es igual a 0.776

La siguiente ecuación se emplea para convertir la energía cinética del viento en una presión estática

$$qz = 0.0048 * G * Vd^2$$

Donde:

$qz$  Presión dinámica equivalente sobre el objeto en Kg/m<sup>2</sup>

$Vd$  Velocidad de diseño en Km/h

Por lo tanto

Tramo 1 de 0 a 6 metros  $qz$  está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.08 * 87.975)^2$$

$$qz = 33.6 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 de 6 a 12 metros el  $qz$  está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.22 * 87.975)^2$$

$$qz = 42.9 \text{ Kg/m}$$

Tramo 3 de 12 a 18 metros el  $qz$  está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.31 * 87.975)^2$$

$$qz = 49.4 \text{ Kg/m}$$

Tramo 4 de 18 a 24 metros el  $qz$  está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.38 * 87.975)^2$$

$$qz = 54.9 \text{ Kg/m}$$

Tramo 5 de 24 a 30 metros el  $qz$  está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.43 * 87.975)^2$$

$$qz = 58.9 \text{ Kg/m}$$



### 4.3.3 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO

Para facilitar el diseño se creó una hoja de cálculo, con la que se comprobó los cálculos realizados en el ítem 4.3.2

DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DINÁMICA DE VIENTO									
Tramo	Altura (m)	Vr (Km/h)	I	Kzt	Kd	Fc	Vd (Km/h)	G	qz (Kg/m <sup>2</sup> )
1	6	90.0	1.15	1.00	0.85	1.08	95.0	0.776	33.6
2	12	90.0	1.15	1.00	0.85	1.22	107.3	0.776	42.9
3	18	90.0	1.15	1.00	0.85	1.31	115.2	0.776	49.4
4	24	90.0	1.15	1.00	0.85	1.38	121.4	0.776	54.9
5	30	90.0	1.15	1.00	0.85	1.43	125.8	0.776	58.9

**Tabla 4.1 Determinación del qz**

Como se puede observar la presión calculada en base a la norma ASCE 7-02 es menor a la presión que se pide en los pliegos del concurso expuestos en el ANEXO B, puesto que el cliente entrega valores basados en experiencias previas y con factores de seguridad elevados que dieron buenos resultados en el pasado.

### 4.4 CARGA DE SISMO

A continuación se presenta el cálculo las cargas de sismo para la Torre.

Como punto de partida se debe calcular el periodo de vibración de la estructura, con la ecuación Ec. 2-1 para comprobar si la ecuación de cortante basal de diseño es aplicable o no,

$$T = 0.09(31)^{\frac{3}{4}} = 1.182 \text{ s}$$

Una vez cumplida la condición se debe determinar el cortante basal total de diseño, para ello es necesario determinar el valor de los coeficientes de la ecuación de la siguiente manera:

- El valor de  $Z$  se obtiene de la Tabla 1 del Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción y consta en el Anexo E.
- El valor de  $I$  se obtiene de la Tabla 4 del Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción y consta en el Anexo F.
- El valor  $W$  se obtiene del programa SAP 2000, este valor es un aproximado debido a que no considera pesos de placas ni pernos.

Reemplazando los valores obtenidos de las tablas antes mencionadas en la ecuación Ec. 2-2 se obtiene el cortante basal total de diseño:

$$V = 0.48(0.4)(1)(2037.9 \text{ Kg}) = 392 \text{ Kg}$$

Con este valor se calcula fuerza concentrada en la parte más alta de la estructura mediante la ecuación Ec. 2-4

$$F_t = 0.07 (1.182 \text{ s})(392 \text{ Kg}) = 32.38 \text{ Kg}$$

Se procede a distribuir esta carga a lo largo de toda la estructura, Para esto nuevamente se divide a la estructura en tramos de 6 metros de altura y se procede a calcular el valor de  $W_i h_i$ , estos valores son:

$$W_1 h_1 = 408 \text{ Kg} \times 5 \text{ m} = 2040 \text{ Kg-m}$$

$$W_2 h_2 = 408 \text{ Kg} \times 5 \text{ m} = 2040 \text{ Kg-m}$$

$$W_3 h_3 = 408 \text{ Kg} \times 5 \text{ m} = 2040 \text{ Kg-m}$$

$$W_4 h_4 = 408 \text{ Kg} \times 5 \text{ m} = 2040 \text{ Kg-m}$$

$$W_4 h_4 = 408 \text{ Kg} \times 5 \text{ m} = 2040 \text{ Kg-m}$$

$$\sum_{1}^{4} W_i h_i = 10200 \text{ Kg} - \text{m}$$

Por último se calculan las fuerzas a aplicarse en cada nivel de la estructura con la ecuación Ec. 2-5.

$$F_1 = \frac{(392 - 32.38)2040}{10200} = 71.92 \text{ Kg}$$

Esta carga se divide para el número de nodos.

$$F_{1/nodo} = \frac{71.92}{64} = 1.12 \text{ Kg}$$

Como se puede observar la carga resultante es muy pequeña en comparación con la carga del viento.

#### **4.4.1 Determinación de la geometría**

De acuerdo a lo solicitado en el pliego se procedió a definir la silueta de la estructura.

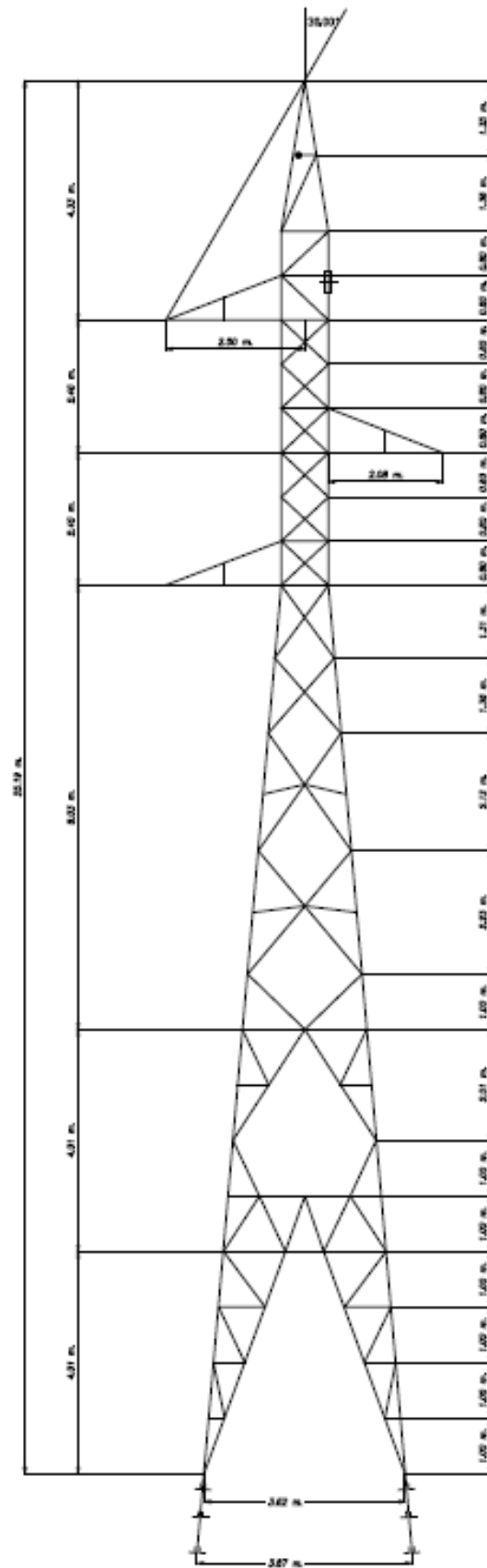


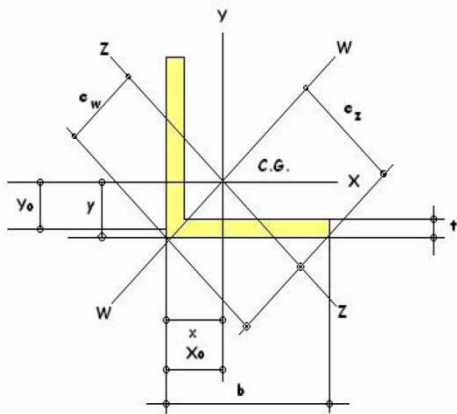
Figura 4.6 Geometría de la torre A-60

## 4.5 CÁLCULO DE MIEMBROS A TRACCIÓN

Para el diseño se va a determinar la resistencia máxima del Stub de la pata sometida a las mayores cargas de compresión y cortante.

### 4.5.1 CÁLCULO MANUAL

Se procede a determinar la capacidad máxima de carga de tracción que es capaz de soportar un perfil L102x12.7mm del Stub cuyo equivalente en pulgadas es L4"x½" de acero estructural ASTM A572 Gr 50, con un esfuerzo de fluencia  $F_y = 3515.32 \text{ Kgf/cm}^2$  y una resistencia a la tensión última  $F_u = 4569.95 \text{ Kgf/cm}^2$



Las propiedades del perfil L 102x12.7 mm son:

$$\text{Area} = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$b = 10.2 \text{ cm}$$

$$t = 1.27 \text{ cm}$$

Para determinar  $\Phi_t P_n$ , en elementos conectados por pernos se debe encontrar sus estados límite de rotura en tracción, rotura en corte y fluencia para elementos soldados, y para elementos apernados también es necesario verificar la resistencia al aplastamiento en el agujero destinado para los pernos.

#### 4.5.1.1 Rotura en tracción en el área neta efectiva

Como el elemento estudiado es el stub sometido a mayor carga se considera un factor  $U = 1.00$ ; lo que significa que el área neta efectiva es igual al área neta debido a que en la junta se procederá a unir con pernos ambos lados del stub.

$$b_{eff} = 2t + 1.6$$

$$b_{eff} = (2 * 1.27) + 1.6$$

$$b_{eff} = 4.14 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 2t \cdot b_{eff} \cdot F_u$$

$$P_n = 2 * 1.27 * 4.14 * 4569.95$$

$$P_n = 48055.76 \text{ Kg}$$

#### 4.5.1.2 Rotura en corte en el área efectiva

$$A_{sf} = 2t \cdot \left(a + \frac{d}{2}\right)$$

$$A_{sf} = 2 * 1.27 * \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$A_{sf} = 11.77 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.6F_u \cdot A_{sf}$$

$$P_n = 0.6 * 4569.95 * 11.77$$

$$P_n = 32273.6 \text{ Kg}$$

#### 4.5.1.3 Aplastamiento en el área proyectada del pasador

Este cálculo solo se lo realiza elementos unidos por pernos, para el diseño se va a considerar que la junta se la realizara mediante 6 pernos de diámetro media pulgada.

En el diseño de las conexiones se procederá a realizar este cálculo más detalladamente.

$$A_{pb} = n \cdot d_a \cdot t$$

$$A_{pb} = 6 * (1.27 + 0.15) * 1.27$$

$$A_{pb} = 10.82 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 1.8F_{c \text{ perno}} \cdot A_{pb}$$

$$P_n = 1.8 * 3360 * 10.82$$

$$P_n = 65440.9 \text{ Kg}$$

#### 4.5.1.4 Fluencia en la sección bruta

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = 3515.35 * 24.19$$

$$P_n = 85036.3 \text{ Kg}$$

#### 4.5.1.5 Resistencia en tracción

Es el menor valor obtenido de  $P_n$  multiplicado por  $\Phi_t$ , por lo tanto

$$\Phi_t P_n = 0.9 * 32273.6 \text{ Kg}$$

$$\Phi_t P_n = 29046.2 \text{ Kg}$$

## 4.5.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO

Para facilitar el diseño se creó una hoja de cálculo, con la que se comprobó los cálculos realizados en el ítem 4.5.1

DISEÑO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN				
<b>DATOS PERFIL</b>				
Perfil Métrico:	<b>L102X13 mm</b>			
Equivalente Ingles:	<b>L4X1/2 in</b>			
Area =	24,19			$\text{cm}^2$
$I_x = I_y =$	231,40			$\text{cm}^4$
$I_w =$	361,28			$\text{cm}^4$
$I_z =$	94,48			$\text{cm}^4$
$r_x = r_y =$	3,10			$\text{cm}$
$r_w =$	3,86			$\text{cm}$
$r_z =$	1,98			$\text{cm}$
$b =$	101,60			$\text{mm}$
$t =$	12,70	$\text{mm}$		
<b>DATOS MATERIAL</b>		<b>DATOS PERNO</b>		
Material	A572Gr50		Material	A325 T1
E =	2.038.901,92	$\text{Kgf/cm}^2$	$\Phi$ Perno =	12,70 $\text{mm}$
$F_y =$	3.515,35	$\text{Kgf/cm}^2$	$\Phi$ Perforación =	14,20 $\text{mm}$
$F_u =$	4.569,95	$\text{Kgf/cm}^2$	$F_t =$	6.320,00 $\text{Kgf/cm}^2$
			$F_c =$	3.360,00 $\text{Kgf/cm}^2$
			Nro Pernos =	6,00
<b>CALCULO CAPACIDAD</b>				
$A_{pb} =$	10,820	$\text{cm}^2$		
$A_{sf} =$	11,772	$\text{cm}^2$		
$B_{eff} =$	4,140	$\text{cm}^2$		
$\Phi_t =$	0,90			
$P_n =$	48055,8	<b>Kg</b>	Rotura en tracción en el Area Neta Efectiva	
$P_n =$	32279,4	<b>Kg</b>	Rotura en corte en el Area Efectiva	
$P_n =$	65441,8	<b>Kg</b>	Aplastamiento en el Area Proyectada del Pasador	
$P_n =$	85036,3	<b>Kg</b>	Fluencia en la Sección Bruta	
$\Phi_t P_n =$	<b>29051,5</b>	<b>Kg</b>	<b>Resultado del diseño en Tracción</b>	

**Tabla 4.2 Diseño de resistencia a la tracción**

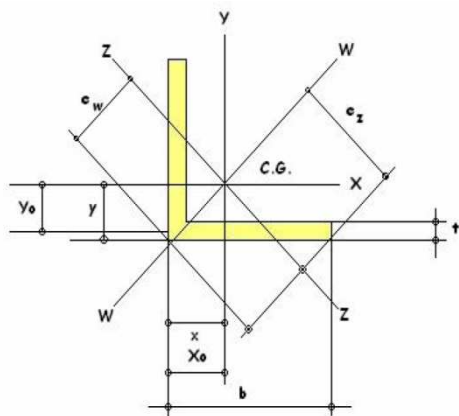
Se observa una leve variación en los datos obtenidos anteriormente con los de esta tabla, esta divergencia se da principalmente por el mayor número de decimales que usa el programa.

## 4.6 CÁLCULO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN



#### 4.6.1 CÁLCULO MANUAL

Se procede a determinar la máxima de carga de compresión que es capaz de soportar un perfil L102x12.7mm cuyo equivalente en pulgadas es L4"x½" de acero estructural ASTM A572 Gr 50, con un modulo de elasticidad  $E = 2038901.92 \text{ Kgf/cm}^2$ , un esfuerzo de fluencia  $F_y = 3515.32 \text{ Kgf/cm}^2$  y una resistencia a la tensión última  $F_u = 4569.95 \text{ Kgf/cm}^2$



Las propiedades del perfil L 102x12.7 mm son:

$$\text{Area} = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$b = 10.2 \text{ cm}$$

$$t = 1.27 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.98 \text{ cm}$$

##### 4.6.1.1 Revisión al pandeo local

Relación de esbeltez

$$\frac{b}{t} = \frac{10.2}{1.27} = 8.03$$

$$\lambda_p = 0.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 * \sqrt{\frac{2038901.92}{3515.32}} = 10.84$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p$$

El perfil analizado es una sección compacta

Por lo tanto no hay disminución por la relación de ancho grueso

$$Q_a = 1 ; Q_s = 1 ; Q = 1$$

#### 4.6.1.2 Límite de esbeltez y longitud efectiva

Para efectos de cálculo se supondrá una longitud sin arriostrar del ángulo de 1 metro que es la longitud que no está embebida en el hormigón y esta sin arriostramientos laterales como se observa en el Anexo C.

$$\frac{K.L}{r_z} = \frac{1 * 100}{1.98} = 50.5 < 200$$

$$\frac{K.L}{r_z} < 200$$

#### 4.6.1.3 Pandeo por flexión

$$\frac{KL}{r} = 50.5 > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$$

$$50.5 < 4.71 \sqrt{\frac{2038901.92}{1 * 3515.35}} = 96.33$$

Determinar  $F_e$  tensión crítica de pandeo elástico según la ecuación de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{3.1416^2 * 2038901.92}{50.5^2}$$

$$F_e = 7890.01 \text{ Kg/cm}^2$$

Para determinar  $F_{cr}$  nos basamos en las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$  (o  $F_e \geq 0.44QF_y$ )

$$F_{cr} = Q \left[ 0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y$$

(b) Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$  (o  $F_e \geq 0.44QF_y$ )

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

Por lo tanto:

$$F_{cr} = Q \left[ 0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = 1 * \left[ 0.658 \frac{1 * 3515.35}{7890.01} \right] 3515.35$$

$$F_{cr} = 2917.29 \text{Kgf/cm}^2$$

#### 4.6.1.4 Resistencia en compresión

$$\Phi_c P_n = \Phi_c * F_{cr} \cdot A_g$$

$$\Phi_c P_n = 0.9 * 2917.29 * 24.19$$

$$\Phi_c P_n = 63512.02 \text{ Kg}$$

#### 4.6.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO

Para facilitar el diseño se creó una hoja de cálculo, con la que se comprobó los cálculos realizados en el ítem 4.3.1

DISEÑO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN				
<b>DATOS PERFIL</b>				
Perfil Métrico:	<b>L102X13 mm</b>			
Equivalente Ingles:	<b>L4X1/2 in</b>			
Area =	24,19			cm <sup>2</sup>
lx = ly =	231,40			cm <sup>4</sup>
lw =	361,28			cm <sup>4</sup>
lz =	94,48			cm <sup>4</sup>
rx = ry =	3,10			cm
rw =	3,86			cm
rz =	1,98			cm
b =	101,60	mm		
t =	12,70	mm		
Longitud Perfil =	100,00	cm		
<b>DATOS MATERIAL</b>		<b>DATOS PERNO</b>		
Material	A572Gr50		Material	A394 T0
E =	2.038.901,92	Kgf/cm <sup>2</sup>	Φ Perno =	12,70 mm
Fy =	3.515,35	Kgf/cm <sup>2</sup>	Φ Perforación =	14,20 mm
Fu =	4.569,95	Kgf/cm <sup>2</sup>	Fy =	5.056,00 Kgf/cm <sup>2</sup>
			Fu =	2.688,00 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>CALCULO CAPACIDAD</b>				
Φ <sub>c</sub> =	0,90			
K =	1,00			
b/t =	8,00			
KL/r =	50,51			
λ <sub>p</sub> =	10,84			
λ <sub>r</sub> =	21,92			
Q <sub>s</sub> =	1,00			
F <sub>e</sub> =	7889,08	Kgf/cm <sup>2</sup>		
F <sub>cr</sub> =	2917,2	Kgf/cm <sup>2</sup>		
<b>Φ<sub>c</sub> P<sub>n</sub> =</b>		<b>63511,0 Kg</b>	<b>Resultado del diseño en Compresión</b>	

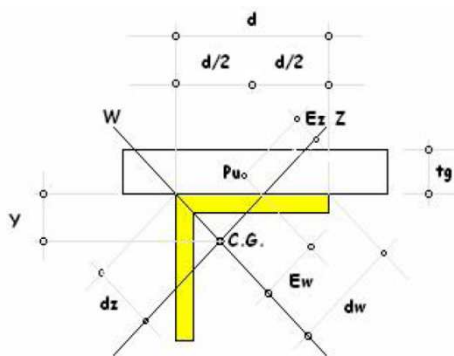
Tabla 4.3 Diseño de resistencia a la compresión

## 4.7 CÁLCULO DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### 4.7.1 CÁLCULO MANUAL

Se procede a determinar la máxima de carga de flexión que es capaz de soportar un perfil L102x12.7mm cuyo equivalente en pulgadas es L4"x½" de acero estructural ASTM A572 Gr 50, con un modulo de elasticidad  $E = 2038901.92 \text{ Kgf/cm}^2$ , un esfuerzo de fluencia  $F_y = 3515.32 \text{ Kgf/cm}^2$  y una resistencia a la tensión última  $F_u = 4569.95 \text{ Kgf/cm}^2$

Las propiedades del perfil L 102x12.7 mm son:



$$\text{Área} = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$X = Y = 2.99 \text{ cm}$$

$$I_w = 361.28 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 94.48 \text{ cm}^4$$

$$b = 10.2 \text{ cm}$$

$$t = 1.27 \text{ cm}$$

El momento de flexión que se va a generar en los elementos de una torre es producido por la excentricidad de las conexiones, para el cálculo se asume un espesor de 1,27cm para todos los elementos que se van a conectar con el ángulo que estamos estudiando.

#### 4.7.1.1 Cálculo de las distancias geométricas

$$d_w = b * 0.7071 = 7.212 \text{ cm}$$

$$d_z = Y * \sqrt{2} = 2.99 * 1.41 = 4.23 \text{ cm}$$

#### 4.7.1.2 Momento de fluencia

$$S_{cz} = \frac{I_z}{d_z} = \frac{94.48}{4.23} = 22.33 \text{ cm}^3$$

$$M_y = F_y \cdot S_{sz}$$

$$M_{yz} = 3515.32 * 22.33 = 78499.8 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$M_n = 1.5M_y$$

$$M_{nz} = 1.5 * 3515.32 * 22.33 = 117795.6 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$S_{cw} = \frac{I_w}{d_w} = \frac{361.28}{7.21} = 50.1 \text{ cm}^3$$

$$M_y = F_y \cdot S_{cw}$$

$$M_{yw} = 3515.32 * 50.1 = 176927.5 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$M_n = 1.5F_y \cdot S_{cw}$$

$$M_{nw} = 1.5 * 3515.32 * 50.1 = 264219.46 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

#### 4.7.1.3 Pandeo lateral torsional

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2C_b}{L}$$

$$M_e = \frac{0.46 * 2038901.92 * 10.2^2 * 1.27^2 * 1}{100}$$

$$M_e = 1563844.97 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud, se tiene las siguientes ecuaciones que dependen de la relación entre  $M_e/M_y$

(a) Cuando  $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left( 0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y} \right) M_y$$

(b) Cuando  $M_e > M_y$

$$M_n = \left( 1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1.5M_y$$

Para este caso aplicamos la ecuación (b)

$$M_{nz} = \left( 1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{78499.8}{117795.6}} \right) 78499.8 \leq 1.5 * 78499.8$$

$$M_{nz} = 117795.6 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$M_{nw} = \left( 1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{176927}{1563844}} \right) 176927 \leq 1.5 * 176927$$

$$M_{nw} = 265390.5 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

#### 4.7.1.4 Pandeo local de ala

Relación de esbeltez

$$\frac{b}{t} = \frac{10.2}{1.27} = 8.03$$

$$\lambda_p = 0.54 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.54 * \sqrt{\frac{2038901.92}{3515.32}} = 13.01$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p$$

El perfil analizado es una sección compacta

Para secciones compactas, no se aplica el estado límite de pandeo local de ala

#### 4.7.1.5 Resistencia total en flexión

Es el menor valor obtenido de  $M_{nz}$  y  $M_{nw}$  multiplicado por  $\Phi_b$ , por lo tanto

$$\Phi_b M_{nz} = 106016.1 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$\Phi_b M_{nw} = 238851.5 \text{ Kgf} - \text{cm}$$



#### 4.7.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO

Para facilitar el diseño se creó una hoja de cálculo, con la que se comprobó los cálculos realizados en el ítem 4.4.1

DISEÑO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN			
<b>DATOS PERFIL</b>			
Perfil Métrico:	<b>L102X13 mm</b>		
Equivalente Ingles:	<b>L4X1/2 in</b>		
Area =	24,19 <b>cm<sup>2</sup></b>		
X = Y =	2,99 <b>cm</b>		
Ix = Iy =	231,40 <b>cm<sup>4</sup></b>		
Iw =	361,28 <b>cm<sup>4</sup></b>		
Iz =	94,48 <b>cm<sup>4</sup></b>		
rx = ry =	3,10 <b>cm</b>		
rw =	3,86 <b>cm</b>		
rz =	1,98 <b>cm</b>		
b =	101,60 <b>mm</b>		
t =	12,70 <b>mm</b>		
<b>DATOS MATERIAL</b>		<b>DATOS PERNO</b>	
Material	A572Gr50	Material	A307
E =	2.038.901,92 <b>Kgf/cm<sup>2</sup></b>	Φ Perno =	12,70 <b>mm</b>
Fy =	3.515,35 <b>Kgf/cm<sup>2</sup></b>	Φ Perforación =	14,20 <b>mm</b>
Fu =	4.569,95 <b>Kgf/cm<sup>2</sup></b>	Fy =	3.160,00 <b>Kgf/cm<sup>2</sup></b>
Myz =	78.545,67 <b>Kgf-cm</b>	Fu =	1.680,00 <b>Kgf/cm<sup>2</sup></b>
Myw =	176.781,96 <b>Kgf-cm</b>	Nro Pernos =	1,00
<b>CALCULO CAPACIDAD</b>			
Φ <sub>b</sub> =	0,90		
L =	100,00 <b>cm</b>		
Mnz =	117818,51 <b>Kgf-cm</b>	Fluencia en z	
Mnw =	265172,94 <b>Kgf-cm</b>	Fluencia en w	
Me =	1561525,30 <b>Kgf-cm</b>		
Mnz =	117818,51 <b>Kgf-cm</b>	Pandeo Lateral Torsional en z	
Mnw =	265172,94 <b>Kgf-cm</b>	Pandeo Lateral Torsional en w	
λ <sub>p</sub> =	10,84		
λ <sub>r</sub> =	21,92		
b/t =	8,0		
Mnz =	117818,5 <b>Kgf-cm</b>	Pandeo Local de Ala en z	
Mnw =	265172,9 <b>Kgf-cm</b>	Pandeo Local de Ala en w	
<b>Φ<sub>b</sub> M<sub>n,z</sub> =</b>		<b>106036,7 Kg-cm Resultado del diseño en Flexión (eje z)</b>	
<b>Φ<sub>b</sub> M<sub>n,w</sub> =</b>		<b>238655,6 Kg-cm Resultado del diseño en Flexión (eje w)</b>	

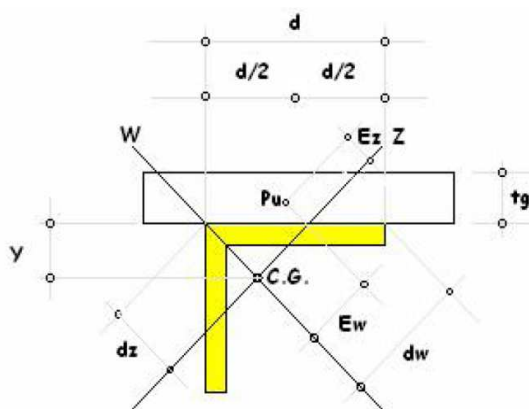
Tabla 4.4 Diseño de resistencia a la flexión

## 4.8 CÁLCULO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN

### 4.8.1 CÁLCULO MANUAL

Se procede a determinar la máxima combinación de cargas que es capaz de soportar un perfil L102x12.7mm cuyo equivalente en pulgadas es L4"x½" de acero estructural ASTM A572 Gr 50, con un modulo de elasticidad  $E = 2038901.92 \text{ Kgf/cm}^2$ , un esfuerzo de fluencia  $F_y = 3515.32 \text{ Kgf/cm}^2$  y una resistencia a la tensión última  $F_u = 4569.95 \text{ Kgf/cm}^2$

Las propiedades del perfil L 102x12.7 mm son:



$$\text{Área} = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$X = Y = 2.99 \text{ cm}$$

$$b = 10.2 \text{ cm}$$

$$t = 1.27 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.98 \text{ cm}$$

$$r_w = 3.86 \text{ cm}$$

#### 4.8.1.1 Cálculo de Excentricidades

$$E_w = \frac{0.7071}{2}(b + t) = \frac{0.7071}{2}(10.2 + 1.27)$$

$$E_w = 4.06 \text{ cm}$$

$$E_z = Y\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(b - t) = 2.99\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(10.2 - 1.27)$$

$$E_z = 1.07 \text{ cm}$$

#### 4.8.1.2 Cálculo a Flexo-Compresión

$$\lambda c^2 = \left( \frac{KL}{r_z \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$\lambda c^2 = \left( \frac{1 * 100}{1.98 * \pi} \right)^2 \frac{3515.35}{2038901.92}$$

$$\lambda c^2 = 0.4455$$

$$P_{ez} = \frac{A_g F_y}{\lambda c^2} = \frac{24.19 * 3515.35}{0.4455}$$

$$P_{ez} = 190836.8 \text{ Kg}$$

$$\lambda c^2 = \left( \frac{KL}{r_w \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$\lambda c^2 = \left( \frac{1 * 100}{3.86 * \pi} \right)^2 \frac{3515.35}{2038901.92}$$

$$\lambda c^2 = 0.1172$$

$$P_{ew} = \frac{A_g F_y}{\lambda c^2} = \frac{24.19 * 3515.35}{0.1172}$$

$$P_{ew} = 725280.4 \text{ Kg}$$

(a) Cuando  $P_r/P_c < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(b) Cuando  $P_r/P_c \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Se supone  $P_r/P_c \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{2\Phi_c P_{nc}} + \left( \frac{E_z P_r}{\Phi_b M_{nz} \left(1 - \frac{P_r}{P_{ez}}\right)} + \frac{E_w P_r}{\Phi_b M_{nw} \left(1 - \frac{P_r}{P_{ew}}\right)} \right) \leq 1.0$$

Se recopila los datos calculados en los ítems 4.2; 4.3; y 4.4; estos datos se usaran para calcular la carga última.

$$\Phi_t P_{nt} = 29046.2 \text{ Kg}$$

$$\Phi_c P_{nc} = 63512 \text{ Kg}$$

$$\Phi_b M_{nz} = 106016.1 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$\Phi_b M_{nw} = 238851.5 \text{ Kgf} - \text{cm}$$

$$P_{ez} = 190836.8 \text{ Kg}$$

$$P_{ew} = 725280.4 \text{ Kg}$$

$$E_z = 1.07 \text{ cm}$$

$$E_w = 4.06 \text{ cm}$$

Se reemplaza los valores en la ecuación y asignamos un valor de  $P_r$  que satisfaga la igualdad.

$$\frac{26760}{2 * 63512} + \left( \frac{1.07 * P_r}{106016.1 \left(1 - \frac{26760}{190836.8}\right)} + \frac{4.06 * P_r}{238851.5 \left(1 - \frac{26760}{725280.4}\right)} \right) = 1.0$$

Por lo tanto el valor de  $P_r \approx 26760 \text{ Kg}$

No es un valor exacto debido a que se lo obtiene al tanteo, tratando de obtener la igualdad arriba anotada.

## 4.8.2 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO

Para facilitar el diseño se creó una hoja de cálculo, con la que se comprobó los cálculos realizados en el ítem 4.5.1

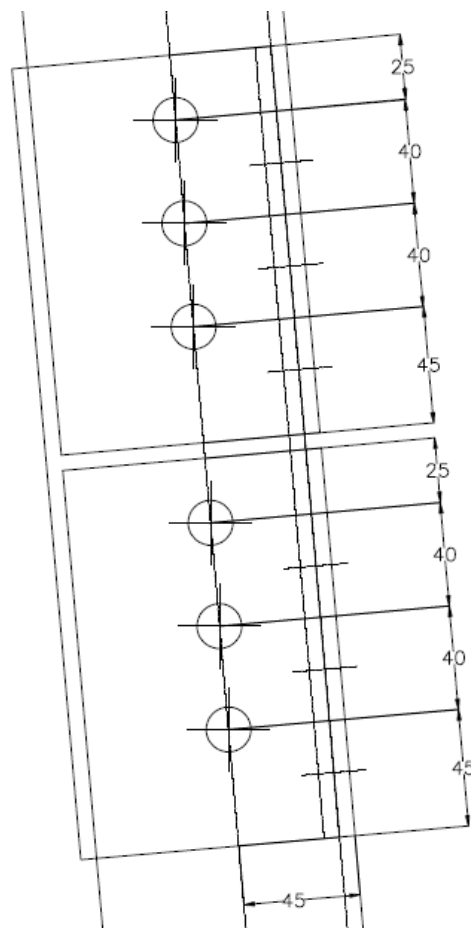
DISEÑO DE RESISTENCIA A LA FLEJO-COMPRESIÓN									
<b>DATOS PERFIL</b>									
Perfil Métrico:	L102X13 mm								
Equivalente:	L4X1/2 in								
Area =	24,19 cm <sup>2</sup>								
X = Y =	2,99 cm								
I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> =	231,40 cm <sup>4</sup>								
I <sub>w</sub> =	361,28 cm <sup>4</sup>								
I <sub>z</sub> =	94,48 cm <sup>4</sup>								
r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub> =	3,10 cm								
r <sub>w</sub> =	3,86 cm								
r <sub>z</sub> =	1,98 cm								
b =	101,60 mm								
t =	12,70 mm								
E <sub>w</sub> =	4,04 cm								
E <sub>z</sub> =	1,09 cm								
<b>DATOS MATERIAL</b>		<b>DATOS PERNO</b>							
Material	A572Gr50	Material	A325 T1						
E =	2038901,9 Kg/cm <sup>2</sup>	Φ Perno =	12,70 mm						
F <sub>y</sub> =	3515,4 Kg/cm <sup>2</sup>	Φ Perforación =	14,20 mm						
F <sub>u</sub> =	4570,0 Kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>y</sub> =	6320,00 Kg/cm <sup>2</sup>						
M <sub>yz</sub> =	78545,7 Kg-cm	F <sub>u</sub> =	3360,00 Kg/cm <sup>2</sup>						
M <sub>yw</sub> =	176780,3 Kg-cm	Nro Pernos =	1,00						
<b>FACTORES DE RESISTENCIA</b>									
Φ <sub>t</sub> = 0,90		Φ <sub>c</sub> = 0,90			Φ <sub>b</sub> = 0,90				
<b>RESULTADOS DEL DISEÑO</b>									
Nro	L cm	Φ <sub>t</sub> *P <sub>nt</sub> Kgf	Φ <sub>c</sub> *P <sub>nc</sub> Kgf	Φ <sub>b</sub> *M <sub>nz</sub> Kgf-cm	Φ <sub>b</sub> *M <sub>nw</sub> Kgf-cm	P <sub>ez</sub> Kgf	P <sub>ew</sub> Kgf	P <sub>u</sub> Kgf	P <sub>u</sub> /P <sub>ad</sub> %
Lcr	396,0	76532,7	9605,4	98813,5	180837,8	12169,5	46250,4	8572,3	100,0%
1	20,0	76532,7	75963,9	106036,7	238653,4	4770914,2	18132005,1	29548,4	100,0%
2	40,0	76532,7	74282,6	106036,7	238653,4	1192728,5	4533001,3	29194,7	100,0%
3	60,0	76532,7	71562,9	106036,7	238653,4	530101,6	2014667,2	28580,0	100,0%
4	80,0	76532,7	67921,6	106036,7	238653,4	298182,1	1133250,3	27771,8	100,0%
5	100,0	76532,7	63511,0	106036,7	238653,4	190836,6	725280,2	26765,5	100,0%
6	120,0	76532,7	58507,2	106036,7	238653,4	132525,4	503666,8	25513,1	100,0%
7	140,0	76532,7	53099,5	106036,7	231367,7	97365,6	370040,9	23992,6	100,0%
8	160,0	76532,7	47477,9	106036,7	226250,9	74545,5	283312,6	22434,2	100,0%
9	180,0	76532,7	41822,8	106036,7	221445,1	58900,2	223851,9	20862,0	100,0%
10	200,0	76532,7	36295,6	106036,7	216899,6	47709,1	181320,1	19297,7	100,0%
11	220,0	76532,7	31032,5	106036,7	212576,3	39429,0	149851,3	17759,2	100,0%
12	240,0	76532,7	26150,6	106036,7	208445,4	33131,3	125916,7	16262,4	100,0%
13	260,0	76532,7	22282,1	105816,4	204483,3	28230,3	107290,0	14899,4	100,0%
14	280,0	76532,7	19212,7	104687,3	200670,9	24341,4	92510,2	13649,8	100,0%
15	300,0	76532,7	16736,4	103597,9	196992,4	21204,1	80586,7	12531,8	100,0%
16	320,0	76532,7	14709,7	102544,2	193434,6	18636,4	70828,1	11530,5	100,0%
17	340,0	76532,7	13030,0	101522,9	189986,4	16508,4	62740,5	10631,8	100,0%
18	360,0	76532,7	11622,5	100531,3	186638,2	14725,0	55963,0	9825,7	100,0%
19	380,0	76532,7	10431,3	99566,9	183381,7	13215,8	50227,2	9100,0	100,0%
20	400,0	76532,7	9414,2	98627,5	180209,9	11927,3	45330,0	8448,8	100,0%

Tabla 4.5 Diseño de resistencia a la flexo-compresión

## 4.9 CÁLCULO DE LAS JUNTAS

Una falla frecuente se debe a que después de diseñar cuidadosamente los miembros de una estructura, se seleccionan en forma arbitraria conexiones que pueden no ser de suficiente tamaño. Los ingenieros a veces delegan el trabajo de seleccionar las conexiones a los dibujantes, quienes quizás no tienen el conocimiento suficiente por esta razón es imperativo poner especial énfasis en el diseño de las juntas.

### 4.9.1 DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN GEOMÉTRICA DE LA JUNTA MAS CRÍTICA



**Figura 4.7 Dimensionamiento de la junta más crítica**

Para el diseño geométrico se utilizó pernos de 5/8" (15.875 mm) por esta razón se determinó las distancias entre pernos y distancias al borde

#### 4.9.2 RESISTENCIA DE TRACCIÓN Y CORTE EN PERNOS

$$A_b = \pi d^2 / 4 = \pi \times 1.5875^2 / 4$$

$$A_b = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$R_n = n F_{nv} A_b$$

$$R_n = 6 \times 4220 \times 1.979$$

$$R_n = 50116.56 \text{ Kgf}$$

$$\Phi R_n = 37587.4 \text{ Kgf}$$

#### 4.9.3 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN LAS PERFORACIONES

$$L_{c \text{ exterior}} = (25 - 7.94)$$

$$L_{c \text{ exterior}} = 17.06$$

$$L_{c \text{ exterior}} = 1.7 \text{ cm}$$

$$L_{c \text{ interior}} = ((40 - 15.88) + (40 - 15.88))$$

$$L_{c \text{ interior}} = 48.24 \text{ mm} = 4.82 \text{ cm}$$

$$R_{n \text{ exterior}} = 1.2 L_{c \text{ exterior}} t F_u \leq 2.4 d t F_u$$

$$R_{n \text{ exterior}} = 1.2 \times 1.7 \times 1.27 \times 4570 \leq 2.4 \times 1.58 \times 1.27 \times 4570$$

$$R_{n \text{ exterior}} = 11839.9 \leq 22008.4$$

$$R_{n \text{ interior}} = 1.2L_{c \text{ interior}}tF_u \leq 2.4dtF_u$$

$$R_{n \text{ interior}} = 1.2 \times 4.82 \times 1.27 \times 4570 \leq 2.4 \times 1.58 \times 1.27 \times 4570$$

$$R_{n \text{ interior}} = 33608.1 \leq 22008.4$$

$$\Phi R_n = 0.75 \times (11839.9 + 22008.4)$$

$$\Phi R_n = 0.75 \times 33848.3$$

$$\Phi R_n = 25386.26 \text{ Kgf}$$

Como tenemos 2 líneas de acción, una en cada ala del ángulo el resultado obtenido se multiplica por 2 para obtener la resistencia total de la junta

$$\Phi R_n = 50772.46 \text{ Kgf}$$

#### 4.9.4 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN TRACCION

$$R_n = F_y A_g$$

$$R_n = 3515.4 \times 24.19$$

$$R_n = 3515.4 \times 24.19$$

$$R_n = 85037.5 \text{ Kgf}$$

$$\Phi R_n = 63778.1 \text{ Kgf}$$



#### 4.9.5 RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE CORTE

$$R_n = 0.60F_y A_g$$

$$R_n = 0.60 \times 3515.4 \times 24.19$$

$$R_n = 51022.5$$

$$\Phi R_n = 38266.8 \text{ Kgf}$$

#### 4.9.6 RESISTENCIA A BLOQUE DE CORTE

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 \times 4570 \times 18.1 + 1 \times 4570 \times 18.1 \leq 0.6 \times 3515.4 \times 18.1 + 1 \times 4570 \times 18.1$$

$$R_n = 49630.2 + 82717 \leq 38177.2 + 82717$$

$$R_n = 132347 \leq 120894$$

$$\Phi R_n = 90670.5 \text{ Kgf}$$

#### 4.9.7 RESISTENCIA TOTAL DE LA JUNTA

Se toma la mínima resistencia calculada en los ítems desde el 4.6.2 hasta el 4.6.6

$$\Phi R_n = 37587.4 \text{ Kgf}$$

#### 4.9.8 COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO

Para facilitar el diseño se creó una hoja de cálculo, con la que se comprobó los resultados obtenidos en el ítem 4.6.7

DISEÑO DE JUNTAS APERNADAS											
DATOS MATERIALES											
Distancia entre borde y		[mm]	[in]								
Doble Placa		25,4	1								
Simple Placa		NO	SI								
	Tipo	Fy [Ksi]	Fu [Ksi]								
Tipo de Acero Pernos	A325-T1	-	92								
Tipo de Acero Perfiles 1	A572-Gr50	50	65								
Tipo de Acero Perfiles 2	A572-Gr50	50	65								
Tipo de Acero PL conexión	A-36	36	58								
Tipo de Acero PL conexión	A-36	36	58								
F PD		1									
DISEÑO DE PERNOS CONEXIÓN DE MONTANTES a Corte Simple											
Diseño en Base A Specifications AISC J3.6											
Pu	Pu	f perno	e perfil	Fu, perfil	Fu, perno	Vn/perno	Vn.ap/perno	Vn Placa Max [in]	No. pernos Max Calc	No. pernos True	Pu / V adm.
[kgf]	[kips]	[in]	[in]	[ksi]	[ksi]	[kips]	[kips]	[in]			
5000,0	11,0	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	0,80	6	13,3%
10000,0	22,0	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	1,60	6	26,7%
15000,0	33,1	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	2,40	6	40,0%
20000,0	44,1	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	3,20	6	53,4%
25000,0	55,1	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	4,00	6	66,7%
30000,0	66,1	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	4,81	6	80,1%
35000,0	77,2	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	5,61	6	93,4%
<b>37475,0</b>	<b>82,6</b>	<b>5/8</b>	<b>1/2</b>	<b>65,3</b>	<b>92</b>	<b>13,76</b>	<b>26,94</b>	<b>48,98</b>	<b>6,00</b>	<b>6</b>	<b>100,0%</b>
40000,0	88,2	5/8	1/2	65,3	92	13,76	26,94	48,98	6,41	6	106,8%

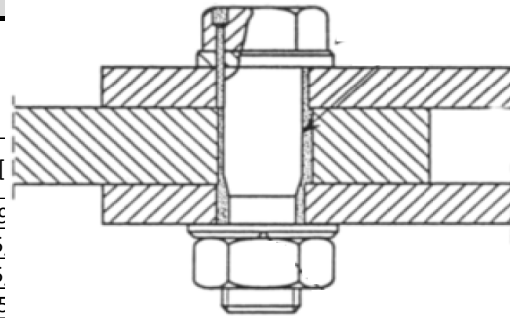


Tabla 4.6 Diseño de juntas apernadas

Se observa una variación de menos del 1% entre el resultado calculado a mano con el obtenido con la hoja de cálculo, este error se debe principalmente a el numero de decimales con los que se trabaja.

## 4.10 SIMULACIÓN EN SAP 2000 V14

Para la simulación se tomó en cuenta todos los aspectos citados a continuación.

### 4.10.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

#### 4.10.1.1 Tipo de estructura

Estructura de anclaje y remate ángulo de  $0^\circ$  a  $60^\circ$

#### 4.10.1.2 Dimensiones básicas

Cuerpo = 8.00 m, Extensión = 4.00 m, Patas = 4.00 m, Cabeza = 6.40 m, Apertura de patas=3.60m, Ancho de la cabeza=0.85m.

#### 4.10.1.3 Configuración

Estructura tipo celosía con conexiones, entre elementos, empernadas.

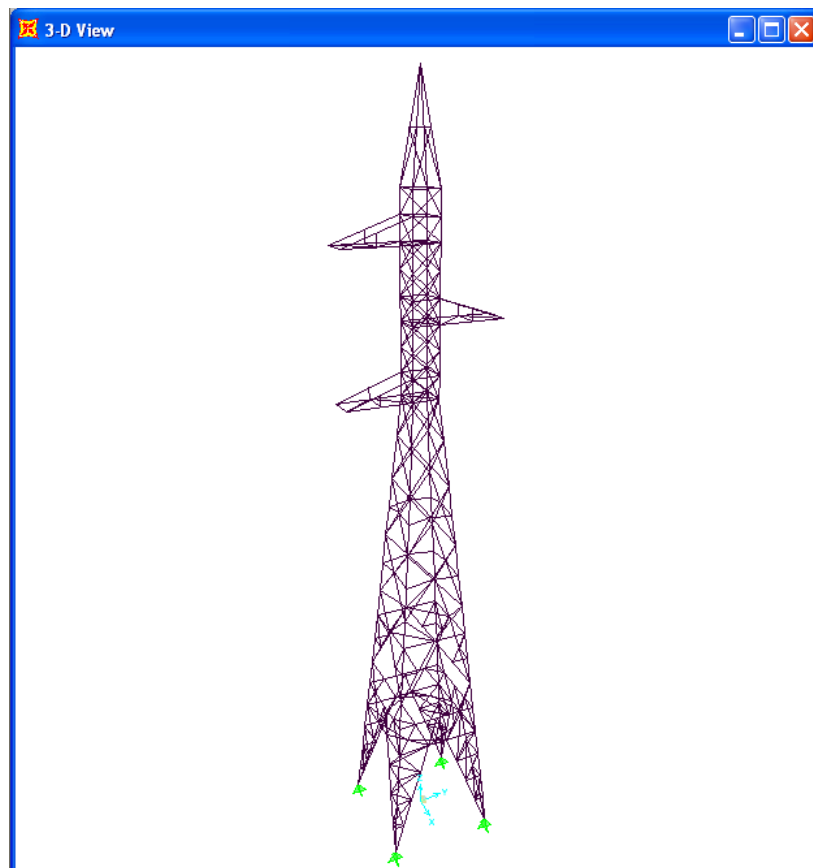


Figura 4.8 Geometría de la torre en SAP 2000

#### 4.10.2 MARCO TEÓRICO PARA EL ESTUDIO

El diseño estructural se lo ha realizado según las especificaciones técnicas de las siguientes normas:

Norma AISC360-05 LRFD para estructuras metálicas.

Norma ASCE 10-97, Diseño de estructuras reticuladas para transmisión eléctrica

Para un diseño correcto se ignoran las provisiones sísmicas de la AISC.

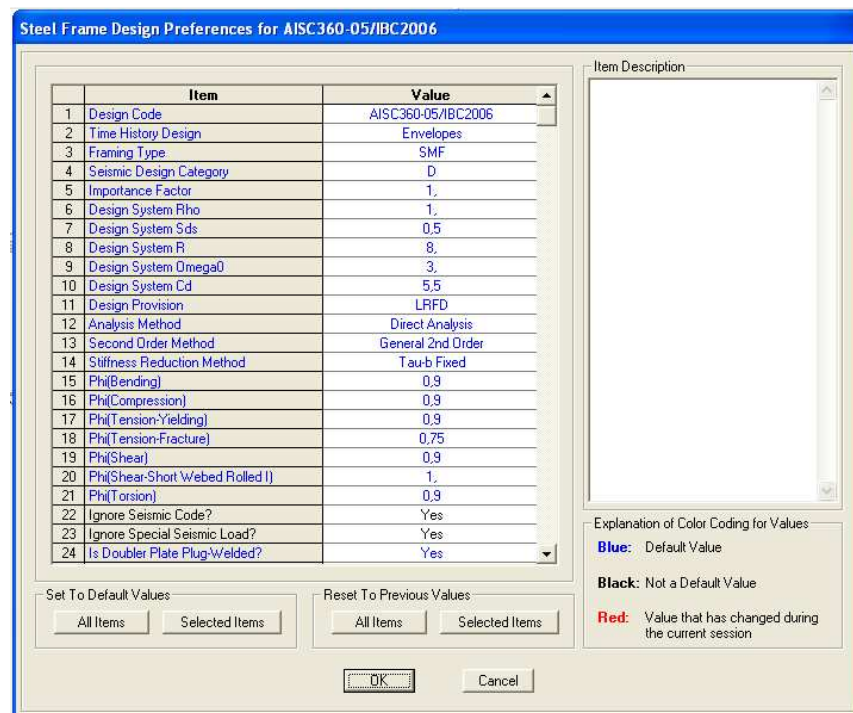


Figura 4.9 Factores para el diseño en SAP2000

#### 4.10.3 ANALISIS DE CARGAS

##### 4.10.3.1 Peso propio de la estructura

El peso propio de la estructura es de 2037.9Kg, este peso fue evaluado directamente por el programa de análisis estructural, con base en los pesos unitarios de los elementos principales multiplicados por las longitudes teóricas. El peso así calculado fue afectado por un factor de **1.4** para considerar los

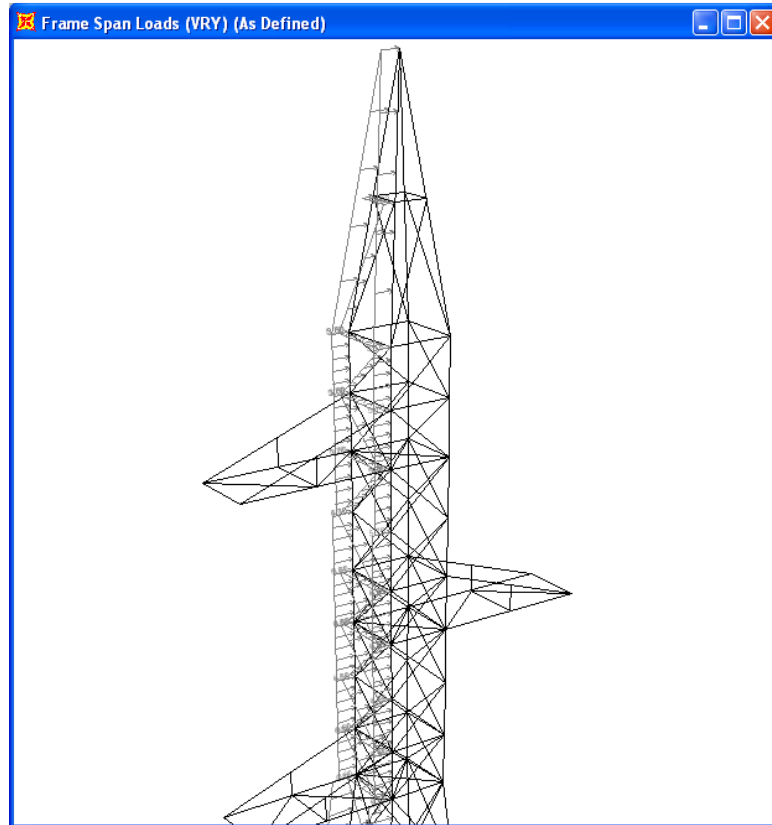
elementos no estructurales que no se incluyen en el programa de análisis, tales como elementos redundantes, tornillos, platinas, galvanizado, etc.

Object Type	Material	Total Weight	Num Pieces
Text	Text	Kgf	Unitless
▶ Frame	A572Gr50	2037.9	492

**Figura 4.10** Peso de la estructura determinado en SAP 2000

#### 4.10.3.2 Carga de Viento en la estructura

La torre se ha diseñado para una presión del viento  $Q_w = 90 \text{ Kg/m}^2$ , multiplicada por el ancho del perfil metálico, se la aplica como carga uniformemente distribuida en cada elemento de la estructura, según lo que indican los esquemas de carga para el diseño de las torres de esta línea de transmisión.



**Figura 4.11 Carga de viento aplicada en SAP 2000**

#### **4.10.3.3 Estados de carga para el diseño**

Según lo que indican los esquemas de carga de la línea de transmisión, se diseñaron las torres considerando los siguientes estados de cargas, teniendo en cuenta que las cargas son últimas e incluyen los factores de seguridad.

- |          |                                |
|----------|--------------------------------|
| CASO 1A: | Carga Vertical y Transversal   |
| CASO 2:  | Sobrecarga Vertical            |
| CASO 3A: | Rotura del Hilo de Guardia     |
| CASO 3B: | Rotura del Hilo Conductor      |
| CASO 4:  | Desbalanceamiento Longitudinal |

**Joint Loads - Force**

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Loads - Force

	Joint Text	LoadPat Text	CoordSys Text	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf
▶	1	1A	GLOBAL	0	1200	-1000
	1	2	GLOBAL	0	1200	-1650
	1	3A	GLOBAL	900	600	-500
	1	3B	GLOBAL	0	1200	-1000
	1	4	GLOBAL	550	1250	-1000
	2	1A	GLOBAL	0	825	-562,5
	2	2	GLOBAL	0	750	-887,5
	2	3A	GLOBAL	0	800	-562,5
	2	3B	GLOBAL	550	350	-290
	2	4	GLOBAL	375	775	-562,5
	3	1A	GLOBAL	0	825	-562,5
	3	2	GLOBAL	0	750	-887,5
	3	3A	GLOBAL	0	800	-562,5
	3	3B	GLOBAL	550	350	-290
	3	4	GLOBAL	375	775	-562,5
	4	1A	GLOBAL	0	825	-562,5
	4	2	GLOBAL	0	750	-887,5
	4	3A	GLOBAL	0	800	-562,5
	4	3B	GLOBAL	0	700	-562,5
	4	4	GLOBAL	375	775	-562,5
	5	1A	GLOBAL	0	825	-562,5
	5	2	GLOBAL	0	750	-887,5
	5	3A	GLOBAL	0	800	-562,5
	5	3B	GLOBAL	0	700	-562,5
	5	4	GLOBAL	375	775	-562,5
	30	1A	GLOBAL	0	825	-562,5
	30	2	GLOBAL	0	750	-887,5
	30	3A	GLOBAL	0	800	-562,5
	30	3B	GLOBAL	0	700	-562,5
	30	4	GLOBAL	375	775	-562,5
	41	1A	GLOBAL	0	825	-562,5
	41	2	GLOBAL	0	750	-887,5
	41	3A	GLOBAL	0	800	-562,5
	41	3B	GLOBAL	0	700	-562,5
	41	4	GLOBAL	375	775	-562,5

Record: 1 of 35

Add Tables... Done

**Figura 4.12 Cargas asignadas en SAP2000**

#### 4.10.4 MATERIALES

Los materiales considerados para el cálculo son:

##### 4.10.4.1 Acero Estructural

Todos los elementos fueron diseñados con acero estructural ASTM A572 (Gr50)

SectionName Text	Material Text	Shape Text	t3 m	t2 m	tf m	tw m	TotalWt Kgf	TotalMass Kgf-s2/m
L102x6.4	A572Gr50	Angle	0,1016	0,1016	0,00635	0,00635	632,62	64,51
L40x3	A572Gr50	Angle	0,04	0,04	0,003	0,003	213,81	21,8
L40x4	A572Gr50	Angle	0,04	0,04	0,004	0,004	480,57	49
L50x4	A572Gr50	Angle	0,05	0,05	0,004	0,004	199,61	20,36
L50x5	A572Gr50	Angle	0,05	0,05	0,005	0,005	264,57	26,98
L51x3	A572Gr50	Angle	0,0508	0,0508	0,003175	0,003175	32,57	3,32
L64x4.7	A572Gr50	Angle	0,0635	0,0635	0,004762	0,004762	40,89	4,17
L76x6.4	A572Gr50	Angle	0,0762	0,0762	0,00635	0,00635	168,88	17,22

**Figura 4.13 Material asignado a los perfiles en SAP2000**

#### 4.10.4.2 Pernos

Los pernos utilizados son tipo ASTM 325 T1 de cabeza hexagonal, con arandela de presión y tuerca de alta resistencia.

Grado de resistencia	Material	Dureza Rockwell		Carga de prueba	Resistencia mínima a la tracción
		Mín.	Máy.		
T1	Acero de medio carbono tratado térmicamente	C 25	C 34	55 (ksi)	74 (ksi)

#### 4.10.4.3 Stubs

El diseño de los Stubs está basado en las normas ASCE en lo que se refiere a pilares de concreto, el material a utilizarse para los Stubs será el mismo que para los montantes ASTM A572 (G50)



**Material Property Data**

General Data

Material Name and Display Color: A572Gr50

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849.0476

Mass per Unit Volume: 800.3801

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 35153481

Minimum Tensile Stress, Fu: 45699526

Effective Yield Stress, Fye: 38668829

Effective Tensile Stress, Fue: 50269478

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

**Figura 4.14 Propiedades del acero A572 Gr50 según SAP 2000**

#### 4.10.5 PROCESO DE CÁLCULO

El tipo geométrico de las torres es de un prisma de base cuadrada, formado por cuatro elementos principales (cantoneiros), con rigidizadores transversales (diagonales) que tiene la finalidad de controlar las deformaciones máximas y para conseguir longitudes de pandeo apropiadas, según el ASCE 10-97, para los diferentes miembros.

Para obtener como resultado los valores de las fuerzas actuantes o solicitaciones en cada una de las barras, se ha realizado un modelo tridimensional de la torre en el programa SAP2000 V14.0.0, considerando que la estructura está apoyada en sus cuatro patas y que los miembros de la torre están liberados para que trabajen como armaduras.

## **4.10.6 DIMENSIONAMIENTO**

### **4.10.6.1 Barras**

El dimensionamiento de los elementos metálicos se ha realizado a través del programa SAP2000 V14.0.0, para las solicitaciones obtenidas de las cargas de diseño, mediante el chequeo de fuerzas en todos los miembros de las estructuras; que se hace de acuerdo con los criterios del AISC 360-05.

### **4.10.6.2 Uniones**

Todas las uniones se han diseñado con pernos ASTM A-325 T1 y se ha comprobado la resistencia, tanto al corte como al aplastamiento, desarrollada en cada una de las uniones proyectadas.

Para el diseño por corte, el último esfuerzo permisible al corte no excede el 60 % del correspondiente esfuerzo mínimo de tracción ( $F_u$ )

La junta y el número de pernos a utilizarse cumplen el diseño tanto por corte como por aplastamiento recomendados en la sección J de la AISC 360-05.

## 4.11 INTERPRETACIÓN DE DATOS.

### 4.11.1 TABLAS Y COMENTARIOS

Sap2000 facilita enormemente el diseño de estructuras metálicas pero hay que tener cuidado y revisar los datos de salida para interpretarlos y analizarlos verificando siempre que los resultados sean coherentes.

En la tabla 4-7 verificamos que las combinaciones de carga se hagan de acuerdo a lo requerido en el pliego del concurso con los factores de carga deseados, en especial en la carga de viento.

En la tabla 4-8 se observa propiedades de los perfiles utilizados para el diseño y cálculo de la torre, es necesario revisar que todos los perfiles sean del material con el que se piensa fabricar la estructura y se puede extraer de esta tabla el peso que vamos a necesitar en perfiles de cada tipo.

En la tabla 4-9 se detalla las reacciones que sufre la base de la torre, en otras palabras aquí se observa el momento de vuelco, la fuerza cortante en la base y la fuerza vertical que se transmite de la torre a la cimentación, estos datos son de suprema utilidad para el diseño de la cimentación de la torre.

Se procede a resaltar las fuerzas máximas que se transmiten a la cimentación, estas fuerzas se producen en el caso 1A que es el caso de viento máximo.

En la tabla 4-10 se enlista los valores de las deformaciones que sufre la cúpula de la torre diseñada en cada uno de los casos, es necesario verificar que la deformación máxima no sobrepase el 1% de la altura total de la torre, en este caso la torre no debe deformarse mas allá de 0.25 metros, se puede observar que la deformación máxima se da en el Caso 1A y es de 0,22 metros, que al ser menor que la deformación máxima permisible nos ratifica el diseño.

En la tabla 4-11 se muestran las fuerzas que se generan en cada una de las patas de la estructura, los valores de la columna F1 son las fuerzas que soporta cada una de las patas en la base en el eje X, en la columna F2 se enlistan las fuerzas

en el eje Y y en la columna F3 se encuentran los valores de las fuerzas en el eje Z.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign
Text	Yes/No	Text	Text	Unitless	Yes/No
CASO1A	No	Linear Static	1A	1	Yes
CASO1A		Linear Static	DEAD	1	
CASO1A		Linear Static	VRX	1	
CASO2	No	Linear Static	2	1	Yes
CASO2		Linear Static	DEAD	1	
CASO2		Linear Static	VRX	0,5	
CASO3A	No	Linear Static	3A	1	Yes
CASO3A		Linear Static	DEAD	1	
CASO3A		Linear Static	VRX	0,25	
CASO3B	No	Linear Static	3B	1	Yes
CASO3B		Linear Static	DEAD	1	
CASO3B		Linear Static	VRX	0,25	
CASO4	No	Linear Static	4	1	Yes
CASO4		Linear Static	DEAD	1	
CASO4		Linear Static	VRX	0,5	
SISMO1	No	Linear Static	4	1	Yes
SISMO1		Linear Static	DEAD	1	
SISMO1		Linear Static	SISMO	1	

Tabla 4.7 Combinaciones de carga

TABLE: Frame Section Properties									
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Área	TorsConst	TotalWt
Text	Text	Text	m	m	m	m	m2	m4	Kgf
L102X6.4	A572Gr50	Angle	0,102	0,102	0,006	0,006	0,00127	1,69E-08	640,03
L40X3	A572Gr50	Angle	0,040	0,040	0,003	0,003	0,00023	6,73E-10	213,81
L40X4	A572Gr50	Angle	0,040	0,040	0,004	0,004	0,00030	1,56E-09	480,57
L50X4	A572Gr50	Angle	0,050	0,050	0,004	0,004	0,00038	1,99E-09	199,61
L50X5	A572Gr50	Angle	0,050	0,050	0,005	0,005	0,00048	3,81E-09	264,57
L51X3	A572Gr50	Angle	0,051	0,051	0,003	0,003	0,00031	1,03E-09	32,57
L64X4.7	A572Gr50	Angle	0,064	0,064	0,005	0,005	0,00059	4,31E-09	41,22
L76X6.4	A572Gr50	Angle	0,076	0,076	0,006	0,006	0,00093	1,24E-08	170,15

Tabla 4.8 Propiedades de los Perfiles usados en el diseño

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
CASO1A	Combination	4,713E-10	-7272,11	7234,56	128466,16	0,37	-3,03
CASO2	Combination	3,413E-10	-6261,06	9834,56	112728,62	0,37	-1,52
CASO3A	Combination	-1202,67	-5400	6734,56	99173,08	-25451	-11,05
CASO3B	Combination	-1402,67	-4700	6689,56	88868,58	-23394	2738,95
CASO4	Combination	-2800	-6461,06	7234,56	118310,12	-54441,13	-1876,52
SISMO1	Combination	-2896,6	-5900	7234,56	112387,58	-55518,99	-1885,32

**Tabla 4.9 Reacciones en la base**

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	CASO1A	Combination	0,0004	0,2196	-0,0015	-0,0192	-0,0002	-0,0003
1	CASO2	Combination	0,0004	0,1926	-0,0022	-0,0172	-0,0001	-0,0002
1	CASO3A	Combination	0,0673	0,1607	-0,0013	-0,0132	0,0073	-0,0001
1	CASO3B	Combination	0,0344	0,1598	-0,0013	-0,0147	0,0021	-0,0039
1	CASO4	Combination	0,1019	0,2081	-0,0015	-0,0187	0,0090	0,0021
1	SISMO1	Combination	0,1032	0,2016	-0,0015	-0,0182	0,0091	0,0023

**Tabla 4.10 Desplazamiento de la cúpula**

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
67	CASO1A	Combination	2259,3	-2042,1	19495,2	0	0	0
67	CASO2	Combination	2092,3	-1844,3	18004,5	0	0	0
67	CASO3A	Combination	1457,9	-1226,1	11742,2	0	0	0
67	CASO3B	Combination	1046,3	-1304,7	10559,2	0	0	0
67	CASO4	Combination	1499,6	-955,0	10447,0	0	0	0
67	SISMO1	Combination	1387,5	-793,4	9492,5	0	0	0
68	CASO1A	Combination	1866,5	-1636,7	-15960,7	0	0	0
68	CASO2	Combination	1533,7	-1295,8	-13108,0	0	0	0
68	CASO3A	Combination	1136,0	-767,0	-8604,6	0	0	0
68	CASO3B	Combination	1121,6	-448,8	-7511,4	0	0	0
68	CASO4	Combination	910,5	-698,6	-7180,4	0	0	0
68	SISMO1	Combination	794,4	-532,2	-6202,9	0	0	0
69	CASO1A	Combination	-1849,9	-1576,5	-15877,8	0	0	0
69	CASO2	Combination	-1528,8	-1280,9	-13087,1	0	0	0
69	CASO3A	Combination	-1694,0	-1427,5	-15399,2	0	0	0
69	CASO3B	Combination	-1388,5	-1366,8	-13671,0	0	0	0
69	CASO4	Combination	-2504,6	-1951,8	-21855,2	0	0	0
69	SISMO1	Combination	-2442,2	-1835,7	-21198,1	0	0	0
70	CASO1A	Combination	-2275,9	-2016,8	19577,9	0	0	0
70	CASO2	Combination	-2097,2	-1840,1	18025,1	0	0	0
70	CASO3A	Combination	-2102,6	-1979,5	18996,2	0	0	0
70	CASO3B	Combination	-2182,1	-1579,7	17312,8	0	0	0
70	CASO4	Combination	-2705,4	-2855,7	25823,1	0	0	0
70	SISMO1	Combination	-2636,3	-2738,6	25143,0	0	0	0

**Tabla 4.11 Reacciones en las patas de la torre**

En el Anexo D se resume el resultado del diseño según la norma AISC 360-05 de la torre A 60 en esta tabla es necesario revisar que en la columna (Ratio) no se encuentre ningún valor mayor que 1.00 lo que significaría que el elemento en cuestión se encuentra sobre cargado y es necesario de reforzarlo o cambiarlo por uno más resistente, también es necesario revisar la última columna (WarmMsg) en esta columna se analiza la longitud crítica de pandeo y se muestra si algún elemento sobrepasa la relación máxima de 200, siempre teniendo en cuenta que para elementos redundantes esta relación puede ser mayor que 200 pero siempre menor que 250.

## CAPÍTULO V.

### 5 PROCEDIMIENTOS DE FABRICACIÓN, MONTAJE Y ANÁLISIS DE COSTOS

#### 5.1 INTRODUCCIÓN

El diseño debe realizarse pensando siempre en como facilitar la elaboración de los planos, también se debe prever posibles problemas que puedan surgir en la fabricación, galvanizado y montaje de la estructura.

#### 5.2 DETALLES DE FABRICACIÓN

Para la fabricación se tomarán en cuenta las siguientes aclaraciones:

- Los agujeros serán de 1.5 mm (1/16 de pulgada) mayor que el diámetro del perno utilizado e indicado en los planos.
- Todas las piezas individuales serán marcadas conforme se indica en los planos, por estampado en frío, antes del galvanizado.
- En uno de los montantes se realizarán perforaciones a utilizarse en el sistema de puesta a tierra.
- En uno de los montantes se realizarán perforaciones para la ubicación de pernos escalantes.

#### 5.3 ESPECIFICACIONES PARA EL MONTAJE

Se cumplirán con las siguientes tolerancias de montaje, para un correcto ensamblaje de la torre.

<i>Nivelación</i>	$\pm 5 \text{ mm.}$
<i>Inclinación para montantes</i>	$\pm 2/1000.$
<i>Verticalidad antes de carga</i>	$0.2 \% \text{ de la altura del elemento}$

Previo al montaje de las torres, se clasificará en el terreno todas las piezas y se las distribuirá por el tramo a que cada una de ellas pertenece, de acuerdo a los planos.

El apriete de las tuercas se da mediante torquímetros, que no deformen las tuercas. El torque especificado para un diámetro de 5/8" es de 1380 kg-cm, con una tolerancia de  $\pm 140$ kg-cm.

Para el apriete de las turcas es necesario que estas se encuentren lubricadas y libres de oxido porque al dar el torque necesario estaríamos sometiendo el elemento roscado a esfuerzos combinados lo que disminuiría la resistencia del perno.

## **5.4 ELABORACIÓN DE ESQUEMAS**

En el esquema se debe incluir la geometría de la estructura detallando con cuidado distancias, longitudes de perfiles, ubicación de las juntas entre los montantes, numero de pernos en las uniones, y perfiles que se deben usar para la fabricación de la torre.

## **5.5 ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE**

### **5.5.1 PLANOS DE TALLER**

En los planos de taller se debe dibujar las piezas aisladas una por una, con su código; en el plano de taller se debe detallar todos los datos necesarios para la correcta fabricación de elemento indicado como son las dimensiones y ubicación de las perforaciones, distancia entre agujeros, longitud de la pieza y tipo de perfil a ser usado para la elaboración de la misma.



### **5.5.2 PLANOS DE MONTAJE**

En los planos de montaje se debe indicar la posición que debe ocupar cada perfil en la torre armada, cada elemento debe tener un código igual al código dado en los planos de taller, también debe detallarse el número, diámetro y longitud de pernos que se van a ocupar en cada junta, así como el tipo, norma, y grado de resistencia de los pernos deben estar detallados en el plano o en una nota del mismo.

## **5.6 ELABORACIÓN DEL LISTADO DE MATERIALES**

El Listado de materiales se lo hace con el fin de facilitar la clasificación y traslado de todas las piezas para el despacho desde la fábrica, hasta la planta de galvanizado, así como para el almacenamiento en bodegas, incluso se lo utiliza para inventariar el material antes del armado de la torre.

Los datos que debe tener el listado de materiales para perfiles son el código de cada pieza con el tipo de perfil del cual está elaborada, con el largo de la pieza la cantidad de elementos iguales y el peso de cada uno así como del conjunto

Para placas de unión los datos son idénticos a los de los perfiles pero se debe aumentar el ancho y el espesor de la placa.

En el caso de los pernos solo se debe detallar el diámetro y longitud de los mismos si es necesario se debe elaborar una nota para indicar la norma, el tipo y grado de resistencia de los pernos en caso de que en la misma estructura se tengan diferentes tipos de perno lo cual no es recomendable.,

LISTADO DE MATERIALES PARA TORRE A60								
CODIGO	DESCRIPCION		LARGO	ANCHO	CANT	PESO/U	PESO/PERF	PESO TOTAL
#	MATERIAL		(mm)	(mm)	(u)	(Kg/m)	(Kg)	(Kg)
S 0		L102x8	186		2	12.93	2.41	4.81
S 1		L50x5	2811		3	3.95	11.11	33.34
S 1	P	L50x5	2811		1	3.95	11.11	11.11
S 2		L76x6,4	5997		3	7.74	46.40	139.21
S 2	P	L76x6,4	5997		1	7.74	46.40	46.40
S 2	J	L76x6,4	226		4	7.74	1.75	7.00
S 3		L40x4	548		4	2.53	1.39	5.55
S 4		L40x4	1488		4	2.53	3.77	15.08
S 5		L40x4	920		4	2.53	2.33	9.32
S 6		L40x4	1225		4	2.53	3.10	12.41
S 7		L40x4	740		12	2.53	1.87	22.50
S 8		L40x4	1217		4	2.53	3.08	12.33
S 9		L40x4	1127		8	2.53	2.86	22.84
S 9	A	L40x4	1127		8	2.53	2.86	22.84
S 10		L40x4	1217		8	2.53	3.08	24.67
S 10	A	L40x4	1217		8	2.53	3.08	24.67
S 11		L40x4	1217		8	2.53	3.08	24.67
S 11	A	L40x4	1217		8	2.53	3.08	24.67
S 12		L50x4	740		6	3.20	2.37	14.21
S 13	L	L50x5	2994		3	3.95	11.84	35.51
S 13	R	L50x5	2994		3	3.95	11.84	35.51
S 14	L	L50x5	2173		3	3.95	8.59	25.77
S 14	R	L50x5	2173		3	3.95	8.59	25.77
S 15		L40x3	480		6	1.92	0.92	5.53
S 16		L40x4	1121		6	2.53	2.84	17.04
S 17		L40x3	1429		6	1.92	2.74	16.45
S 18		L40x3	1052		3	1.92	2.02	6.06
S 19		L40x4	1052		6	2.53	2.67	15.99
S 20		PL E 6mm	204	90	2	49.93	0.92	1.83
S 21		PL E 6mm	243	170	4	49.93	2.06	8.25
S 21	X	PL E 6mm	243	170	2	49.93	2.06	4.12
S 22		PL E 6mm	170	130	6	49.93	1.10	6.62
S 23		PL E 6mm	170	130	20	49.93	1.10	22.07
S 24		PL E 6mm	170	130	8	49.93	1.10	8.83
S 25	L	PL E 6mm	190	130	4	49.93	1.23	4.93
S 25	R	PL E 6mm	190	130	4	49.93	1.23	4.93
S 26		PL E 6mm	135	90	6	49.93	0.61	3.64
S 27		PL E 8mm	120	88	9	66.57	0.70	6.33
S 30		L102x6,4	1960		3	10.39	20.36	61.08
S 30	P	L102x6,4	1960		1	10.39	20.36	20.36
S 30	J	L102x6,4	306		8	10.39	3.18	25.43
S 31		L102x6,4	5994		3	10.39	62.27	186.80
S 31	P	L102x6,4	5994		1	10.39	62.27	62.27
S 32		L40x4	1594		4	2.53	4.04	16.15
S 32	A	L40x4	1594		4	2.53	4.04	16.15
S 33		L40x4	1852		4	2.53	4.69	18.77

**Tabla 5-1 Listado de materiales**

LISTADO DE MATERIALES PARA TORRE A60								
CODIGO	DESCRIPCION		LARGO	ANCHO	CANT	PESO/U	PESO/PERF	PESO TOTAL
#	MATERIAL		(mm)	(mm)	(u)	(Kg/m)	(Kg)	(Kg)
S 33		L40x4	1852		4	2.53	4.69	18.77
S 33	A	L40x4	1852		4	2.53	4.69	18.77
S 34		L50x4	2638		4	3.20	8.44	33.78
S 34	A	L50x4	2638		4	3.20	8.44	33.78
S 35		L40x3	763		8	1.92	1.46	11.71
S 36		L50x4	2955		4	3.20	9.46	37.84
S 36	A	L50x4	2955		4	3.20	9.46	37.84
S 37		L40x3	945		8	1.92	1.81	14.50
S 38		L40x4	1404		4	2.53	3.56	14.23
S 38	A	L40x4	1404		4	2.53	3.56	14.23
S 39		L50x4	2280		4	3.20	7.30	29.19
S 40		L51x3,2	1600		4	2.54	4.07	16.28
S 41		PL E 6mm	195	165	4	49.93	1.61	6.43
S 42		L102x6,4	3994		3	10.39	41.49	124.47
S 42	P	L102x6,4	3994		1	10.39	41.49	41.49
S 30	J	L102x6,4	306		8	10.39	3.18	25.43
S 43	L	L50x5	4249		4	3.95	16.80	67.20
S 43	R	L50x5	4249		4	3.95	16.80	67.20
S 44		L40x4	1249		8	2.53	3.16	25.31
S 45	L	L40x4	876		4	2.53	2.22	8.88
S 45	R	L40x4	876		4	2.53	2.22	8.88
S 46		L40x3	1151		8	1.92	2.21	17.67
S 47	L	L40x3	597		4	1.92	1.15	4.58
S 47	R	L40x3	597		4	1.92	1.15	4.58
S 48		L40x3	1066		8	1.92	2.05	16.36
S 49	L	L40x3	318		4	1.92	0.61	2.44
S 49	R	L40x3	318		4	1.92	0.61	2.44
S 50		L51x3,2	1626		4	2.54	4.14	16.55
S 51		L40x3	1179		4	1.92	2.26	9.05
S 52		L40x3	1465		4	1.92	2.81	11.24
S 53		L40x3	779		4	1.92	1.49	5.98
S 54		L40x3	1241		4	1.92	2.38	9.52
S 55		L40x3	378		4	1.92	0.73	2.90
S 56		PL E 6mm	100	80	28	49.93	0.40	11.18
S 75		L102x12,7	1937		4	20.14	39.01	156.04
S 76		L102x6,4	78		24	10.39	0.81	19.45
A1		1/2"x1 1/2"			747	0.16	0.16	121.94
A2		1/2"x2"			28	0.19	0.19	5.42
C1		5/8"x1 1/2"			123	0.29	0.29	36.14
C2		5/8"x2"			24	0.33	0.33	7.95
		ESCALANTE 1/2"x190			45	0.64	0.64	28.96
		ANTIescalante 3/8"x400			74	0.61	0.61	45.04
		RELLENO 14,5 30x30x4			7	0.05	0.05	0.34
		RELLENO 14,5 30x30x6			74	0.06	0.06	4.31
		PLACA ANTIescalante 6x250x40			4	1.10	1.10	4.39
S 57		L102x6,4	4009		3	10.39	41.65	124.94
S 57	P	L102x6,4	4009		1	10.39	41.65	41.65

**Tabla 5-1 (Continuación) Listado de materiales**

LISTADO DE MATERIALES PARA TORRE A60									
CODIGO			DESCRIPCION	LARGO	ANCHO	CANT	PESO/U	PESO/PERF	PESO TOTAL
#			MATERIAL	(mm)	(mm)	(u)	(Kg/m)	(Kg)	(Kg)
S	30	J	L102x6,4	306		4	10.39	3.18	12.71
S	58	L	L40x4	2349		4	2.53	5.95	23.80
S	58	R	L40x4	2349		4	2.53	5.95	23.80
S	59		L40x3	1104		8	1.92	2.12	16.95
S	60	L	L40x3	607		4	1.92	1.16	4.66
S	60	R	L40x3	607		4	1.92	1.16	4.66
S	61		L40x4	1095		8	2.53	2.77	22.19
S	62		L50x4	2801		4	3.20	8.97	35.87
S	63		L40x3	854		4	1.92	1.64	6.55
S	64		PL E 6mm	110	107	8	49.93	0.59	4.70
S	65		PL E 6mm	178	150	4	49.93	1.33	5.33
S	66		L40x4	1208		8	2.53	3.06	24.48
S	67		L40x4	1075		8	2.53	2.72	21.79
S	68	L	L40x4	964		4	2.53	2.44	9.77
S	68	R	L40x4	964		4	2.53	2.44	9.77
S	69		L50x4	2975		4	3.20	9.52	38.09
S	70		L40x3	2149		8	1.92	4.12	32.98
S	71		PL E 6mm	212	150	8	49.93	1.59	12.70
	A1		1/2"x1 1/2"			185	0.16	0.16	30.20
	C1		5/8"x1 1/2"			49	0.29	0.29	14.40
			ESCALANTE 1/2"x190			9	0.64	0.64	5.79
			RELLENO 14,5 30x30x4			8	0.05	0.05	0.39
									2849.93

**Tabla 5-1 (Final) Listado de materiales**

## **5.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.**

El costo de un proyecto es la cantidad en dinero necesaria para realizarlo. La forma o el método para determinarlo son diferentes según el objetivo que se persiga.

Cuando se intenta determinar si el costo de una obra guarda relación con los beneficios que se espera obtener, o si las disponibilidades existentes bastan para su ejecución, es suficiente hacer un presupuesto aproximado, tomando como base unidades mensurables en números redondos y precios unitarios que no estén muy detallados.

Este presupuesto aproximado no basta cuando el estudio se hace como base para financiar la obra, o cuando el constructor la estudia al preparar su proposición, entonces hay que detallar mucho en las unidades de medida y precios unitarios, tomando en cuenta para estos últimos no sólo el precio de los materiales y mano de obra, sino también las circunstancias especiales en que se haya de realizar la obra. Esto obliga a penetrar en todos los detalles y a formar precios unitarios partiendo de sus componentes.

### **5.7.1 COSTOS INDIRECTOS**

Considérese por un instante los diferentes tipos de factores productivos que utiliza una empresa para obtener el bien que fabrica. Algunos de estos factores los compra en el mercado cuando los necesita y los incorpora totalmente al producto. El costo de estos factores es simplemente el precio que se ha pagado por ellos en el mercado.

Otros factores se los ha comprado hace mucho tiempo y son de una naturaleza tal, que su utilización dura varios periodos productivos. El costo que en su tiempo tuvieron estos factores no será, en general, el mismo que tendrán hoy. Lo que es más, puede ser que a la vista de las condiciones económicas hoy existentes, la decisión de adquirir aquellos factores no se hubiera tomado, pues los fondos necesarios para adquirirlos podrían tener hoy más rentabilidad en otro sector.

En conclusión, el costo es el valor que representa el monto total de lo invertido para comprar o producir un bien o un servicio.

En otras palabras el costo lleva implícito otros términos que deben definirse, siendo los siguientes:

- Costo: Es el precio que se aplica a los bienes que se pueden aumentar a voluntad. Se fundan en las estimaciones de valor de las partes del mercado. Constituyen un punto importante de partida para la valoración de las mercancías por parte de la oferta.
- Precio: Proporción en que se pueden intercambiar dos bienes.
- Valor: Es la capacidad que una cosa tiene de satisfacer un deseo, una necesidad o una aspiración humana.
- Bienes: Por bienes se entienden los medios que no existen en demasía y con los cuales se satisfacen necesidades. Se dividen en:
  - Bienes de consumo.- Todo lo que sirve para satisfacer algunas necesidades humanas.
  - Bienes de dominio público.- Parques, jardines, etcétera.
  - Bienes raíces o inmuebles.- Terrenos, casas, etcétera.
  - Bienes semovientes.- Ganado, casas - tráiler, etcétera.

### **5.7.2 INVERSIÓN EN ESTRUCTURAS METÁLICAS**

Entre las inversiones de renta variable están indudablemente comprendidas las fábricas de estructuras metálicas, con la característica especial de su dependencia en un 50 a 70% de productos elaborados por otras empresas.

En las empresas de producción en general puede predeterminarse el costo del artículo por fabricar, revisar experimentalmente dicho costo y finalmente asignarle un precio de venta, teniendo por tanto como riesgo principal la demanda del producto, más en una fábrica, se tiene que presuponer: el costo directo, los gastos indirectos, la utilidad, los cargos financieros, los cargos fiscales, y con todas esas presuposiciones obligarse a un precio de venta determinado.

Se hace notar, a manera de ejemplo, que en el costo de una torre intervienen todas las condiciones aleatorias tales como clima, relaciones obrero patronales,

sistema constructivo, dificultad o facilidad de realización, seguridad o inseguridad en el proceso, sistemas de pago, etcétera.

Aunado a lo anterior se tiene que presuponer tiempos de ejecución para también obligarse al tiempo total del proceso productivo en cuestión, que está íntimamente ligado al valor de la obra y afecta el valor de venta.

Otro elemento importante a considerar, debido a la libre competencia, es el factor de imprevistos el cual se le asigna valores entre 1 y 3%.

Haciendo a un lado las condiciones negativas, se tiene en contraposición que, para una inversión unitaria se puede realizar obra con un monto entre 5 y 10 unidades, que perfectamente planeada, organizada, dirigida y controlada, puede producir un 10 % de utilidad bruta, es decir, entre 0,5 y 1,0 unidades —50 a 100 por ciento de rentabilidad anual—, esto es, la empresa constructora es el instrumento de producción de capital más rápido, así como también el más fatídico, dado que esta pretendida utilidad, puede también ser pérdida.

### **5.7.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS COSTOS**

Para lograr un congruente y óptimo aprovechamiento en el análisis de precios unitarios (APU), es necesario desglosar el costo por sus integrantes los cuales se dan en el diagrama general de balance de una obra.

### **5.7.4 IMPORTANCIA DEL COSTO INDIRECTO**

Es necesario hacer notar que el costo indirecto está considerado en dos partes:

1. El costo indirecto por administración central y,
2. El costo indirecto por administración de campo.

El costo indirecto, relacionado específicamente en las empresas constructoras, es el costo adicional al costo directo, esto es, es la suma total de los gastos y beneficios que se agregan al costo directo, no contenido en éste, hasta integrar el precio total de venta.

Durante el cálculo de los costos indirectos, se presenta la necesidad de evaluar, en especial, dos de los costos indirectos ya mencionados que se derivan de la organización propia de cada empresa y de cada proyecto por realizar.

Para poder determinar con mayor precisión los gastos que se generan por concepto de administración central y de campo, es primordial conocer la estructura de organización de las oficinas generales y la de cada obra en particular.

### **5.7.5 COSTOS INDIRECTOS DE OPERACIÓN**

La organización central de una empresa, particularmente, constructora proporciona el soporte técnico necesario para llevar a cabo obras de naturaleza diversa, en forma eficiente, y consecuentemente, éstas absorben un cargo por este concepto, lo cual se sugiere realizarlo en forma porcentual, con base a tiempo y costo, es decir, obtener el costo de la organización central para un periodo de tiempo y para este mismo periodo, estimar el probable volumen de ventas a costo directo que en forma realista pueda contratar, y así permitir determinar de cada peso contratado a costo directo, cuánto debe incrementarse para cubrir los gastos de la oficina central.

La organización de una empresa constructora, varía, dependiendo de su localización, tipo y continuidad de venta, así como el volumen que maneja, sin embargo, pueden distinguirse tres áreas básicas:

1. Área de producción.- la que realiza las obras.
2. Área de control de producción.- aquella que controla resultados y cumple requisitos legales, y
3. Área de producción futura.- La que genera las ventas y extrapola los resultados.



### 5.7.6 COSTO DE LA OFICINA CENTRAL

Para el análisis del costo de una organización central, independientemente de su estructura orgánica, sus gastos pueden agruparse en cuatro principales rubros, que en forma enunciativa y no limitativa, pueden ser:

- a. Gastos administrativos y técnicos.- Son los gastos que representan la estructura ejecutiva, técnica y administrativa de una empresa, tales como honorarios o sueldos de ejecutivos, consultores, auditores, contadores, técnicos, secretarias, recepcionistas, jefes de compras, almacenistas, choferes, mecánicos, veladores, dibujantes, personal de limpieza, mensajeros, igualas por asuntos fiscales y jurídicos, etcétera.
- b. Alquileres y depreciaciones.- Son aquellos gastos por conceptos de bienes, inmuebles, muebles y servicios necesarios para el buen desarrollo de las funciones ejecutivas, técnicas, administrativas y de staff de una empresa, tales como rentas de oficinas y almacenes, servicios de teléfonos, luz eléctrica, correos y telégrafos, servicios de internet, gastos de mantenimiento del equipo de almacén, de oficinas y de vehículos asignados a la oficina central, así como también, depreciaciones —que deberán separarse para la reposición oportuna de los equipos antes mencionados—, al igual que la absorción de gastos efectuados por anticipado, tales como gastos de organización y gastos de instalación.
- c. Obligaciones y seguros.- Se refiere a los gastos obligatorios para la operación de la empresa y convenientes para la dilución de riesgos a través de seguros que impidan una súbita descapitalización por siniestros; pudiéndose enumerar entre otros: Cuotas a Colegios y Asociaciones Profesionales, seguros de vida, de accidentes, de vehículos, de robo, de incendio.
- d. Materiales de consumo.- Estos son los gastos en artículos de consumo necesarios para el funcionamiento de la empresa, tales como: combustibles y lubricantes de vehículos al servicio de la oficina central, gastos de papelería en general, artículos de oficina, copias, artículos de limpieza, pasajes, azúcar, café y gastos del personal técnico administrativo por alimentos.

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO:

RUBRO:

DETALLE:

ACERO ESTRUCTURAL

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Amoladora electrica	1,00	1,10	1,10	0,1000	0,11
Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,1000	0,05
Taladro electrico	1,00	1,10	1,10	0,1000	0,11
SUBTOTAL M					0,27
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	1,00	3,20	3,20	0,1000	0,32
Ayudante de fierrero	1,00	2,90	2,90	0,1000	0,29
					0,61
	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
PERNO 5/8 x2"	U	0,3000	0,60	0,18	
ACERO EN PERFIL	kg	1,0500	1,00	1,05	
SUBTOTAL O					1,23
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O-					2,11
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				15,00%	0,32
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,43
VALOR OFERTADO:					2,43

Tabla 5-2 Rubro acero estructural

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO:

RUBRO:

DETALLE:

GALVANIZADO DE ACERO

UNIDAD: KG

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
SUBTOTAL N					
	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
GALVANIZADO EN CALIENTE	KG	1,0500	0,60	0,63	
SUBTOTAL O					0,63
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+C)					0,63
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				15,00%	0,09
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					0,72
VALOR OFERTADO:					0,72

Tabla 5-3 Rubro Galvanizado

<b>PROYECTO: TESIS MARCELO</b>						
<b>ELABORADO POR: MARCELO SEMBLANTES</b>						
<b>UBICACION :</b>						
<b>FECHA :10/Julio/2010</b>						
<b>COD.ESP</b>	<b>CODIGO</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P.UNITARIO</b>	<b>TOTAL</b>
09.004.01.04	510220	ACERO ESTRUCTURAL	kg	2.860,00	2,43	6.949,80
...	510221	GALVANIZADO	KG	2.860,00	0,72	2.059,20
			TOTAL:			9.009,00
<b>SON :NUEVE MIL NUEVE dolares CERO centavos</b>						

#### **Tabla 5-4 Costo total del proyecto**

El valor total del proyecto es de 9009 dólares para el diseño y construcción y galvanizado de una torre de transmisión eléctrica de 25 metros de alto y 2860 kilogramos de peso.

## CAPÍTULO VI

### 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONCLUSIONES

- El diseño de una torre es un trabajo arduo que se lo debe llevar a cabo en un grupo de trabajo multidisciplinario en el que están ingenieros civiles, mecánicos y electrónicos sin mencionar los dibujantes y otros especialistas que trabajan para el transporte y ensamble del producto diseñado.
- Las torres de transmisión deben ser estructuras muy seguras por lo que se debe tener especial cuidado en su diseño.
- El uso de programas de diseño como SAP 2000, facilitan enormemente el diseño, ahorrando tiempo en los cálculos tediosos y repetitivos, de esta manera se acelera un prediseño y se puede preparar mucho más rápido una cotización.
- El peso de la torre depende directamente del momento que se genera por las cargas aplicadas sobre la misma, a mayor momento mayor peso.
- El diseño de las juntas es mucho más importante que el diseño de los elementos angulares de la estructura
- Debido a su altura el diseño de torres está determinado por las cargas de viento.
- Debido a su bajo peso la carga de sismo es despreciable para el diseño de torres metálicas.
- La apertura de las patas de la torre es un factor determinante en la resistencia y peso de la estructura.
- Se debe tener en cuenta las excentricidades que se generan en las conexiones por el espesor de los elementos conectados para el diseño de los montantes por flexo-compresión.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- Se debe tener mucho cuidado en la elaboración de los modelos en el SAP 2000, así como en la interpretación de los resultados que arroja el programa para detectar posibles errores que se puedan generar debido a un mal ingreso de datos o una mala selección en el código a utilizar para el diseño o incluso por interpretaciones erróneas del programa en su modo predeterminado.
- El diseño de las juntas se lo debe realizar con mucho cuidado y siempre basado en las normas aplicables como la AISC 360-05 para garantizar la seguridad de la estructura.
- .Concebir la distribución y configuración de los elementos de la estructura de manera sencilla para facilitar la producción y sobre todo el montaje de la obra.
- Se debe proteger a todas las piezas metálicas de la corrosión mediante galvanizado por inmersión en caliente para bajar los costos de mantenimiento de las torres.

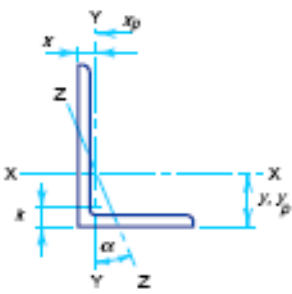
## 7 BIBLIOGRAFIA

- AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition
- ALMA HERNÁNDEZ; FABIAN MORALES; Diseño de Torres de Transmisión Eléctrica; Instituto Politecnico Nacional; México  
<http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/handle/123456789/4854>
- AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo D; Pág 16-82;16-87
- BRAJA M DAS; Principios en la Ingeniería de Cimentaciones; 4ta Edición; Thompson Editors
- JOSEPH E BOWLES.; Diseño de Acero Estructural 4ta. Edición; Limusa, México
- MC. CORMAC; Diseño de Estructuras de Acero método LRFD; 2da Edición; Alfaomega; México
- Norma ASCE 7-05; Minimum Desing Loads for Buildings and Other Structures; 2005
- Norma ASCE 10-97; Desing of Latticed Steel Transmission Structures; 2003
- ACS; Código modelo de construcción para cargas de viento; 2003;  
<http://www.pubs.asce.org/ASCE7.html?9991330>.
- INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN5; 2001

# ANEXOS

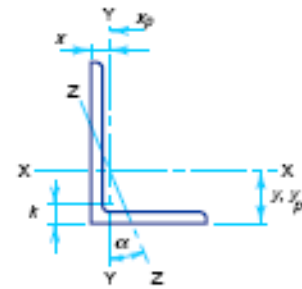


**ANEXO A**  
**PERFILES UTILIZADOS**

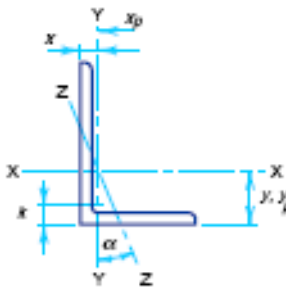
<div style="text-align: center;">  </div>									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L6x6x1	1½	37.4	11.0	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917
	1⅜	33.1	9.73	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811
	¾	28.7	8.44	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703
	5/8	24.2	7.11	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592
	9/16	21.9	6.43	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536
	½	19.6	5.75	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479
	7/16	17.2	5.06	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422
	3/8	14.9	4.36	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363
	5/16	12.4	3.65	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304
L6x4x7/8	1⅜	27.2	7.98	27.7	7.15	1.86	2.12	12.7	1.44
	¾	23.6	6.94	24.5	6.25	1.88	2.08	11.2	1.38
	5/8	20.0	5.86	21.1	5.31	1.90	2.03	9.51	1.31
	9/16	18.1	5.31	19.3	4.83	1.90	2.01	8.66	1.28
	½	16.2	4.75	17.4	4.33	1.91	1.99	7.78	1.25
	7/16	14.3	4.18	15.5	3.83	1.92	1.96	6.88	1.22
	3/8	12.3	3.61	13.5	3.32	1.93	1.94	5.97	1.19
5/16	10.3	3.03	11.4	2.79	1.94	1.92	5.03	1.16	
L6x3½x½	1	15.3	4.50	16.6	4.24	1.92	2.08	7.50	1.50
	3/8	11.7	3.42	12.9	3.24	1.94	2.04	5.76	1.44
	5/16	9.80	2.87	10.9	2.73	1.95	2.01	4.85	1.41
L5x5x7/8	1⅜	27.2	7.98	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798
	¾	23.6	6.94	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694
	5/8	20.0	5.86	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586
	½	16.2	4.75	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475
	7/16	14.3	4.18	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418
	3/8	12.3	3.61	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361
	5/16	10.3	3.03	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303

## ANGLES

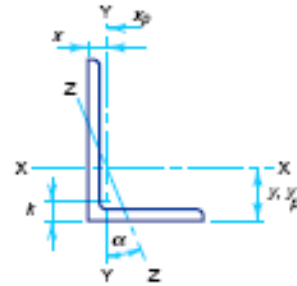
Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



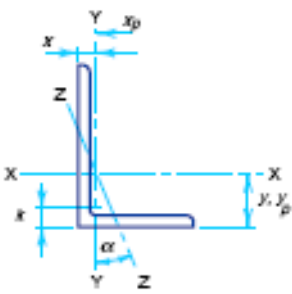
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	$I$	$S$	$r$	$x$	$Z$	$x_p$	$r$	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L6x6x1	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917	1.17	1.000
7/8	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811	1.17	1.000
3/4	28.2	6.86	1.83	1.78	12.0	0.703	1.17	1.000
5/8	24.2	5.86	1.84	1.73	10.2	0.592	1.18	1.000
9/16	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536	1.18	1.000
1/2	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479	1.18	1.000
7/16	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422	1.19	1.000
3/8	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363	1.19	1.000
5/16	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304	1.20	1.000
L6x4x7/8	9.75	3.39	1.11	1.12	6.31	0.665	0.857	0.421
3/4	8.68	2.97	1.12	1.08	5.47	0.578	0.860	0.428
5/8	7.52	2.54	1.13	1.03	4.62	0.488	0.864	0.435
9/16	6.91	2.31	1.14	1.01	4.19	0.442	0.866	0.438
1/2	6.27	2.08	1.15	0.987	3.75	0.396	0.870	0.440
7/16	5.60	1.85	1.16	0.964	3.30	0.349	0.873	0.443
3/8	4.90	1.60	1.17	0.941	2.85	0.301	0.877	0.446
5/16	4.18	1.35	1.17	0.918	2.40	0.252	0.882	0.448
L6x3 1/2 x 1/2	4.25	1.59	0.972	0.833	2.91	0.375	0.759	0.344
3/8	3.34	1.23	0.988	0.787	2.20	0.285	0.767	0.350
5/16	2.85	1.04	0.996	0.763	1.85	0.239	0.772	0.352
L5x5x7/8	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798	0.973	1.000
3/4	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694	0.975	1.000
5/8	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586	0.978	1.000
1/2	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475	0.983	1.000
7/16	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418	0.986	1.000
3/8	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361	0.990	1.000
5/16	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303	0.994	1.000

<div style="text-align: center;">  <h2 style="margin: 0;">ANGLES</h2> <p style="margin: 0;">Equal legs and unequal legs</p> <p style="margin: 0;">Properties for designing</p> </div>										
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X						
				I	S	r	y	Z	yp	
in.	in.	lb	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	
L5x3½x¾	1¼	19.8	5.81	13.9	4.28	1.55	1.75	7.65	1.13	
	5⁄8	16.8	4.92	12.0	3.65	1.56	1.70	6.55	1.06	
	½	13.6	4.00	9.99	2.99	1.58	1.66	5.38	1.00	
	¾	10.4	3.05	7.78	2.29	1.60	1.61	4.14	0.938	
	5⁄16	13⁄16	8.70	2.56	6.60	1.94	1.61	1.59	3.49	0.906
	¼	¾	7.00	2.06	5.39	1.57	1.62	1.56	2.83	0.875
L5x3x½	1	12.8	3.75	9.45	2.91	1.59	1.75	5.16	1.25	
	7⁄16	11.3	3.31	8.43	2.58	1.60	1.73	4.57	1.22	
	¾	9.80	2.86	7.37	2.24	1.61	1.70	3.97	1.19	
	5⁄16	13⁄16	8.20	2.40	6.26	1.89	1.61	1.68	3.36	1.16
	¼	¾	6.60	1.94	5.11	1.53	1.62	1.66	2.72	1.13
L4x4x¾	1½	18.5	5.44	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680	
	5⁄8	15.7	4.61	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.576	
	½	12.8	3.75	5.56	1.97	1.22	1.18	3.56	0.469	
	7⁄16	11.3	3.31	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414	
	¾	9.80	2.86	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357	
	5⁄16	11⁄16	8.20	2.40	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300
	¼	5⁄8	6.60	1.94	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242
L4x3½x½	15⁄16	11.9	3.50	5.32	1.94	1.23	1.25	3.50	0.500	
	¾	9.10	2.67	4.18	1.49	1.25	1.21	2.71	0.438	
	5⁄16	7.70	2.25	3.56	1.26	1.26	1.18	2.29	0.406	
	¼	11⁄16	6.20	1.81	2.91	1.03	1.27	1.16	1.86	0.375

**ANGLES**  
Equal legs and unequal legs  
Properties for designing

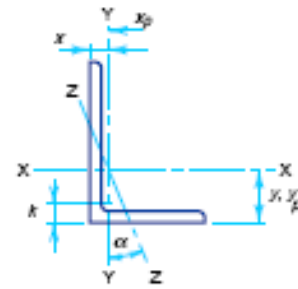


Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	$I$	$S$	$r$	$x$	$Z$	$x_p$	$r$	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L5x3½x¾	5.55	2.22	0.977	0.998	4.10	0.581	0.748	0.484
⅝	4.83	1.90	0.991	0.951	3.47	0.492	0.751	0.472
½	4.05	1.58	1.01	0.906	2.83	0.400	0.755	0.479
⅜	3.18	1.21	1.02	0.861	2.18	0.305	0.762	0.486
⅑	2.72	1.02	1.03	0.838	1.82	0.256	0.766	0.489
¼	2.23	0.830	1.04	0.814	1.47	0.208	0.770	0.492
L5x3x½	2.58	1.15	0.829	0.750	2.11	0.375	0.648	0.357
⅑	2.32	1.02	0.837	0.727	1.88	0.331	0.651	0.361
⅜	2.04	0.888	0.845	0.704	1.60	0.288	0.654	0.364
⅑	1.75	0.753	0.853	0.681	1.35	0.240	0.658	0.368
¼	1.44	0.614	0.861	0.657	1.09	0.194	0.663	0.371
L4x4x¾	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680	0.778	1.000
⅝	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.578	0.779	1.000
½	5.56	1.97	1.22	1.18	3.58	0.469	0.782	1.000
⅑	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414	0.785	1.000
⅜	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357	0.788	1.000
⅑	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300	0.791	1.000
¼	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242	0.795	1.000
L4x3½x½	3.79	1.52	1.04	1.00	2.73	0.438	0.722	0.750
⅜	2.95	1.16	1.06	0.955	2.11	0.334	0.727	0.755
⅑	2.55	0.994	1.07	0.932	1.78	0.281	0.730	0.757
¼	2.09	0.808	1.07	0.909	1.44	0.227	0.734	0.759

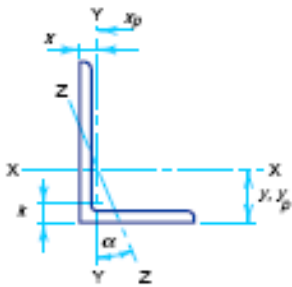
<div style="text-align: center;">  <h2 style="margin: 0;">ANGLES</h2> <p style="margin: 0;">Equal legs and unequal legs</p> <p style="margin: 0;">Properties for designing</p> </div>									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in.	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L4x3x5/8	1 1/16	13.6	3.98	6.03	2.30	1.23	1.37	4.12	0.813
	1/2	11.1	3.25	5.05	1.89	1.25	1.33	3.41	0.750
	7/16	9.80	2.87	4.52	1.68	1.25	1.30	3.03	0.719
	3/8	8.50	2.48	3.98	1.46	1.26	1.28	2.64	0.688
	5/16	7.20	2.09	3.38	1.23	1.27	1.26	2.23	0.656
	1/4	5.80	1.69	2.77	1.00	1.28	1.24	1.82	0.625
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	7/8	11.1	3.25	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464
	7/16	9.80	2.87	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410
	3/8	8.50	2.48	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355
	5/16	7.20	2.09	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299
	1/4	5.80	1.69	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241
L3 1/2 x 3 x 1/2	15/16	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.13	2.63	0.500
	3/8	7.90	2.30	2.72	1.13	1.09	1.08	2.04	0.438
	5/16	6.60	1.93	2.33	0.954	1.10	1.06	1.73	0.406
	1/4	5.40	1.56	1.91	0.776	1.11	1.04	1.41	0.375
L3 1/2 x 2 1/2 x 1/2	15/16	9.40	2.75	3.24	1.41	1.09	1.20	2.53	0.750
	3/8	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.16	1.97	0.688
	1/4	4.90	1.44	1.80	0.755	1.12	1.11	1.36	0.625
L3 x 3 x 1/2	15/16	9.40	2.75	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458
	7/16	8.30	2.43	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406
	3/8	7.20	2.11	1.78	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352
	5/16	6.10	1.78	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296
	1/4	4.90	1.44	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240
	3/16	3.71	1.09	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182

## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



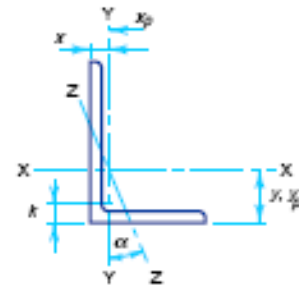
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	$I$	$S$	$r$	$x$	$Z$	$x_p$	$r$	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L4x3x $\frac{5}{8}$	2.87	1.35	0.849	0.871	2.48	0.498	0.637	0.534
$\frac{1}{2}$	2.42	1.12	0.864	0.827	2.03	0.406	0.639	0.543
$\frac{7}{16}$	2.18	0.992	0.871	0.804	1.79	0.359	0.641	0.547
$\frac{3}{8}$	1.92	0.866	0.879	0.782	1.56	0.311	0.644	0.551
$\frac{5}{16}$	1.65	0.734	0.887	0.759	1.31	0.261	0.647	0.554
$\frac{1}{4}$	1.36	0.599	0.896	0.736	1.06	0.211	0.651	0.558
L3 $\frac{1}{2}$ x3 $\frac{1}{2}$ x $\frac{1}{2}$	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464	0.683	1.000
$\frac{7}{16}$	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410	0.684	1.000
$\frac{3}{8}$	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355	0.687	1.000
$\frac{5}{16}$	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299	0.690	1.000
$\frac{1}{4}$	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241	0.694	1.000
L3 $\frac{1}{2}$ x3x $\frac{1}{2}$	2.33	1.10	0.881	0.875	1.98	0.429	0.621	0.714
$\frac{3}{8}$	1.85	0.851	0.897	0.830	1.53	0.328	0.625	0.721
$\frac{5}{16}$	1.58	0.722	0.905	0.808	1.30	0.276	0.627	0.724
$\frac{1}{4}$	1.30	0.589	0.914	0.785	1.05	0.223	0.631	0.727
L3 $\frac{1}{2}$ x2 $\frac{1}{2}$ x $\frac{1}{2}$	1.36	0.760	0.704	0.705	1.40	0.393	0.534	0.486
$\frac{3}{8}$	1.09	0.592	0.719	0.660	1.07	0.301	0.537	0.496
$\frac{1}{4}$	0.777	0.412	0.735	0.614	0.735	0.205	0.544	0.506
L3x3x $\frac{1}{2}$	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458	0.584	1.000
$\frac{7}{16}$	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406	0.585	1.000
$\frac{3}{8}$	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352	0.587	1.000
$\frac{5}{16}$	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296	0.589	1.000
$\frac{1}{4}$	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240	0.592	1.000
$\frac{3}{16}$	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182	0.596	1.000

<div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;"><b>ANGLES</b> Equal legs and unequal legs Properties for designing</p> </div>									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L3x2½x½	7/8	8.50	2.50	2.08	1.04	0.913	1.000	1.88	0.500
3/8	3/4	6.60	1.92	1.66	0.810	0.928	0.958	1.47	0.438
5/16	11/16	5.60	1.62	1.42	0.688	0.937	0.933	1.25	0.406
¼	5/8	4.50	1.31	1.17	0.561	0.945	0.911	1.02	0.375
3/16	9/16	3.39	0.996	0.907	0.430	0.954	0.888	0.781	0.344
L3x2x½	13/16	7.70	2.25	1.92	1.00	0.924	1.08	1.78	0.750
3/8	11/16	5.90	1.73	1.53	0.781	0.940	1.04	1.40	0.688
5/16	5/8	5.00	1.46	1.32	0.664	0.948	1.02	1.19	0.656
¼	9/16	4.10	1.19	1.09	0.542	0.957	0.993	0.973	0.625
3/16	½	3.07	0.902	0.842	0.415	0.966	0.970	0.746	0.594
L2½x2½x½	13/16	7.70	2.25	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450
3/8	11/16	5.90	1.73	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347
5/16	5/8	5.00	1.46	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293
¼	9/16	4.10	1.19	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238
3/16	½	3.07	0.902	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180
L2½x2x3/8	11/16	5.30	1.55	0.912	0.547	0.768	0.831	0.986	0.438
5/16	5/8	4.50	1.31	0.788	0.466	0.776	0.809	0.843	0.406
¼	9/16	3.62	1.06	0.654	0.381	0.784	0.787	0.691	0.375
3/16	½	2.75	0.809	0.509	0.293	0.793	0.764	0.532	0.344
L2x2x3/8	11/16	4.70	1.36	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340
5/16	5/8	3.92	1.15	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288
¼	9/16	3.19	0.938	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234
3/16	½	2.44	0.715	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179
1/8	7/16	1.65	0.484	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121



## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	$I$	$S$	$r$	$x$	$Z$	$x_p$	$r$	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L3x2½x½	1.30	0.744	0.722	0.750	1.35	0.417	0.520	0.667
⅜	1.04	0.581	0.736	0.706	1.05	0.320	0.522	0.676
⅝	0.898	0.494	0.744	0.683	0.889	0.270	0.525	0.680
¼	0.743	0.404	0.753	0.661	0.724	0.219	0.528	0.684
⅜	0.577	0.310	0.761	0.638	0.553	0.166	0.533	0.688
L3x2x½	0.672	0.474	0.546	0.583	0.891	0.375	0.428	0.414
⅜	0.543	0.371	0.559	0.539	0.684	0.289	0.430	0.428
⅝	0.470	0.317	0.567	0.516	0.577	0.244	0.432	0.435
¼	0.392	0.260	0.574	0.493	0.468	0.198	0.435	0.440
⅜	0.307	0.200	0.583	0.470	0.357	0.150	0.439	0.446
L2½x2½x½	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450	0.487	1.000
⅜	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347	0.487	1.000
⅝	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293	0.489	1.000
¼	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238	0.491	1.000
⅜	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180	0.495	1.000
L2½x2x⅜	0.514	0.363	0.577	0.581	0.660	0.309	0.420	0.614
⅝	0.446	0.310	0.584	0.559	0.581	0.262	0.422	0.620
¼	0.372	0.254	0.592	0.537	0.457	0.213	0.424	0.626
⅜	0.291	0.196	0.600	0.514	0.350	0.162	0.427	0.631
L2x2x⅜	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340	0.389	1.000
⅝	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288	0.390	1.000
¼	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234	0.391	1.000
⅝	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179	0.394	1.000
⅜	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121	0.398	1.000

**ANEXO B**

**BASES PARA EL DISEÑO DE LA TORRE A60**

**PARA LA LINEA MILAGRO BABAHOYO**



## **ANEXO C**

### **ESQUEMA DE LA TORRE A60**

## **ANEXO D**

### **DISEÑO DE LA TORRE EN SAP2000**

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
254	L40X4	Beam	No Messages	0,3002	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
255	L40X4	Beam	No Messages	0,0530	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
256	L40X4	Beam	No Messages	0,0271	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
257	L40X4	Beam	No Messages	0,3876	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
264	L40X4	Brace	No Messages	0,2096	PMM	CAS3B	1,1936	No Messages	No Messages
265	L40X4	Brace	No Messages	0,8702	PMM	CAS4	1,1936	No Messages	No Messages
276	L40X4	Brace	No Messages	0,2293	PMM	CAS3B	0,8128	No Messages	No Messages
277	L40X4	Brace	No Messages	0,7483	PMM	CAS4	0,8128	No Messages	No Messages
278	L40X4	Brace	No Messages	0,2851	PMM	CAS1A	1,1940	No Messages	No Messages
279	L40X4	Brace	No Messages	0,4464	PMM	CAS3B	1,1936	No Messages	No Messages
282	L50X4	Brace	No Messages	0,1357	PMM	CAS3B	1,4073	No Messages	No Messages
283	L50X4	Brace	No Messages	0,6940	PMM	CAS3B	1,4065	No Messages	No Messages
290	L40X4	Brace	No Messages	0,1757	PMM	CAS3B	0,8128	No Messages	No Messages
291	L40X4	Brace	No Messages	0,4475	PMM	CAS3B	0,8128	No Messages	No Messages
294	L40X4	Brace	No Messages	0,4854	PMM	CAS3B	1,1940	No Messages	No Messages
295	L40X4	Brace	No Messages	0,5001	PMM	CAS4	1,1936	No Messages	No Messages
306	L40X4	Brace	No Messages	0,4132	PMM	CAS4	0,8128	No Messages	No Messages
307	L40X4	Brace	No Messages	0,1926	PMM	CAS3B	0,8128	No Messages	No Messages
312	L40X4	Brace	No Messages	0,1993	PMM	CAS4	1,1936	No Messages	No Messages
313	L40X4	Brace	No Messages	0,6819	PMM	CAS3B	1,1936	No Messages	No Messages
325	L40X4	Brace	No Messages	0,2547	PMM	CAS4	0,8128	No Messages	No Messages
333	L102X6.4	Column	No Messages	0,3713	PMM	CAS4	0,6573	No Messages	No Messages
340	L102X6.4	Column	No Messages	0,2493	PMM	CAS1A	0,6573	No Messages	No Messages
344	L50X4	Brace	No Messages	0,2302	PMM	CAS4	1,4065	No Messages	No Messages
348	L102X6.4	Column	No Messages	0,4879	PMM	CAS1A	0,6573	No Messages	No Messages
352	L50X4	Brace	No Messages	0,5250	PMM	CAS3B	1,4065	No Messages	No Messages
356	L102X6.4	Column	No Messages	0,6828	PMM	CAS4	0,6573	No Messages	No Messages
357	L76X6.4	Column	No Messages	0,5045	PMM	CAS4	0,7000	No Messages	No Messages
358	L76X6.4	Column	No Messages	0,4832	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
359	L76X6.4	Column	No Messages	0,3472	PMM	CAS4	0,7500	No Messages	No Messages
360	L76X6.4	Column	No Messages	0,2402	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
361	L76X6.4	Column	No Messages	0,1557	PMM	CAS4	0,7500	No Messages	No Messages
362	L76X6.4	Column	No Messages	0,1764	PMM	CAS3A	0,7500	No Messages	No Messages
363	L76X6.4	Column	No Messages	0,2178	PMM	CAS2	0,7000	No Messages	No Messages
364	L76X6.4	Column	No Messages	0,2475	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
366	L76X6.4	Column	No Messages	0,3819	PMM	CAS1A	0,7000	No Messages	No Messages
367	L76X6.4	Column	No Messages	0,3713	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
368	L76X6.4	Column	No Messages	0,2633	PMM	CAS1A	0,7500	No Messages	No Messages
369	L76X6.4	Column	No Messages	0,1814	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
370	L76X6.4	Column	No Messages	0,1737	PMM	CAS3A	0,7500	No Messages	No Messages
371	L76X6.4	Column	No Messages	0,2592	PMM	CAS3A	0,7500	No Messages	No Messages
372	L76X6.4	Column	No Messages	0,2339	PMM	CAS3A	0,0000	No Messages	No Messages
373	L76X6.4	Column	No Messages	0,2097	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
375	L76X6.4	Column	No Messages	0,5231	PMM	CAS1A	0,7000	No Messages	No Messages
376	L76X6.4	Column	No Messages	0,5215	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
377	L76X6.4	Column	No Messages	0,4619	PMM	CAS2	0,7500	No Messages	No Messages
378	L76X6.4	Column	No Messages	0,3444	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
379	L76X6.4	Column	No Messages	0,2285	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
380	L76X6.4	Column	No Messages	0,1845	PMM	CAS2	0,7500	No Messages	No Messages
381	L76X6.4	Column	No Messages	0,1525	PMM	CAS2	0,7000	No Messages	No Messages
382	L76X6.4	Column	No Messages	0,2183	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
384	L76X6.4	Column	No Messages	0,6870	PMM	CAS4	0,7000	No Messages	No Messages
385	L76X6.4	Column	No Messages	0,6611	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
387	L76X6.4	Column	No Messages	0,4520	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
388	L76X6.4	Column	No Messages	0,3534	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
389	L76X6.4	Column	No Messages	0,2633	PMM	CAS4	0,7500	No Messages	No Messages
390	L76X6.4	Column	No Messages	0,2361	PMM	CAS4	0,7000	No Messages	No Messages
391	L76X6.4	Column	No Messages	0,2465	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
394	L50X5	Brace	No Messages	0,2268	PMM	CAS4	1,3977	No Messages	No Messages
395	L50X5	Brace	No Messages	0,1834	PMM	CAS3A	1,3977	No Messages	No Messages
396	L50X5	Brace	No Messages	0,6252	PMM	CAS2	1,3977	No Messages	No Messages
397	L50X5	Brace	No Messages	0,8227	PMM	CAS4	1,3977	No Messages	No Messages
398	L40X4	Beam	No Messages	0,0354	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
399	L40X4	Beam	No Messages	0,0958	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
400	L40X4	Beam	No Messages	0,0588	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
401	L40X4	Beam	No Messages	0,0511	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
402	L40X4	Beam	No Messages	0,1326	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
403	L40X4	Beam	No Messages	0,2037	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
404	L40X4	Beam	No Messages	0,1345	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
405	L40X4	Beam	No Messages	0,1018	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
406	L40X4	Brace	No Messages	0,1717	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
407	L40X4	Brace	No Messages	0,1672	PMM	CAS2	0,5668	No Messages	No Messages
408	L40X4	Brace	No Messages	0,2515	PMM	CAS2	0,5668	No Messages	No Messages
409	L40X4	Brace	No Messages	0,2547	PMM	CAS2	0,5506	No Messages	No Messages
410	L40X4	Brace	No Messages	0,2068	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
411	L40X4	Brace	No Messages	0,1251	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
412	L40X4	Brace	No Messages	0,2423	PMM	CAS2	0,5506	No Messages	No Messages
413	L40X4	Brace	No Messages	0,0741	PMM	CAS1A	0,5506	No Messages	No Messages
415	L40X4	Brace	No Messages	0,1338	PMM	CAS3B	0,5506	No Messages	No Messages
416	L40X4	Brace	No Messages	0,0882	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
417	L40X4	Brace	No Messages	0,1113	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
418	L40X4	Brace	No Messages	0,1460	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
419	L40X4	Brace	No Messages	0,1628	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
420	L40X4	Brace	No Messages	0,1122	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
421	L40X4	Brace	No Messages	0,2172	PMM	CAS3A	0,5506	No Messages	No Messages
422	L40X4	Brace	No Messages	0,0607	PMM	CAS3A	0,5506	No Messages	No Messages
424	L40X4	Brace	No Messages	0,1614	PMM	CAS1A	0,5506	No Messages	No Messages
425	L40X4	Brace	No Messages	0,2225	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
426	L40X4	Brace	No Messages	0,1454	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
427	L40X4	Brace	No Messages	0,0890	PMM	CAS3A	0,5506	No Messages	No Messages
428	L40X4	Brace	No Messages	0,0540	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
429	L40X4	Brace	No Messages	0,0438	PMM	CAS3A	0,5668	No Messages	No Messages
430	L40X4	Brace	No Messages	0,0610	PMM	CAS3A	0,5506	No Messages	No Messages
431	L40X4	Brace	No Messages	0,2234	PMM	CAS3A	0,5506	No Messages	No Messages
433	L40X4	Brace	No Messages	0,1105	PMM	CAS3B	0,5506	No Messages	No Messages
434	L40X4	Brace	No Messages	0,2969	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
435	L40X4	Brace	No Messages	0,2140	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
436	L40X4	Brace	No Messages	0,3681	PMM	CAS2	0,5506	No Messages	No Messages
437	L40X4	Brace	No Messages	0,1203	PMM	CAS2	0,5668	No Messages	No Messages
438	L40X4	Brace	No Messages	0,1555	PMM	CAS1A	0,5668	No Messages	No Messages
439	L40X4	Brace	No Messages	0,7529	PMM	CAS2	0,5506	No Messages	No Messages
440	L40X4	Brace	No Messages	0,2709	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
450	L50X5	Beam	No Messages	0,5233	PMM	CAS2	1,0375	No Messages	No Messages
451	L50X5	Beam	No Messages	0,5313	PMM	CAS2	1,0375	No Messages	No Messages
452	L50X5	Brace	No Messages	0,2095	PMM	CAS2	1,0949	No Messages	No Messages
453	L50X5	Brace	No Messages	0,2187	PMM	CAS2	1,0950	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
455	L50X5	Beam	No Messages	0,5103	PMM	CAS2	1,0375	No Messages	No Messages
456	L50X5	Brace	No Messages	0,2143	PMM	CAS2	1,0950	No Messages	No Messages
457	L50X5	Brace	No Messages	0,2059	PMM	CAS2	1,0950	No Messages	No Messages
458	L40X4	Beam	No Messages	0,0998	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
459	L40X4	Beam	No Messages	0,0433	PMM	CAS3A	0,4250	No Messages	No Messages
460	L40X4	Beam	No Messages	0,4604	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
461	L40X4	Beam	No Messages	0,0298	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
462	L40X4	Beam	No Messages	0,2448	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
463	L40X4	Beam	No Messages	0,0085	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
464	L40X4	Beam	No Messages	0,0176	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
465	L40X4	Beam	No Messages	0,0064	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
466	L50X5	Beam	No Messages	0,3013	PMM	CAS2	1,0375	No Messages	No Messages
467	L50X5	Beam	No Messages	0,3121	PMM	CAS2	1,0375	No Messages	No Messages
468	L50X5	Brace	No Messages	0,2022	PMM	CAS2	1,0950	No Messages	No Messages
469	L50X5	Brace	No Messages	0,2113	PMM	CAS2	1,0950	No Messages	No Messages
470	L40X4	Beam	No Messages	0,0762	PMM	CAS3B	0,4250	No Messages	No Messages
471	L40X4	Beam	No Messages	0,1433	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
472	L40X4	Beam	No Messages	0,0715	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
473	L40X4	Beam	No Messages	0,2638	PMM	CAS3B	0,4250	No Messages	No Messages
474	L40X4	Beam	No Messages	0,6571	PMM	CAS4	0,4471	No Messages	No Messages
475	L40X4	Beam	No Messages	0,0053	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
476	L40X4	Beam	No Messages	0,1211	PMM	CAS4	0,4471	No Messages	No Messages
477	L40X4	Beam	No Messages	0,0053	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
478	L40X4	Beam	No Messages	0,7785	PMM	CAS3B	0,4471	No Messages	No Messages
479	L40X4	Beam	No Messages	0,0051	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
482	L40X3	Beam	No Messages	0,0050	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
483	L40X3	Beam	No Messages	0,0022	PMM	CAS3A	0,4250	No Messages	No Messages
484	L40X3	Beam	No Messages	0,0007	PMM	CAS2	0,0000	No Messages	No Messages
485	L40X3	Beam	No Messages	0,0006	PMM	CAS3A	0,4250	No Messages	No Messages
486	L40X3	Brace	No Messages	0,0147	PMM	CAS1A	0,7607	No Messages	No Messages
487	L40X3	Brace	No Messages	0,0371	PMM	CAS1A	0,7607	No Messages	No Messages
488	L40X3	Brace	No Messages	0,0353	PMM	CAS3A	0,7607	No Messages	No Messages
489	L40X3	Brace	No Messages	0,0571	PMM	CAS1A	0,7607	No Messages	No Messages
490	L40X4	Beam	No Messages	0,0474	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
491	L40X4	Beam	No Messages	0,1193	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
492	L40X4	Beam	No Messages	0,0758	PMM	CAS1A	0,4250	No Messages	No Messages
493	L40X4	Beam	No Messages	0,1103	PMM	CAS2	0,4250	No Messages	No Messages
494	L40X3	Column	No Messages	0,0003	PMM	CAS1A	0,3500	No Messages	No Messages
495	L40X3	Column	No Messages	0,0006	PMM	CAS3A	0,1750	No Messages	No Messages
496	L40X3	Column	No Messages	0,0002	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
497	L40X3	Column	No Messages	0,0007	PMM	CAS3A	0,1750	No Messages	No Messages
498	L40X3	Column	No Messages	0,0002	PMM	CAS1A	0,3500	No Messages	No Messages
499	L40X3	Column	No Messages	0,0009	PMM	CAS3A	0,1750	No Messages	No Messages
48	L40X4	Brace	No Messages	0,1822	PMM	CAS3B	0,9461	No Messages	No Messages
50	L40X4	Brace	No Messages	0,6203	PMM	CAS4	0,9461	No Messages	No Messages
52	L40X4	Brace	No Messages	0,1680	PMM	CAS3B	0,9462	No Messages	No Messages
54	L40X4	Brace	No Messages	0,3627	PMM	CAS3B	0,9462	No Messages	No Messages
56	L40X4	Brace	No Messages	0,2841	PMM	CAS4	0,9461	No Messages	No Messages
58	L40X4	Brace	No Messages	0,2291	PMM	CAS3B	0,9462	No Messages	No Messages
60	L40X4	Brace	No Messages	0,5678	PMM	CAS3B	0,9461	No Messages	No Messages
62	L40X4	Brace	No Messages	0,1757	PMM	CAS4	0,9462	No Messages	No Messages
64	L102X6.4	Column	No Messages	0,4080	PMM	CAS4	0,7333	No Messages	No Messages
66	L102X6.4	Column	No Messages	0,2814	PMM	CAS1A	0,7333	No Messages	No Messages



TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
70	L102X6.4	Column	No Messages	0,7661	PMM	CAS4	0,7333	No Messages	No Messages
38	L40X4	Beam	No Messages	0,0867	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
39	L40X4	Beam	No Messages	0,0400	PMM	CAS4	0,4250	No Messages	No Messages
40	L40X4	Beam	No Messages	0,1260	PMM	CAS3B	0,4250	No Messages	No Messages
59	L51X3	Beam	No Messages	0,0598	PMM	CAS4	0,7908	No Messages	No Messages
61	L51X3	Beam	No Messages	0,0606	PMM	CAS1A	0,7913	No Messages	No Messages
63	L51X3	Beam	No Messages	0,0569	PMM	CAS4	0,7908	No Messages	No Messages
65	L51X3	Beam	No Messages	0,0511	PMM	CAS1A	0,7913	No Messages	No Messages
69	L40X4	Beam	No Messages	0,1731	PMM	CAS3B	0,4471	No Messages	No Messages
71	L40X4	Beam	No Messages	0,1207	PMM	CAS4	0,4471	No Messages	No Messages
72	L40X4	Beam	No Messages	0,6545	PMM	CAS4	0,4471	No Messages	No Messages
1	L40X4	Beam	No Messages	0,3472	PMM	CAS4	0,4007	No Messages	No Messages
2	L40X4	Beam	No Messages	0,2393	PMM	CAS2	0,4007	No Messages	No Messages
3	L40X4	Beam	No Messages	0,0984	PMM	CAS2	0,4007	No Messages	No Messages
4	L40X4	Beam	No Messages	0,2977	PMM	CAS3B	0,4007	No Messages	No Messages
5	L40X4	Beam	No Messages	0,3694	PMM	CAS4	0,4007	No Messages	No Messages
6	L40X4	Beam	No Messages	0,2032	PMM	CAS2	0,4007	No Messages	No Messages
18	L40X4	Brace	No Messages	0,1288	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
19	L40X4	Brace	No Messages	0,1899	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
41	L40X4	Brace	No Messages	0,0994	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
42	L40X4	Brace	No Messages	0,0966	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
43	L40X4	Brace	No Messages	0,2172	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
44	L40X4	Brace	No Messages	0,3051	PMM	CAS3B	0,5668	No Messages	No Messages
45	L40X4	Brace	No Messages	0,1984	PMM	CAS1A	0,5668	No Messages	No Messages
46	L40X4	Brace	No Messages	0,1408	PMM	CAS1A	0,5668	No Messages	No Messages
7	L64X4.7	Beam	No Messages	0,0628	PMM	CAS4	1,1190	No Messages	No Messages
11	L64X4.7	Beam	No Messages	0,0672	PMM	CAS1A	1,1190	No Messages	No Messages
16	L64X4.7	Beam	No Messages	0,0366	PMM	CAS1A	1,1183	No Messages	No Messages
17	L64X4.7	Beam	No Messages	0,0602	PMM	CAS1A	1,1183	No Messages	No Messages
47	L40X4	Brace	No Messages	0,0998	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
49	L40X4	Brace	No Messages	0,1054	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
73	L40X4	Brace	No Messages	0,4272	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
74	L40X4	Brace	No Messages	0,2580	PMM	CAS2	0,5506	No Messages	No Messages
90	L40X4	Brace	No Messages	0,0653	PMM	CAS3B	0,7190	No Messages	No Messages
92	L40X4	Brace	No Messages	0,2139	PMM	CAS4	0,7190	No Messages	No Messages
94	L40X4	Brace	No Messages	0,0691	PMM	CAS3B	0,7193	No Messages	No Messages
95	L50X4	Brace	No Messages	0,1261	PMM	CAS3B	1,6088	No Messages	No Messages
96	L40X4	Brace	No Messages	0,2346	PMM	CAS3B	0,7193	No Messages	No Messages
97	L50X4	Brace	No Messages	0,5565	PMM	CAS3B	1,6075	No Messages	No Messages
98	L40X4	Brace	No Messages	0,1315	PMM	CAS4	0,7193	No Messages	No Messages
100	L40X4	Brace	No Messages	0,1002	PMM	CAS3B	0,7193	No Messages	No Messages
102	L40X4	Brace	No Messages	0,1700	PMM	CAS3B	0,7190	No Messages	No Messages
103	L50X4	Brace	No Messages	0,5113	PMM	CAS3B	1,6075	No Messages	No Messages
104	L40X4	Brace	No Messages	0,0673	PMM	CAS4	0,7190	No Messages	No Messages
105	L50X4	Brace	No Messages	0,2421	PMM	CAS4	1,6075	No Messages	No Messages
106	L102X6.4	Column	No Messages	0,4744	PMM	CAS4	0,5026	No Messages	No Messages
108	L102X6.4	Column	No Messages	0,3359	PMM	CAS1A	0,5027	No Messages	No Messages
110	L102X6.4	Column	No Messages	0,6390	PMM	CAS1A	0,5027	No Messages	No Messages
112	L102X6.4	Column	No Messages	0,8600	PMM	CAS4	0,5027	No Messages	No Messages
67	L40X4	Brace	No Messages	0,6114	PMM	CAS3B	0,8128	No Messages	No Messages
36	L40X3	Beam	No Messages	0,1967	Major Shear	CAS3B	0,0013	No Messages	No Messages
81	L40X3	Beam	No Messages	0,0327	PMM	CAS1A	0,4572	No Messages	No Messages
83	L40X3	Beam	No Messages	0,0229	PMM	CAS1A	0,4572	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
85	L40X3	Beam	No Messages	0,0182	PMM	CAS3A	0,4572	No Messages	No Messages
86	L40X3	Beam	No Messages	0,0220	PMM	CAS3A	0,9147	No Messages	No Messages
87	L40X3	Beam	No Messages	0,1075	PMM	CAS1A	0,0013	No Messages	No Messages
88	L40X3	Beam	No Messages	0,0203	PMM	CAS1A	0,4572	No Messages	No Messages
117	L40X4	Brace	No Messages	0,2993	PMM	CAS4	1,0618	No Messages	No Messages
118	L40X4	Brace	No Messages	0,2502	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
119	L40X4	Brace	No Messages	0,5522	PMM	CAS4	0,5310	No Messages	No Messages
120	L40X4	Brace	No Messages	0,1532	PMM	CAS4	0,5309	No Messages	No Messages
121	L40X4	Brace	No Messages	0,1299	PMM	CAS3B	1,0620	No Messages	No Messages
122	L40X4	Brace	No Messages	0,4735	PMM	CAS3B	1,0619	No Messages	No Messages
123	L40X4	Brace	No Messages	0,1377	PMM	CAS3B	0,5309	No Messages	No Messages
124	L40X4	Brace	No Messages	0,4876	PMM	CAS3B	0,5311	No Messages	No Messages
125	L102X6.4	Column	No Messages	0,4916	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
126	L102X6.4	Column	No Messages	0,4922	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
127	L102X6.4	Column	No Messages	0,6797	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
128	L102X6.4	Column	No Messages	0,6797	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
129	L102X6.4	Column	No Messages	0,9054	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
130	L102X6.4	Column	No Messages	0,9056	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
131	L102X6.4	Column	No Messages	0,3570	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
132	L102X6.4	Column	No Messages	0,3576	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
144	L40X3	Beam	No Messages	0,0022	PMM	CAS1A	0,2796	No Messages	No Messages
145	L40X3	Beam	No Messages	0,0022	PMM	CAS2	0,2796	No Messages	No Messages
146	L102X6.4	Column	No Messages	0,8616	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
147	L102X6.4	Column	No Messages	0,8612	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
148	L102X6.4	Column	No Messages	0,4742	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
149	L102X6.4	Column	No Messages	0,4744	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
150	L102X6.4	Column	No Messages	0,6405	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
151	L102X6.4	Column	No Messages	0,6400	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
152	L102X6.4	Column	No Messages	0,3347	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
153	L102X6.4	Column	No Messages	0,3350	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
154	L40X3	Beam	No Messages	0,0029	PMM	CAS3B	0,2796	No Messages	No Messages
155	L40X3	Beam	No Messages	0,0022	PMM	CAS1A	0,2796	No Messages	No Messages
156	L40X3	Beam	No Messages	0,0049	PMM	CAS1A	0,2801	No Messages	No Messages
157	L40X3	Beam	No Messages	0,0047	PMM	CAS1A	0,2801	No Messages	No Messages
158	L40X3	Beam	No Messages	0,0047	PMM	CAS1A	0,2796	No Messages	No Messages
159	L40X3	Beam	No Messages	0,0049	PMM	CAS1A	0,2796	No Messages	No Messages
160	L102X6.4	Column	No Messages	0,7858	PMM	CAS4	0,5076	No Messages	No Messages
161	L102X6.4	Column	No Messages	0,7853	PMM	CAS4	0,5076	No Messages	No Messages
162	L102X6.4	Column	No Messages	0,5739	PMM	CAS1A	0,5076	No Messages	No Messages
163	L102X6.4	Column	No Messages	0,5734	PMM	CAS1A	0,5076	No Messages	No Messages
164	L102X6.4	Column	No Messages	0,4344	PMM	CAS4	0,5076	No Messages	No Messages
165	L102X6.4	Column	No Messages	0,4348	PMM	CAS4	0,5076	No Messages	No Messages
166	L102X6.4	Column	No Messages	0,3007	PMM	CAS1A	0,5076	No Messages	No Messages
167	L102X6.4	Column	No Messages	0,3010	PMM	CAS1A	0,5076	No Messages	No Messages
168	L102X6.4	Column	No Messages	0,4571	PMM	CAS4	0,5608	No Messages	No Messages
169	L102X6.4	Column	No Messages	0,4574	PMM	CAS4	0,5608	No Messages	No Messages
170	L102X6.4	Column	No Messages	0,3217	PMM	CAS1A	0,5608	No Messages	No Messages
171	L102X6.4	Column	No Messages	0,3222	PMM	CAS1A	0,5608	No Messages	No Messages
172	L102X6.4	Column	No Messages	0,6181	PMM	CAS1A	0,5608	No Messages	No Messages
173	L102X6.4	Column	No Messages	0,6175	PMM	CAS1A	0,5608	No Messages	No Messages
174	L102X6.4	Column	No Messages	0,8388	PMM	CAS4	0,5608	No Messages	No Messages
175	L102X6.4	Column	No Messages	0,8382	PMM	CAS4	0,5608	No Messages	No Messages
176	L50X4	Brace	No Messages	0,1867	PMM	CAS3B	1,6075	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
180	L50X4	Brace	No Messages	0,2844	PMM	CAS4	1,6080	No Messages	No Messages
182	L50X4	Brace	No Messages	0,1975	PMM	CAS3B	1,6083	No Messages	No Messages
184	L40X3	Brace	No Messages	0,0125	PMM	CAS1A	0,4712	No Messages	No Messages
185	L40X3	Brace	No Messages	0,0133	PMM	CAS1A	0,4716	No Messages	No Messages
186	L40X3	Brace	No Messages	0,0061	PMM	CAS1A	0,4712	No Messages	No Messages
187	L40X3	Brace	No Messages	0,0061	PMM	CAS3A	0,4712	No Messages	No Messages
188	L40X3	Brace	No Messages	0,0070	PMM	CAS3A	0,4712	No Messages	No Messages
189	L40X3	Brace	No Messages	0,0077	PMM	CAS3A	0,4712	No Messages	No Messages
190	L40X3	Brace	No Messages	0,0160	PMM	CAS1A	0,4716	No Messages	No Messages
191	L40X3	Brace	No Messages	0,0125	PMM	CAS1A	0,4720	No Messages	No Messages
192	L50X4	Brace	No Messages	0,2005	PMM	CAS3B	1,4065	No Messages	No Messages
194	L50X4	Brace	No Messages	0,6668	PMM	CAS4	1,4065	No Messages	No Messages
196	L50X4	Brace	No Messages	0,2216	PMM	CAS4	1,4069	No Messages	No Messages
198	L50X4	Brace	No Messages	0,1961	PMM	CAS3B	1,4073	No Messages	No Messages
200	L40X3	Brace	No Messages	0,0086	PMM	CAS1A	0,3805	No Messages	No Messages
201	L40X3	Brace	No Messages	0,0079	PMM	CAS1A	0,3804	No Messages	No Messages
202	L40X3	Brace	No Messages	0,0040	PMM	CAS3A	0,3804	No Messages	No Messages
203	L40X3	Brace	No Messages	0,0040	PMM	CAS4	0,3804	No Messages	No Messages
204	L40X3	Brace	No Messages	0,0050	PMM	CAS3A	0,3804	No Messages	No Messages
205	L40X3	Brace	No Messages	0,0045	PMM	CAS3A	0,3804	No Messages	No Messages
206	L40X3	Brace	No Messages	0,0080	PMM	CAS1A	0,3807	No Messages	No Messages
207	L40X3	Brace	No Messages	0,0104	PMM	CAS1A	0,3806	No Messages	No Messages
9	L50X4	Beam	No Messages	0,3182	Major Shear	CAS3B	1,1190	No Messages	No Messages
13	L50X4	Beam	No Messages	0,1967	Major Shear	CAS3B	0,6919	No Messages	No Messages
15	L50X4	Beam	No Messages	0,0177	PMM	CAS1A	0,3725	No Messages	No Messages
21	L50X4	Beam	No Messages	0,0804	PMM	CAS4	0,7451	No Messages	No Messages
51	L50X4	Beam	No Messages	0,2009	PMM	CAS1A	0,0014	No Messages	No Messages
75	L50X4	Beam	No Messages	0,0789	PMM	CAS1A	0,3730	No Messages	No Messages
76	L50X4	Beam	No Messages	0,0694	PMM	CAS4	0,3728	No Messages	No Messages
79	L50X4	Beam	No Messages	0,1486	PMM	CAS4	0,3467	No Messages	No Messages
80	L50X4	Beam	No Messages	0,1620	PMM	CAS4	0,3728	No Messages	No Messages
82	L50X4	Beam	No Messages	0,2198	PMM	CAS1A	0,3728	No Messages	No Messages
91	L50X4	Beam	No Messages	0,3059	PMM	CAS1A	0,3467	No Messages	No Messages
93	L50X4	Beam	No Messages	0,2190	PMM	CAS1A	0,3728	No Messages	No Messages
99	L40X4	Brace	No Messages	0,5401	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
101	L40X4	Brace	No Messages	0,3126	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
107	L40X4	Brace	No Messages	0,0853	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
109	L40X4	Brace	No Messages	0,2817	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
111	L40X4	Brace	No Messages	0,2419	PMM	CAS1A	1,1096	No Messages	No Messages
113	L40X4	Brace	No Messages	0,2052	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
133	L40X4	Brace	No Messages	0,3476	PMM	CAS1A	1,1094	No Messages	No Messages
134	L40X4	Brace	No Messages	0,2912	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
135	L40X4	Brace	No Messages	0,7628	PMM	CAS1A	1,1094	No Messages	No Messages
136	L40X4	Brace	No Messages	0,3083	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
137	L40X4	Brace	No Messages	0,8873	PMM	CAS1A	1,1094	No Messages	No Messages
138	L40X4	Brace	No Messages	0,1904	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
139	L40X4	Brace	No Messages	0,0691	PMM	CAS1A	0,5548	No Messages	No Messages
140	L40X4	Brace	No Messages	0,0883	PMM	CAS3B	0,5548	No Messages	No Messages
141	L40X4	Brace	No Messages	0,2776	PMM	CAS3B	0,5547	No Messages	No Messages
142	L40X4	Brace	No Messages	0,2749	PMM	CAS3B	0,5547	No Messages	No Messages
211	L40X3	Beam	No Messages	0,0498	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
212	L40X3	Beam	No Messages	0,1497	PMM	CAS3A	0,7913	No Messages	No Messages
213	L40X3	Beam	No Messages	0,2632	PMM	CAS1A	0,7908	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
223	L102X6.4	Column	No Messages	0,4460	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
224	L102X6.4	Column	No Messages	0,4454	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
225	L102X6.4	Column	No Messages	0,4467	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
226	L102X6.4	Column	No Messages	0,4480	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
227	L102X6.4	Column	No Messages	0,3088	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
228	L102X6.4	Column	No Messages	0,3084	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
229	L102X6.4	Column	No Messages	0,3101	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
230	L102X6.4	Column	No Messages	0,3121	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
231	L102X6.4	Column	No Messages	0,5869	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
232	L102X6.4	Column	No Messages	0,5862	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
233	L102X6.4	Column	No Messages	0,5850	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
234	L102X6.4	Column	No Messages	0,5838	PMM	CAS1A	0,5037	No Messages	No Messages
235	L102X6.4	Column	No Messages	0,7968	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
236	L102X6.4	Column	No Messages	0,7959	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
237	L102X6.4	Column	No Messages	0,7948	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
238	L102X6.4	Column	No Messages	0,7935	PMM	CAS4	0,5037	No Messages	No Messages
239	L50X5	Brace	No Messages	0,1132	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
240	L50X5	Brace	No Messages	0,1103	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
241	L50X5	Brace	No Messages	0,1104	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
242	L50X5	Brace	No Messages	0,1104	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
243	L50X5	Brace	No Messages	0,1185	PMM	CAS1A	0,5343	No Messages	No Messages
244	L50X5	Brace	No Messages	0,1212	PMM	CAS1A	0,5343	No Messages	No Messages
245	L50X5	Brace	No Messages	0,1211	PMM	CAS1A	0,5343	No Messages	No Messages
246	L50X5	Brace	No Messages	0,1212	PMM	CAS1A	0,5343	No Messages	No Messages
247	L50X5	Brace	No Messages	0,1441	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
248	L50X5	Brace	No Messages	0,1433	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
249	L50X5	Brace	No Messages	0,1433	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
250	L50X5	Brace	No Messages	0,1432	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
251	L50X5	Brace	No Messages	0,3407	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
252	L50X5	Brace	No Messages	0,3381	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
253	L50X5	Brace	No Messages	0,3381	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
258	L50X5	Brace	No Messages	0,3380	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
259	L50X5	Brace	No Messages	0,3751	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
260	L50X5	Brace	No Messages	0,3718	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
261	L50X5	Brace	No Messages	0,3719	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
262	L50X5	Brace	No Messages	0,3719	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
263	L50X5	Brace	No Messages	0,3262	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
266	L50X5	Brace	No Messages	0,3236	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
267	L50X5	Brace	No Messages	0,3237	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
268	L50X5	Brace	No Messages	0,3236	PMM	CAS4	0,5342	No Messages	No Messages
269	L50X5	Brace	No Messages	0,2153	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
270	L50X5	Brace	No Messages	0,2145	PMM	CAS3B	0,5343	No Messages	No Messages
271	L50X5	Brace	No Messages	0,2146	PMM	CAS3B	0,5343	No Messages	No Messages
272	L50X5	Brace	No Messages	0,2146	PMM	CAS3B	0,5343	No Messages	No Messages
273	L50X5	Brace	No Messages	0,0500	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
274	L50X5	Brace	No Messages	0,0449	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
275	L50X5	Brace	No Messages	0,0449	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
280	L50X5	Brace	No Messages	0,0449	PMM	CAS3B	0,5342	No Messages	No Messages
281	L40X3	Beam	No Messages	0,0003	PMM	CAS3B	0,0000	No Messages	No Messages
284	L40X3	Beam	No Messages	0,0008	PMM	CAS3A	0,3956	No Messages	No Messages
285	L40X3	Beam	No Messages	0,0009	PMM	CAS3A	0,0000	No Messages	No Messages
286	L40X3	Beam	No Messages	0,0026	PMM	CAS4	0,2798	No Messages	No Messages
287	L40X3	Beam	No Messages	0,0058	PMM	CAS3A	0,3956	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
289	L40X3	Beam	No Messages	0,0064	PMM	CAS3A	0,4196	No Messages	No Messages
292	L40X3	Beam	No Messages	0,0138	PMM	CAS3A	0,7913	No Messages	No Messages
293	L40X3	Beam	No Messages	0,0089	PMM	CAS3B	0,4194	No Messages	No Messages
296	L40X3	Brace	No Messages	0,0092	PMM	CAS3B	0,6271	No Messages	No Messages
297	L40X3	Brace	No Messages	0,0082	PMM	CAS3A	0,6273	No Messages	No Messages
298	L40X3	Brace	No Messages	0,0058	PMM	CAS3B	0,5547	No Messages	No Messages
299	L40X3	Brace	No Messages	0,0060	PMM	CAS3A	0,5548	No Messages	No Messages
300	L40X3	Brace	No Messages	0,0033	PMM	CAS3B	0,5111	No Messages	No Messages
301	L40X3	Brace	No Messages	0,0047	PMM	CAS3A	0,5111	No Messages	No Messages
302	L40X3	Beam	No Messages	0,0009	PMM	CAS3B	0,2794	No Messages	No Messages
303	L40X3	Beam	No Messages	0,0026	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
304	L40X3	Beam	No Messages	0,0028	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
305	L40X3	Beam	No Messages	0,0060	PMM	CAS1A	0,2794	No Messages	No Messages
308	L40X3	Beam	No Messages	0,0104	PMM	CAS1A	0,3954	No Messages	No Messages
309	L40X3	Beam	No Messages	0,0072	PMM	CAS1A	0,2794	No Messages	No Messages
310	L40X3	Beam	No Messages	0,0151	PMM	CAS1A	0,4191	No Messages	No Messages
311	L40X3	Beam	No Messages	0,0279	PMM	CAS1A	0,3954	No Messages	No Messages
314	L40X3	Beam	No Messages	0,0164	PMM	CAS1A	0,4191	No Messages	No Messages
315	L40X3	Brace	No Messages	0,0130	PMM	CAS1A	0,6270	No Messages	No Messages
316	L40X3	Brace	No Messages	0,0295	PMM	CAS1A	0,6270	No Messages	No Messages
317	L40X3	Brace	No Messages	0,0089	PMM	CAS1A	0,5546	No Messages	No Messages
318	L40X3	Brace	No Messages	0,0224	PMM	CAS1A	0,5546	No Messages	No Messages
319	L40X3	Brace	No Messages	0,0062	PMM	CAS3B	0,5111	No Messages	No Messages
320	L40X3	Brace	No Messages	0,0169	PMM	CAS1A	0,5111	No Messages	No Messages
321	L40X3	Beam	No Messages	0,0028	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
322	L40X3	Beam	No Messages	0,0002	Major Shear	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
323	L40X3	Beam	No Messages	0,0003	Minor Shear	CAS1A	0,2798	No Messages	No Messages
324	L40X3	Beam	No Messages	0,0071	PMM	CAS1A	0,2796	No Messages	No Messages
326	L40X3	Beam	No Messages	0,0048	PMM	CAS1A	0,3956	No Messages	No Messages
327	L40X3	Beam	No Messages	0,0061	PMM	CAS1A	0,2798	No Messages	No Messages
328	L40X3	Beam	No Messages	0,0164	PMM	CAS1A	0,4194	No Messages	No Messages
329	L40X3	Beam	No Messages	0,0102	PMM	CAS1A	0,7913	No Messages	No Messages
330	L40X3	Beam	No Messages	0,0152	PMM	CAS1A	0,4196	No Messages	No Messages
331	L40X3	Brace	No Messages	0,0327	PMM	CAS1A	0,6273	No Messages	No Messages
332	L40X3	Brace	No Messages	0,0129	PMM	CAS1A	0,6271	No Messages	No Messages
334	L40X3	Brace	No Messages	0,0252	PMM	CAS1A	0,5548	No Messages	No Messages
335	L40X3	Brace	No Messages	0,0089	PMM	CAS1A	0,5547	No Messages	No Messages
336	L40X3	Brace	No Messages	0,0206	PMM	CAS1A	0,5111	No Messages	No Messages
337	L40X3	Brace	No Messages	0,0056	PMM	CAS1A	0,5111	No Messages	No Messages
338	L40X3	Beam	No Messages	0,0002	PMM	CAS3B	0,2796	No Messages	No Messages
339	L40X3	Beam	No Messages	0,0002	Major Shear	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
341	L40X3	Beam	No Messages	0,0002	PMM	CAS4	0,2796	No Messages	No Messages
342	L40X3	Beam	No Messages	0,0026	PMM	CAS4	0,2796	No Messages	No Messages
343	L40X3	Beam	No Messages	0,0042	PMM	CAS4	0,3954	No Messages	No Messages
345	L40X3	Beam	No Messages	0,0027	PMM	CAS3B	0,2796	No Messages	No Messages
346	L40X3	Beam	No Messages	0,0062	PMM	CAS4	0,4194	No Messages	No Messages
347	L40X3	Beam	No Messages	0,0089	PMM	CAS4	0,3954	No Messages	No Messages
349	L40X3	Beam	No Messages	0,0064	PMM	CAS3B	0,4194	No Messages	No Messages
350	L40X3	Brace	No Messages	0,0080	PMM	CAS3B	0,6271	No Messages	No Messages
351	L40X3	Brace	No Messages	0,0079	PMM	CAS4	0,6271	No Messages	No Messages
353	L40X3	Brace	No Messages	0,0048	PMM	CAS3B	0,5547	No Messages	No Messages
354	L40X3	Brace	No Messages	0,0047	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
355	L40X3	Brace	No Messages	0,0026	PMM	CAS3B	0,5111	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
374	L51X3	Brace	No Messages	0,0147	PMM	CAS3A	0,8690	No Messages	No Messages
383	L40X3	Brace	No Messages	0,0113	PMM	CAS3A	0,7213	No Messages	No Messages
392	L40X3	Brace	No Messages	0,0062	PMM	CAS3A	0,6031	No Messages	No Messages
393	L51X3	Brace	No Messages	0,0190	PMM	CAS3B	0,8690	No Messages	No Messages
414	L40X3	Brace	No Messages	0,0165	PMM	CAS3B	0,7210	No Messages	No Messages
423	L40X3	Brace	No Messages	0,0088	PMM	CAS3B	0,6029	No Messages	No Messages
432	L51X3	Brace	No Messages	0,0342	PMM	CAS1A	0,8689	No Messages	No Messages
441	L40X3	Brace	No Messages	0,0345	PMM	CAS1A	0,7212	No Messages	No Messages
442	L40X3	Brace	No Messages	0,0189	PMM	CAS1A	0,6030	No Messages	No Messages
443	L51X3	Brace	No Messages	0,0141	PMM	CAS3B	0,8686	No Messages	No Messages
444	L40X3	Brace	No Messages	0,0109	PMM	CAS3B	0,7210	No Messages	No Messages
445	L40X3	Brace	No Messages	0,0063	PMM	CAS3B	0,6030	No Messages	No Messages
446	L40X4	Brace	No Messages	0,7798	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
447	L40X4	Brace	No Messages	0,0893	PMM	CAS1A	0,5968	No Messages	No Messages
448	L40X4	Brace	No Messages	0,1677	PMM	CAS4	0,5968	No Messages	No Messages
449	L40X4	Brace	No Messages	0,2852	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
480	L40X4	Brace	No Messages	0,2702	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
481	L40X4	Brace	No Messages	0,0999	PMM	CAS3B	0,5969	No Messages	No Messages
500	L40X4	Brace	No Messages	0,0068	PMM	CAS2	0,5969	No Messages	No Messages
501	L40X4	Brace	No Messages	0,8657	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
8	L40X3	Beam	No Messages	0,0628	PMM	CAS4	0,7913	No Messages	No Messages
10	L40X3	Beam	No Messages	0,0341	PMM	CAS1A	0,7908	No Messages	No Messages
12	L40X3	Beam	No Messages	0,0520	PMM	CAS3B	0,7913	No Messages	No Messages
14	L40X3	Beam	No Messages	0,0224	PMM	CAS4	0,7908	No Messages	No Messages
20	L50X4	Beam	No Messages	0,0754	PMM	CAS1A	0,5595	No Messages	No Messages
22	L50X4	Beam	No Messages	0,8676	PMM	CAS1A	0,8190	No Messages	No Messages
23	L50X4	Beam	No Messages	0,3571	PMM	CAS4	0,8197	No Messages	No Messages
24	L50X4	Beam	No Messages	0,0871	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
25	L50X4	Beam	No Messages	0,0025	PMM	CAS1A	0,2794	No Messages	No Messages
27	L50X4	Beam	No Messages	0,0187	PMM	CAS3A	0,8190	No Messages	No Messages
28	L50X4	Beam	No Messages	0,1381	PMM	CAS3B	0,8186	No Messages	No Messages
29	L50X4	Beam	No Messages	0,0030	PMM	CAS3B	0,2798	No Messages	No Messages
30	L50X4	Beam	No Messages	0,1154	PMM	CAS3A	0,5592	No Messages	No Messages
31	L50X4	Beam	No Messages	0,2607	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
32	L50X4	Beam	No Messages	0,2633	PMM	CAS3B	0,8190	No Messages	No Messages
33	L50X4	Beam	No Messages	0,1145	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
34	L50X4	Beam	No Messages	0,0018	PMM	CAS4	0,2796	No Messages	No Messages
35	L50X4	Beam	No Messages	0,1383	PMM	CAS4	0,0000	No Messages	No Messages
37	L50X4	Beam	No Messages	0,1782	PMM	CAS1A	0,8190	No Messages	No Messages
53	L50X4	Beam	No Messages	0,0034	PMM	CAS1A	0,2796	No Messages	No Messages
55	L40X3	Brace	No Messages	0,0044	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
57	L40X3	Brace	No Messages	0,0049	PMM	CAS4	0,5547	No Messages	No Messages
77	L40X3	Brace	No Messages	0,0042	PMM	CAS3A	0,5547	No Messages	No Messages
78	L40X3	Brace	No Messages	0,0060	PMM	CAS3B	0,5547	No Messages	No Messages
89	L40X3	Brace	No Messages	0,0834	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
114	L40X3	Brace	No Messages	0,0340	PMM	CAS1A	0,0000	No Messages	No Messages
115	L40X3	Brace	No Messages	0,0196	PMM	CAS1A	0,5547	No Messages	No Messages
116	L40X3	Brace	No Messages	0,0065	PMM	CAS1A	0,5547	No Messages	No Messages
143	L40X4	Brace	No Messages	0,1470	PMM	CAS3B	0,5506	No Messages	No Messages
177	L40X4	Brace	No Messages	0,1901	PMM	CAS3B	0,5506	No Messages	No Messages
179	L40X4	Brace	No Messages	0,1715	PMM	CAS4	0,5506	No Messages	No Messages
181	L40X4	Brace	No Messages	0,3074	PMM	CAS3B	0,5506	No Messages	No Messages
183	L40X4	Brace	No Messages	0,1285	PMM	CAS1A	0,5668	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
197	L40X4	Brace	No Messages	0,2823	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
199	L40X4	Brace	No Messages	0,2002	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
208	L40X4	Brace	No Messages	0,1150	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
209	L40X4	Brace	No Messages	0,1614	PMM	CAS4	0,5668	No Messages	No Messages
210	L40X4	Brace	No Messages	0,0392	PMM	CAS3A	0,5668	No Messages	No Messages
215	L40X4	Brace	No Messages	0,0544	PMM	CAS3A	0,5668	No Messages	No Messages
386	L76X6.4	Column	No Messages	0,5895	PMM	CAS4	0,7500	No Messages	No Messages
193	L40X4	Brace	No Messages	0,0786	PMM	CAS1A	0,5668	No Messages	No Messages
365	L40X3	Brace	No Messages	0,0023	PMM	CAS4	0,5111	No Messages	No Messages
288	L40X3	Beam	No Messages	0,0038	PMM	CAS3B	0,2796	No Messages	No Messages
214	L40X3	Beam	No Messages	0,1791	PMM	CAS1A	0,7913	No Messages	No Messages
178	L50X4	Brace	No Messages	0,5187	PMM	CAS4	1,6075	No Messages	No Messages
454	L50X5	Beam	No Messages	0,6201	PMM	CAS4	1,0375	No Messages	No Messages
84	L40X3	Beam	No Messages	0,0302	PMM	CAS1A	0,4574	No Messages	No Messages

## **ANEXO E**

TABLA 1 DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION



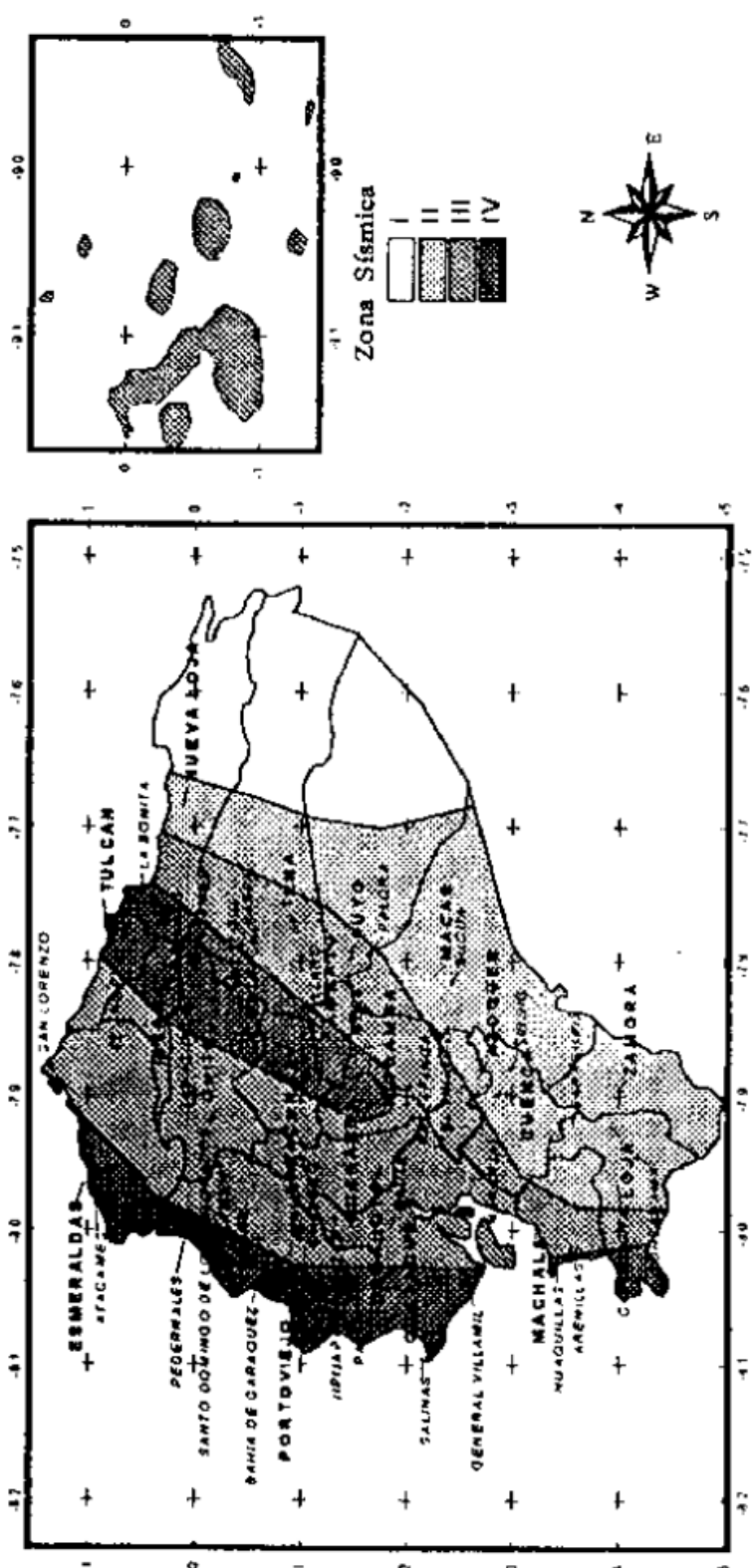


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

## **ANEXO F**

TABLA 4 DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION

**TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

## **ANEXO G**

PLANO DE MONTAJE

## **ANEXO H**

PLANO DE TALLER